

CAPITULO N°1
ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

1. ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

1.1 El Problema

1.1.1 Antecedentes

Actualmente la Unidad Educativa “Industrial San Luis”, cuenta con dos bloques de infraestructura, en los cuales funcionan: los laboratorios de Mecánica Automotriz, Mecánica General, Carpintería y Electricidad; las aulas teóricas; los ambientes administrativos. Los cuales hoy en día han quedado insuficientes en referencia a la cantidad de estudiantes que cuenta la institución en la actualidad.

De acuerdo con esta observación se puede deducir que la problemática radica en el hacinamiento de los estudiantes debido a la insuficiencia en la infraestructura existente que genera un inadecuado desarrollo de los estudiantes de las diferentes áreas técnicas de la institución, ya que estos ambientes no cumplen con requisitos mínimos de espacio, para el desarrollo de las prácticas y trabajos en el área técnica, sumado esto al incremento de alumnado en el último tiempo, ambientes saturados sin la adecuada ventilación que se requiere y que de alguna u otra manera ponen en riesgo la salud de los estudiantes.

1.1.2 Planteamiento

De acuerdo con las observaciones y los datos preliminares se observa la deficiencia en la infraestructura de la unidad educativa que genera malas condiciones de trabajo y hacinamiento en los estudiantes, provocando la reducción en la calidad de la formación técnica de los mismos.

Los probables orígenes del problema de hacinamiento de estudiantes son:

- *El crecimiento de la población estudiantil del Colegio Nacional San Luis.*
- *Insuficiencias en la infraestructura actual de la Unidad Educativa “Industrial San Luis”*

De permanecer la situación actual, el hacinamiento de estudiantes en la Unidad Educativa “Industrial San Luis” se acrecentara y como resultado se tendrá una reducción en la calidad de formación técnica del alumnado, debido a los ambientes saturados y con poca o nula ventilación que generaría problemas aún más importantes como lo son en la salud de los estudiantes.

Como posibles soluciones para la problemática se plantea:

- *Alquiler de ambientes extraescolares cercanos a la unidad educativa.*
- *Restricción matricular de estudiantes.*
- *Construcción del Bloque II de talleres de la Unidad Educativa “Industrial San Luis”*
- *Ampliación de los talleres existentes en la unidad educativa.*

1.1.3 Formulación

A través de la elaboración y la construcción del proyecto del Bloque II de talleres de la Unidad Educativa “Industrial San Luis” se podrá sanear la problemática existente en el establecimiento, al generar ambientes idóneos para la formación técnica, y poder utilizar los ambiente antiguos para otros usos como salas teóricas o administrativas.

En base a las alternativas planteadas para sanear la problemática existente, se decide como la alternativa más apropiada la construcción del Bloque II de talleres de la Unidad Educativa “Industrial San Luis”, que garantice una solución viable para la problemática.

1.1.4 Sistematización

En base a las posibles soluciones para sanear la problemática se deben plantear además una serie de alternativas técnicas que satisfagan los requerimientos necesarios de viabilidad, en este sentido se deberá hacer un análisis técnico económico de las mismas.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Elaborar el diseño estructural del Bloque II de Talleres “Unidad Educativa Industrial San Luis”

1.2.2 Objetivos Específicos

Como objetivos específicos se tienen los siguientes:

- *Analizar la información secundaria del proyecto para la formulación de alternativas*
- *Plantear desde el punto de vista técnico alternativas para el diseño estructural*
- *Describir una comparación técnica y económica de las alternativas proyectadas del planteo estructural.*

1.3 Justificación

1.3.1 Académica

El desarrollo de la propuesta de proyecto permite al estudiante profundizar los conocimientos adquiridos durante su carrera, pudiendo desarrollar destrezas y habilidades en el diseño estructural de edificaciones, así como también en el desarrollo de propuestas en beneficio de la sociedad.

1.3.2 Técnica

En base a la información preliminar del sitio y de los antecedentes del proyecto, se puede afirmar que el lugar de emplazamiento no presenta dificultades que podrían inviabilizar el proyecto, mas al contrario presenta las condiciones suficientes para su construcción.

1.3.3 Social

La concretización del proyecto planteado en esta propuesta permitirá mejorar la actividad pedagógica en la Unidad Educativa “Industrial San Luis”, brindando a los estudiantes, docentes y plantel administrativo ambientes cómodos, amplios y apropiados para el desarrollo de sus actividades, reduciendo en gran manera los posibles problemas de salud que acarrea el estar en ambiente cerrados y poco ventilados.

Este proyecto cuenta con el respaldo de las autoridades de la Unidad Educativa “Industrial San Luis”, ha sido acogido de gran manera por la comunidad educativa de esta institución ya que su elaboración vendría a subsanar los problemas de deficiencia en la infraestructura existente en el establecimiento, que son las prioridades para sus autoridades.

1.4 Alcance del Proyecto

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

1.4.1 Resultados a Lograr

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

- *Caracterización de las propiedades físico-mecánicas del suelo en el sitio de emplazamiento a nivel del estrato de fundación, cuyo valor más relevante será la capacidad portante del suelo. (Laboratorio de la U.A.J.M.S.-Ensayo de penetración-granulometría-límites líquido y plástico)*
- *Análisis y metrado de las cargas permanentes y sobrecargas actuantes en la estructura.*
- *Análisis estructural del sistema estructural, en base a métodos de análisis establecidos en las normas de diseño, con un estudio de estados de carga, estableciendo claramente la respuesta estructural ante las solicitaciones*
- *Diseño de los elementos estructurales en base a la norma vigente, garantizando la seguridad y el confort en la estructura.*
- *Planos estructurales a detalle de todos los elementos estructurales.*
- *Métodos constructivos para la ejecución y especificaciones técnicas de los ítems involucrados.*
- *Cómputos métricos de los volúmenes de obra, precios unitarios y presupuesto general del proyecto*
- *Elaboración de un cronograma de ejecución de la obra en base a los volúmenes de obra y rendimiento de la mano de obra en las diferentes actividades.*

1.4.2 Restricciones del proyecto

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

CAPITULO N°2
DESCRIPCION GENERAL DEL AREA DEL PROYECTO

1. DESCRIPCION GENERAL DEL AREA DEL PROYECTO

1.1 Aspectos Físicos

1.1.1 Ubicación Geográfica

La ciudad de Tarija se encuentra situada en el valle central del departamento de Tarija y limita al norte y oeste con la provincia Méndez, al este con la Provincia de Burdet O'Connor y al sur con las provincias de Avilés y Aniceto Arce, ubicada en la zona meridional de Bolivia entre la latitud sur paralelo $21^{\circ}32'$ y longitud Oeste meridiano $64^{\circ}43'$ con una altitud de 1.875 m.s.n.m.



Ilustración 1: Ubicación Geográfica del Proyecto, Elaboración Propia

1.1.1.1 Localización

La ubicación del emplazamiento de la estructura es en la Unidad Educativa “Industrial San Luis” ubicada en la zona central distrito 1 de la ciudad de Tarija del departamento de Tarija ubicado en las calles Juan Misael Saracho y 15 de Abril

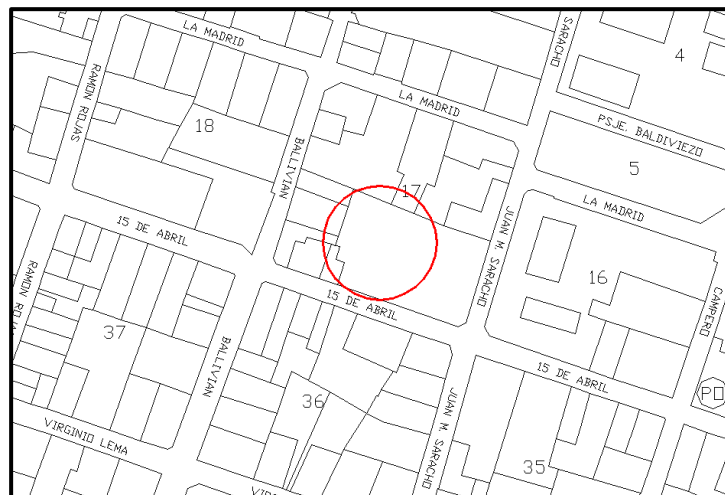


Ilustración 2; Ubicación en la Ciudad del Proyecto, Elaboración Propia

1.2 Aspectos Demográficos

1.2.1 Población Actual

La población actual de la ciudad de Tarija es de 205.346 habitantes según el censo de 2012

1.3 Aspectos Económicos

El departamento de Tarija presenta índices de pobreza inferiores al promedio nacional, sin embargo también se observan extensas regiones rurales con bajos niveles de ingreso familiar, caracterizados por la presencia de una economía campesina de subsistencia, con baja productividad y escasa generación de excedentes.

1.3.1 Actividades Económicas

La principal actividad económica del municipio es la industria vitivinícola. Se producen vinos y singanis de gran calidad para el consumo nacional y la exportación.

La ciudad tiene también plantas de procesamiento de derivados lácteos, industrias madereras, fábricas de cerámica roja y envasadoras de frutas. La mayoría de estos productos tienen mercados dentro y fuera de Bolivia. El área rural del municipio abarca un área extensa, con microrregiones en las cuales se desarrolla una actividad agrícola muy diversificada. Además de sus cultivos de vid, tiene cultivos de pepinillo, ajo y flores para el mercado nacional y para la exportación.

Tarija tiene una ventajosa ubicación que orienta su actividad productiva hacia la exportación, particularmente a la República Argentina. Su producción agropecuaria se ha visto favorecida con la construcción de la represa San Jacinto, que provee de agua para riego al valle central. San Jacinto también genera electricidad y es un centro de interés turístico.

1.4 Aspectos Sociales y Culturales

Respecto a la cultura es conocida como la tierra de los copleros, el vino y los hermosos valles, conserva la herencia de la colonia, podemos mencionar algunas obras civiles: Casa Dorada, Observatorio, Mirador José Eustaquio Méndez, Mirador Juan Pablo II, Museo Paleontológico, Casa José Eustaquio Méndez; y construcciones religiosas tenemos: Iglesia San Francisco, Catedral Metropolitana, Iglesia San Roque, Iglesia San Juan, Biblioteca Franciscana, Museo San Francisco.



Ilustración 3: Aspectos Culturales de la Ciudad, Elaboración Propia

Alrededores atractivos turísticos: La Tablada, San Lorenzo, Padcaya, Chaguaya, Bermejo, El chorro, El Cajón, Entre Ríos, Yacuiba, Villamontes.

Las diferentes festividades religiosas y paganas, se celebran durante todo el año, y son parte de la agenda cultural de la ciudad, con gran participación de sus habitantes.

1.5 Servicios Básicos Existentes

Los servicios básicos existentes en la ciudad de Tarija son: Agua potable, Alcantarillado sanitario, Energía eléctrica, Modalidades de recolección y Disposición de residuos sólidos, Salud, Educación, Transporte y Comunicación.

1.5.1 Agua Potable

La administración de los sistemas de agua potable está a cargo de la empresa (COSSALT), empresa que se encarga de la administración y dotación de este elemento vital a la ciudad de Tarija.

Se cuenta con varios sistemas interconectados de tuberías en la urbe y en la zona perimetrales para la distribución de agua potable.

1.5.2 Alcantarillado Sanitario

La administración de los sistemas de agua potable está a cargo de la empresa (COSSALT).

Se cuenta con una red antigua de conectores sanitarios en la urbe y redes en expansión en la zona perimetrales para este servicio.

1.5.3 Energía Eléctrica

Se cuenta con energía eléctrica en toda la urbe de la ciudad cuya administración y control del suministro está a cargo de la empresa de Servicios Eléctricos de Tarija (SETAR).

Sin embargo el suministro de energía eléctrica es parcial debido a sus escasas, teniendo razonamientos en ciertas épocas del año

1.5.4 Modalidades de Recolección y Disposición de Residuos Sólidos.

La recolección de residuos y la administración y control del suministro está a cargo de la Empresa Municipal de Aseo Tarija (EMAT).

Empresa el cual regula el servicio de recolección y depósito de residuos tóxicos en toda la urbe de la ciudad.

1.5.5 Salud

Se cuenta con varios centros de salud pública, cuyo servicio muchas veces se ve sobrepasado por la afluencia de pacientes, debido a la falta de infraestructura hospitalaria, sin embargo se cuenta con varios centros de salud privados, que brindan este servicio.

1.5.6 Educación

La educación pública en la ciudad, como en todo el país se encuentra en una etapa de reforma en cuanto a la pedagogía, se mejoró de manera significativa en la generación de infraestructura para este fin.

La ciudad cuenta también con establecimientos de educación privados que brindan el servicio a la población

1.5.7 Transporte y Comunicación

La ciudad de Tarija cuenta con vías terrestres de conexión departamental, provincial e internacional, las calles de la urbe en su totalidad se encuentra pavimentada.

Se cuenta también con un aeropuerto internacional, que brinda el servicio a líneas áreas que realizan un servicio de transporte interdepartamental e interprovincial

CAPITULO N°3
MARCO TEORICO

1. MARCO TEORICO

1.1 Generalidades

En el siguiente capítulo se mencionaran los fundamentos teóricos, para el posterior desarrollo de la ingeniería del proyecto.

1.2 Estudio Geotécnico de Suelos

El ensayo normal de Penetración Estándar SPT es una prueba In Situ que se realiza en el terreno a un nivel especificado, consiste en determinar el número de golpes de un martillo de peso 63.5 Kg. con 762 mm. (30 plg) de altura de caída, necesarios para hincar en el suelo inalterado, un toma muestras partido normal en una distancia de 305 mm.(1 pie) cuyos diámetros normalizados son: 36.8 mm.(1.45 plg)de diámetro interior y 50.8 mm.(2 plg) de diámetro exterior.



Ilustración 1: Equipo Ensayo SPT, Elaboración Propia

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

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

1.3 Materiales

1.3.1 Hormigón Armado

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

Presenta una amplia variedad de texturas y colores y se utiliza para construir muchos tipos de estructuras como autopistas, calles, puentes, túneles, presas, grandes edificios, pistas de

aterriaje, sistemas de riego y canalización, embarcaderos y muelles, aceras, silos, bodegas, factorías, casas e incluso barcos.

1.3.1.1 Cemento

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

1.3.1.2 Áridos

Se denomina comúnmente árido a una roca que, tras un proceso de tratamiento industrial (simple clasificación por tamaños en el caso de los áridos naturales, o trituración, molienda y clasificación en el caso de los áridos de machaqueo), se emplean en la industria de la construcción en múltiples aplicaciones, que van desde la elaboración, junto con un material ligante, de hormigones, morteros y aglomerados asfálticos, hasta la construcción de bases y sub-bases para carreteras, balastos y sub-balastos para las vías de ferrocarril, o escolleras para la defensa y construcción de puertos marítimos. Es un material granular (pequeños trozos de roca) que, en la mayoría de los casos, ha de tener una distribución granulométrica adecuada. Los áridos, tal y como se han definido, son conjuntos de granos rocosos de muy diversos tamaños.

1.3.1.3 Agua

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

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

1.3.2 Hormigones

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

1.3.2.1 Propiedades del Hormigón

1.3.2.1.1 Resistencia

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

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

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

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

1.3.2.1.1 Consistencia

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

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

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

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

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

1.3.2.1.2 Coeficiente de dilatación Térmica

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

1.3.3 Aceros

1.3.3.1 Generalidades

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

- Barras lisas.
- Barras corrugadas.
- Mallas electrosoldadas.

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

1.3.3.2 Características Geométricas

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

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

Tabla 3: Diametros y Areas de Barras Corrugadas, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

1.3.3.3 Características Mecánicas

Las barras empleadas en el diseño en hormigón armado deben ajustarse a la siguiente serie de características mecánicas mínimas, expresadas en la siguiente tabla:

Designación	Clase de acero	Límite elástico f_y , en MPa no menor que	Carga unitaria de rotura f_s , en MPa no menor que	Alargamiento de rotura, en % sobre base de diámetros, no menor que	Relación f_s/f_y , en ensayo no menor que
AH 400 N	D.N.	400	520	16	1,29
AH 400 F	E.F.	400	440	12	1,10
AH 500 N	D.N.	500	600	14	1,20
AH 500 F	E.F.	500	550	10	1,10
AH 600 N	D.N.	600	700	12	1,16
AH 600 F	E.F.	600	660	8	1,10

Tabla 4: Tipos de Acero, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

1.3.4 Adherencia entre Hormigón y Acero

La adherencia entre el hormigón-acero es el fenómeno básico sobre el que descansa el funcionamiento del hormigón armado como material estructural. Si no existiese adherencia, las barras serían incapaces de tomar el menor esfuerzo de tracción, ya que el acero se deslizaría sin encontrar resistencia en toda su longitud y no acompañaría al hormigón en sus deformaciones, lo que causaría una rotura brusca. La norma boliviana de hormigón armado dice “la adherencia permite la transmisión de esfuerzos tangenciales entre el hormigón y armadura, a lo largo de toda la longitud de esta y también asegura el anclaje de la armadura en los dispositivos de anclaje de sus extremos”.

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

1.4 Armaduras

1.4.1 Anclaje

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

1.4.1 Empalmes

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

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

1.4.2 Adherencia

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

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

Siendo:

τ_{bd} = Resistencia de cálculo para adherencia

1.4.3 Distancia entre Barras

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

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

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

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

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

1.4.4 Distancia a los Paramentos

Se denomina recubrimiento geométrico de una barra, o simplemente recubrimiento, a la distancia libre entre su superficie y el paramento más próximo de la pieza. El objeto del recubrimiento es proteger las armaduras tanto de la corrosión como de la acción del fuego, por ello es fundamental la buena compacidad del hormigón del recubrimiento, más aun que su espesor. Las diferentes normas establecen para los recubrimientos las limitaciones coincidentes con las que recomendamos a continuación:

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

b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros. Si es necesario disponer un mayor recubrimiento y salvo casos especiales de

ambientes agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento, para sujetar el hormigón del mismo.

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

<i>Elementos</i>	<i>Recubrimiento</i>
<i>Para losas y paredes en el interior de los edificios</i>	<i>1 5cm</i>
<i>Para losas y paredes al aire libre</i>	<i>1.5 cm</i>
<i>Para vigas y pilares en el interior de edificios</i>	<i>1.5 cm</i>
<i>Para vigas y pilares al aire libre</i>	<i>2cm</i>
<i>Para piezas en contacto con el suelo</i>	<i>3 cm</i>
<i>Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo</i>	<i>4 cm</i>

Tabla 5: Recubrimientos Minimos, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

1.4.5 Doblado de las Armaduras

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

1.5 Coeficientes de Minoración de las Resistencias de los Materiales

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

Material	Coeficiente básico	Nivel de control	Corrección
<i>Acero</i>	$\gamma_s = 1.15$	<i>Reducido</i>	+0.05
		<i>Normal</i>	0
		<i>Intenso</i>	-0.05
<i>hormigón</i>	$\gamma_s = 1.5$	<i>Reducido</i>	+0.20
		<i>Normal</i>	0
		<i>Intenso</i>	-0.10

Tabla 6: Coeficientes de Minoracion, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

1.6 Coeficiente de Mayoración de las Cargas

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

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

Tabla 7: Coeficientes de Mayoración, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

1.7 Acciones

1.7.1 Acciones Permanentes

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

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

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

1.7.2 Acciones Variables

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

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

Los siguientes cuadros nos proporcionan valores de las cargas permanentes y accidentales de acuerdo al tipo de estructura, material y la función que cumple la misma. Es importante tomar en cuenta estos valores puesto que son los que recomiendan las normas.

Materiales		Peso específico kn/m ³
Rocas	Mármol y calcáreo	28

<i>Bloques artificiales</i>	<i>Bloques de mortero</i>	22
	<i>Losetas cerámicas</i>	18
	<i>Ladrillos con huecos</i>	13
	<i>Ladrillos macizos</i>	18
	<i>Teja colonial</i>	0.50
<i>Revoques y hormigones</i>	<i>Argamasa de cal arena y cemento</i>	19
	<i>Argamasa de arena y cemento</i>	21
	<i>Argamasa de yeso</i>	12.50
	<i>Hormigón simple</i>	23
	<i>Hormigón armado</i>	25
<i>diversos</i>	<i>Alquitrán</i>	12
	<i>Vidrio plano</i>	26

Tabla 8: Cargas Permanentes, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

<i>Uso del elemento</i>		<i>Sobrecarga Kg/m²</i>
B.	<i>Viviendas</i>	
	<i>Habitaciones de viviendas económicas</i>	150
	<i>Habitaciones en otro caso</i>	200
	<i>Escaleras y accesos públicos</i>	300
	<i>Balcones volados</i>	<i>Según art. 3,5</i>
D.	<i>Oficinas y comercios</i>	
	<i>Locales privados</i>	200
	<i>Oficinas públicas, tiendas</i>	300
	<i>Galerías comerciales, escaleras y accesos</i>	400
<i>Uso del elemento</i>		<i>Sobrecarga Kg/m²</i>
	<i>Locales de almacén</i>	<i>Según su uso</i>
	<i>Balcones volados</i>	<i>Según art. 3,5</i>
E.	<i>Edificios docentes</i>	

	<i>Aulas, despachos y comedores</i>	300
	<i>Escaleras y accesos</i>	400
	<i>Balcones volados</i>	<i>Según art. 3,5</i>
F.	<i>Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos</i>	
	<i>Locales con asientos fijos</i>	300
	<i>Locales sin asientos, tribunas, escaleras</i>	500
	<i>Balcones volados</i>	<i>Según art. 3,5</i>
G.	<i>Calzadas y garajes</i>	
	<i>Sólo automóviles de turismo</i>	400
	<i>Camiones</i>	1000

Tabla 9: Cargas Permanentes, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

1.7.3 Sobrecarga de Viento

El viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria W (kg/m^2) en la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión), de valor:

$$W = C * P$$

Dónde:

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

$C1=-0,0978$ (barlovento) y $C2=-0,40$ (sotavento). En el caso de la cubierta

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

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

1.7.4 Presion Dinamica de Viento

La velocidad del viento produce una presión dinámica en los puntos donde la velocidad se anula, de valor:

$$P = \frac{V^2}{16}$$

Dónde:

V =Velocidad del viento (m/s), para el proyecto se tomó una velocidad de 34 m/s

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

1.8 Hipotesis de Carga

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

Estados Límites Últimos:

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

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

Estados Límites de Servicio:

$$\text{HIPÓTESIS I } G + Q$$

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

Dónde:

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

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

W = Valor característico de la carga del viento.

Los siguientes cuadros nos proporcionan valores de las cargas permanentes y accidentales de acuerdo al tipo de estructura, material y la función que cumple la misma. Es importante tomar en cuenta estos valores puesto que son los que recomiendan las normas.

Materiales		Peso específico kn/m ³
Rocas	Mármol y calcáreo	28
Bloques artificiales	Bloques de mortero	22
	Losetas cerámicas	18
	Ladrillos con huecos	13
	Ladrillos macizos	18
	Teja colonial	0.50
Revoques y hormigones	Argamasa de cal arena y cemento	19
	Argamasa de arena y cemento	21
	Argamasa de yeso	12.50
	Hormigón simple	23
	Hormigón armado	25

<i>diversos</i>	<i>Alquitrán</i>	12
	<i>Vidrio plano</i>	26

Tabla 10: Cargas Permanentes, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

<i>Uso del elemento</i>		<i>Sobrecarga Kg/m²</i>
B.	<i>Viviendas</i>	
	<i>Habitaciones de viviendas económicas</i>	150
	<i>Habitaciones en otro caso</i>	200
	<i>Escaleras y accesos públicos</i>	300
	<i>Balcones volados</i>	<i>Según art. 3,5</i>
D.	<i>Oficinas y comercios</i>	
	<i>Locales privados</i>	200
	<i>Oficinas públicas, tiendas</i>	300
	<i>Galerías comerciales, escaleras y accesos</i>	400
<i>Uso del elemento</i>		<i>Sobrecarga Kg/m²</i>
	<i>Locales de almacén</i>	<i>Según su uso</i>
	<i>Balcones volados</i>	<i>Según art. 3,5</i>
E.	<i>Edificios docentes</i>	
	<i>Aulas, despachos y comedores</i>	300
	<i>Escaleras y accesos</i>	400
	<i>Balcones volados</i>	<i>Según art. 3,5</i>
F.	<i>Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos</i>	
	<i>Locales con asientos fijos</i>	300
	<i>Locales sin asientos, tribunas, escaleras</i>	500
	<i>Balcones volados</i>	<i>Según art. 3,5</i>
G.	<i>Calzadas y garajes</i>	

	<i>Sólo automóviles de turismo</i>	400
	<i>Camiones</i>	1000

Tabla 11: Cargas Permanentes, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

1.9 Determinación de los Esfuerzos

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

1.9.1 Elementos Estructurales

1.9.1.1 Cubiertas

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

1.9.1.1.1 Formas de Cubiertas

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

1.9.1.1.2 Inclinación de las Cubiertas

Las diferentes pendientes o inclinaciones de las cubiertas dependen: de los materiales usados para techar, de las circunstancias del clima y de la finalidad a que se destine el local cubierto. Ordinariamente, tales pendientes se clasifican en tres grupos o categorías:

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

1.9.1.1.3 Cargas de Viento

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

$$\omega = \frac{V^2}{16}$$

Dónde:

$$\omega = \text{Carga dinámica de viento kg/m}^2$$

V = velocidad del viento m/s.

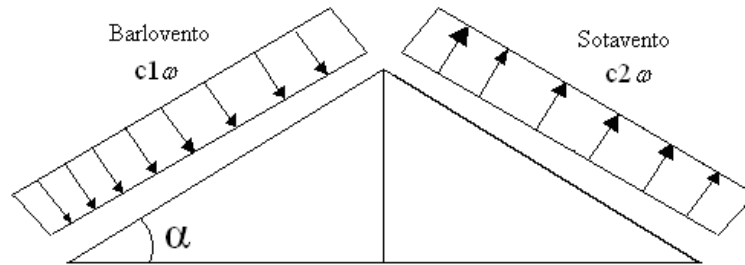


Ilustración 2: Barlovento y Sotavento, Elaboración Propia

Angulo α	Barlovento $c1$	Sotavento $c2$
90°	+ 0,8	- 0,4
80°	+ 0,8	- 0,4
70°	+ 0,8	- 0,4
Angulo α	Barlovento $c1$	Sotavento $c2$
60°	+ 0,8	- 0,4
50°	+ 0,6	- 0,4
40°	+ 0,4	- 0,4
30°	+ 0,2	- 0,4
20°	0	- 0,4
10°	- 0,2	- 0,4
0°	- 0,4	- 0,4
<i>Valores intermedios pueden interpolarse linealmente</i>		

Tabla 12: Coeficientes de Viento, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

1.9.1.1.4 Cubierta Metálica

1.9.1.1.4.1 Combinaciones de carga

La norma LRFD nos muestra las siguientes combinaciones:

$$U = 1,4 D$$

(Ecuación A4-1 del LRFD)

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr o S o R)$$

(Ecuación A4-2 del LRFD)

$$U = 1,2 D + 1,6 (Lr o S o R) + (1,0 L o 0,8 W)$$

(Ecuación A4-3 del LRFD)

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

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

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

Donde:

U: Carga última

D: Cargas muertas

L: Cargas vivas

L_r: Cargas vivas en techos

S: Cargas de nieve

R: Carga inicial de lluvia o hielo

W: Carga de Viento

E: Sismo

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

Tabla 13: Coeficientes de Viento, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

1.9.1.1.4.2 Análisis de miembros de acero

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

1.9.1.1.4.2.1 Diseño de miembros a flexión

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

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

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

Por conveniencia clasificaremos primero las vigas compactas y esbeltas y luego determinaremos la resistencia por momento con base en el grado de soporte lateral. El análisis en esta sección se aplica a dos tipos de vigas: perfiles I y H laminados en caliente flexionados respecto al eje fuerte y cargados en el plano del eje débil; y canales flexionados respecto al eje fuerte y cargados a través del centro del cortante o restringidas contra torsión. (El centro de cortante es el punto sobre la sección transversal a través del cual una carga transversal debe pasar para que la viga se flexione sin torsión). El énfasis será los perfiles W. Las vigas (aquellas con aceros de grados diferentes en el alma y en los patines) no serán consideradas y algunas de las ecuaciones del AISC serán ligeramente modificadas para reflejar esta especialización; F_{yf} y F_{yw} , las resistencias por fluencia del patín y alma, serán reemplazadas por F_y .

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

– espesor para el patín y el alma

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

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

momento es limitada por la resistencia por pandeo lateral torsionante, ya sea este elástico o inelástico.

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

La resistencia nominal como:

$$M_n = M_p$$

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

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

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

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

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

1.9.1.1.4.2.2 Diseño de miembros a tensión

“El diseño de miembros a tensión implica encontrar un miembro con áreas totales y netas adecuada. Si el miembro tiene una conexión atornillada la selección de una sección transversal adecuada requiere tomar en cuenta del área perdida debajo de los agujeros. Para un miembro con una sección transversal rectangular, los cálculos son relativamente directos. Sin embargo si va a usarse un perfil laminado el área por deducirse no puede producirse de antemano porque el espesor del miembro en la localidad de los agujeros no se conoce”

“Una consideración secundaria en el diseño de miembros en tensión es la esbeltez. Si un miembro estructural tiene una sección transversal pequeña en relación con su longitud, se dice que es esbelto, una medida más precisa es la relación de esbeltez L/r , donde L es la longitud del miembro y r el radio de giro mínimo de área de sección transversal.

Aunque la esbeltez es crítica para la resistencia del miembro en compresión, ella no tiene importancia para un miembro en tensión. Sin embargo en muchas situaciones es buena práctica limitar la esbeltez en miembros a tensión. Si la carga axial en un miembro esbelto en tensión se retira y se aplica pequeñas cargas transversales, vibraciones o deflexiones no deseadas pueden presentarse. Por ejemplo esas condiciones podrían ocurrir en una barra de arriostamiento sometida a cargas de viento. Por esta razón, el AISC sugiere una relación máxima de esbeltez de 300”

El problema central de todo diseño de miembros, incluido el diseño de miembros en tensión, es encontrar una sección transversal para la cual la suma de las cargas factorizadas no exceda la resistencia del miembro, es decir:

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

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

$$f_{t1} = \frac{Nd}{A_B} \leq \phi_1 \cdot F_y$$

$$f_{t2} = \frac{Nd}{A_{crit}} \leq \phi_2 \cdot F_r$$

La limitación de la esbeltez será satisfecha si:

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

Siendo:

f_{t1} y f_{t2} = esfuerzos de la pieza

Nd = La carga mayorada que actúa sobre la pieza

F_y = Límite elásticos del acero

F_r = Límite de ruptura del acero

A_B = Área bruta de la pieza

A_{crit} = área crítica de la pieza

K = La esbeltez de la pieza

l = la longitud de la pieza

r = Radio de giro mínimo necesario de la pieza

1. Área crítica:

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

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

1.9.1.1.4.2.3 Diseño de miembros a compresión

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

$f_c = P/A$, donde f_c se considera uniforme sobre toda la sección transversal. En realidad este estado ideal nunca se alcanza y alguna excentricidad de la carga es inevitable se tendrá entonces

flexión que pueda considerarse como secundaria y ser despreciada si la condición de carga teórica puede aproximarse en buena medida.

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

Requisitos de la AISC

La relación entre cargas y resistencia toma la siguiente forma:

$$f_a = \frac{Nd}{A} \leq F_a = F_{c_{crit}} * \phi \quad \therefore \phi = 0,85$$
$$\frac{K * l}{r} \leq 200$$

Dónde:

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

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

A = Área total de la pieza.

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

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

ϕ = Coeficiente de seguridad de la tensión resistente.

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

L = Longitud de la pieza.

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

E = Modulo de elasticidad longitudinal del acero.

Parámetro de esbeltez.

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

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

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

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

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

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

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

1.9.1.2 Losa con viguetas de hormigón pretensado

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares a su plano, por lo que su comportamiento es de flexión.

El proyecto se elaborará con losas alivianadas, compuestas por viguetas prefabricadas de hormigón pretensado, carpeta de hormigón y complemento aligerante de plastoformo. No se realizará el diseño de la losa alivianada, porque en el medio existen viguetas pretensadas y, el proveedor, será el encargado del dimensionamiento en función del tipo de estructura. En los planos se especifica la disposición de las viguetas.

1.9.1.3 Vigas

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

1.9.1.3.1 Diseño a flexión simple

- Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_s que se obtiene del cuadro N° 3.6

$$M_d = \gamma_s * M$$

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

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

Donde:

b_w = Ancho de la viga

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

f_{cd} = Resistencia de diseño del hormigón.

- Se calculará el valor μ_{lim}

si : $\mu_{lim} \geq \mu_d$ no necesita armadura a compresión

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

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

Donde:

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

w = Cuantía mecánica de la armadura

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

A_s = Área de la armadura a tracción.

3) Calcular la armadura mínima y el valor de μ

$$A_{\min} = \mu * b_w * d$$

La ecuación que se muestra, sólo es para secciones rectangulares

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

- Cuando el momento reducido es mayor que el momento mínimo

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

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

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

$$\int = r / d$$

$$w_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{d\lim}}{1 - \int}$$

$$w_{s1} = w_{\lim} + w_{s2}$$

Donde:

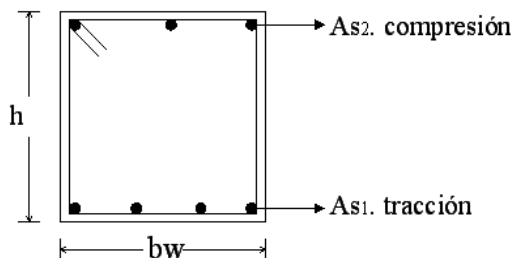
w_{\lim} = Este valor se obtiene del cuadro N° 3.15.

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

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

\int = Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r = Recubrimiento geométrico.



2) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

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

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

Dónde:

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

A_{s2} = Área de la armadura a compresión.

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

$$A_{\min} = \mu * b_w * d$$

4) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados. Tanto para A_{s1} como para A_{s2} .

fy(kp/cm²)	2200	2400	4000	4200	4600	5000
fyd(kp/cm²)	1910	2090	3480	3650	4000	4350
ξ lim	0.793	0.779	3.48	0.668	0.648	0.628
μ lim	0.366	0.362	0.679	0.332	0.326	0.319
W lim	0.546	0.536	0.467	0.46	0.446	0.432

Tabla 14: Valores Limites, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

ELEMENTO ESTRUCTURAL		AE-22	AE-42	AE-50	AE-60
Soportes	<i>Armadura total</i>	0.008	0.006	0.005	0.004
	<i>Con 2 armaduras A1 y A2</i>	0.004	0.003	0.0025	0.002
Vigas	<i>Armadura en tracción</i>	0.005	0.0033	0.0028	0.0023
ELEMENTO ESTRUCTURAL	AE-22	AE-42	AE-50	AE-60	ELEMENTO ESTRUCTURAL
Losas	<i>En cada dirección</i>	0.002	0.0018	0.0015	0.0014

Muros	<i>Armadura horizontal total</i>				
	<i>Armadura horizontal en una cara</i>	0.0025	0.002	0.0016	0.0014
		0.0008	0.0007	0.0006	0.0005
	<i>Armadura vertical</i>	0.0015	0.0012	0.0009	0.0008
	<i>Armadura vertical en una cara</i>	0.0005	0.0004	0.0003	0.0003

Tabla 15: Cuantías Geométricas Mínimas, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

ξ	μ	Ω	$\frac{w}{f_{yd}} * 10^3$	
0,0891	0,03	0,0310		D O M I N I O 2
0,1042	0,04	0,0415		
0,1181	0,05	0,0522		
0,1312	0,06	0,0630		
0,1438	0,07	0,0739		
0,1561	0,08	0,0849		
0,1667	0,0886	0,0945		
0,1684	0,09	0,0960		
0,1810	0,10	0,1074		
0,1937	0,11	0,1189		
0,2066	0,12	0,1306		
0,2198	0,13	0,1426		
0,2330	0,14	0,1546		
0,2466	0,15	0,1669		
0,2590	0,159	0,1782		

ξ	μ	Ω	$\frac{w}{fyd} * 10^3$	
0,0891	0,03	0,0310		D O M I N I O 2
0,1042	0,04	0,0415		
0,1181	0,05	0,0522		
0,1312	0,06	0,0630		
0,1438	0,07	0,0739		
0,1561	0,08	0,0849		
0,1667	0,0886	0,0945		
0,1684	0,09	0,0960		
0,1810	0,10	0,1074		
0,1937	0,11	0,1189		
0,2066	0,12	0,1306		
0,2198	0,13	0,1426		
0,2330	0,14	0,1546		
0,2466	0,15	0,1669		
0,2590	0,159	0,1782		
0,2608	0,16	0,1795		D O M I N I O 3
0,2796	0,17	0,1924		
0,2988	0,18	0,2056		
0,3183	0,19	0,2190		
0,3383	0,20	0,2328		
0,3587	0,21	0,2468		
0,3796	0,22	0,2612		
0,4012	0,23	0,2761		
0,4234	0,24	0,2913		
0,4461	0,25	0,3069		
0,4696	0,26	0,3232		
0,4939	0,27	0,3398		
0,5188	0,28	0,3570		
0,5450	0,29	0,3750		
0,5721	0,30	0,3937		
0,6006	0,31	0,4133		

0,6283	0,3193		0,0994	D O M I N I O 4
0,6305	0,32		0,1007	
0,6476	0,3256	0,4323	0,1114	
0,6618	0,33	0,4338	0,1212	
0,6681	0,3319	0,4456	0,1259	
0,6788	0,3352	0,4554	0,1343	
0,6952	0,34	0,4597	0,1484	
0,7310	0,35	0,4671	0,1860	
0,7697	0,36	0,4783	0,2408	
0,7788	0,3623	0,5030	0,2568	
0,7935	0,3658	0,5296	0,2854	
0,8119	0,37	0,5359	0,3280	
0,8597	0,38	0,5460	0,4931	
0,9152	0,39		0,9251	
0,9848	0,40		5,9911	

Tabla 16: Tabla universal de flexion simple, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

1.9.1.3.2 Diseño a cortante

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

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

Donde:

τ =Esfuerzo cortante

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

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

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

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

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

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

$$V_{cu} \geq V_d$$

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

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

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

$$V_d > V_{cu}$$

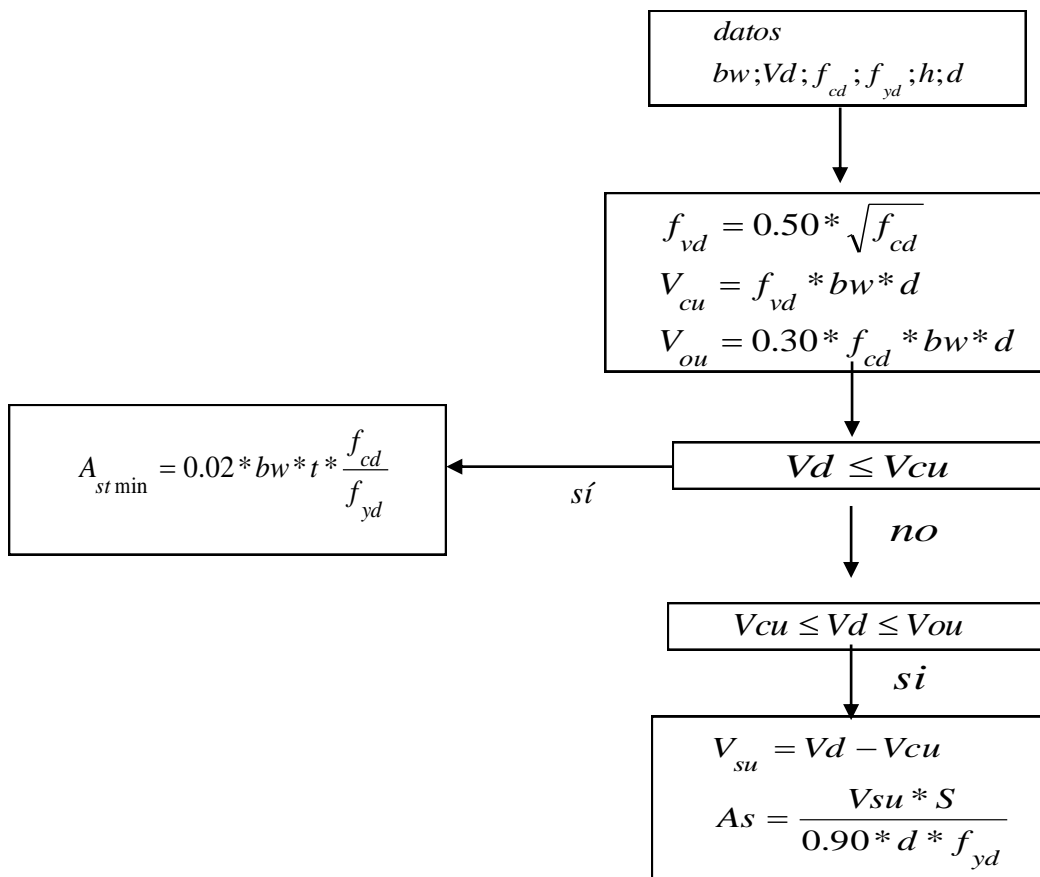
$$V_d = V_{cu} + V_{su} \rightarrow V_{su} = V_d - V_{cu}$$

La norma recomienda, en todas las piezas de hormigón armado se debe colocar por lo menos una armadura mínima así para el estribo vertical es el 2% de la sección transversal de la pieza multiplica a t.

$$A_{st \min} = 0.02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

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

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



1.9.1.4 Columnas

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

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

Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales, y estribos. Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber compresiones en colaboración con el hormigón, tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados.

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

1.9.1.4.1 Excentricidad mínima de cálculo

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

1.9.1.4.2 Disposición relativa a armaduras

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

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

1.9.1.4.2.1 Armaduras longitudinales

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12cm. y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la sección. En los soportes de sección circular debe colocarse un mínimo de 6 barras. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones.

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

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

1.9.1.4.2.2 Cuantías límites

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

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

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

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

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

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

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

Dónde:

A_c = El área de la sección bruta de hormigón

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

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

N_d =Esfuerzo axial de cálculo

f_{cd} =Resistencia de cálculo del hormigón.

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

1.9.1.4.2.3 Armadura transversal

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

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

$$S \leq b_e$$

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

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

$$S \leq 15\phi$$

Dónde:

ϕ = El diámetro de la barra longitudinal más delgada

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

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

1.9.1.4.3 Pandeo de piezas comprimidas de hormigón armado

1.9.1.4.3.1 Ideas previas

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

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

1.9.1.4.3.2 Longitud de pandeo

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

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

Sustentación de la pieza de longitud l .	k
-Un extremo libre y otro empotrado	2
-Ambos extremos articulados	1
-Biempotrado, con libre desplazamiento normal a la directriz	1
-Articulación fija en un extremo y empotrado en el otro	0.70
-Empotramiento perfecto en ambos extremos	0.50
-Soportes elásticamente empotrados	0.70
-Otros casos	0.90

Tabla 17: Coeficiente de pandeo, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

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

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

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

Longitud de pandeo $l_0 = k * l$ (k se obtiene entrando con ψ)

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

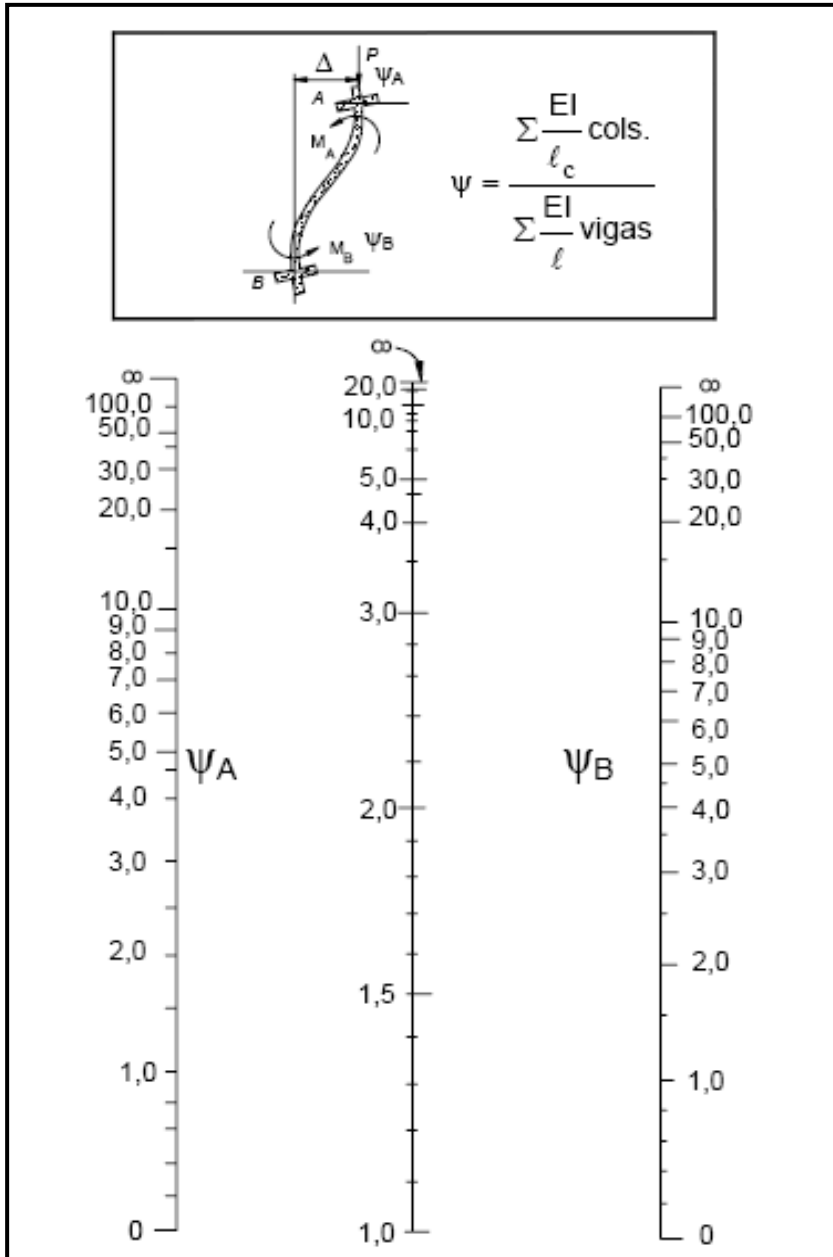


Ilustración 3: Porticos traslacionales, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

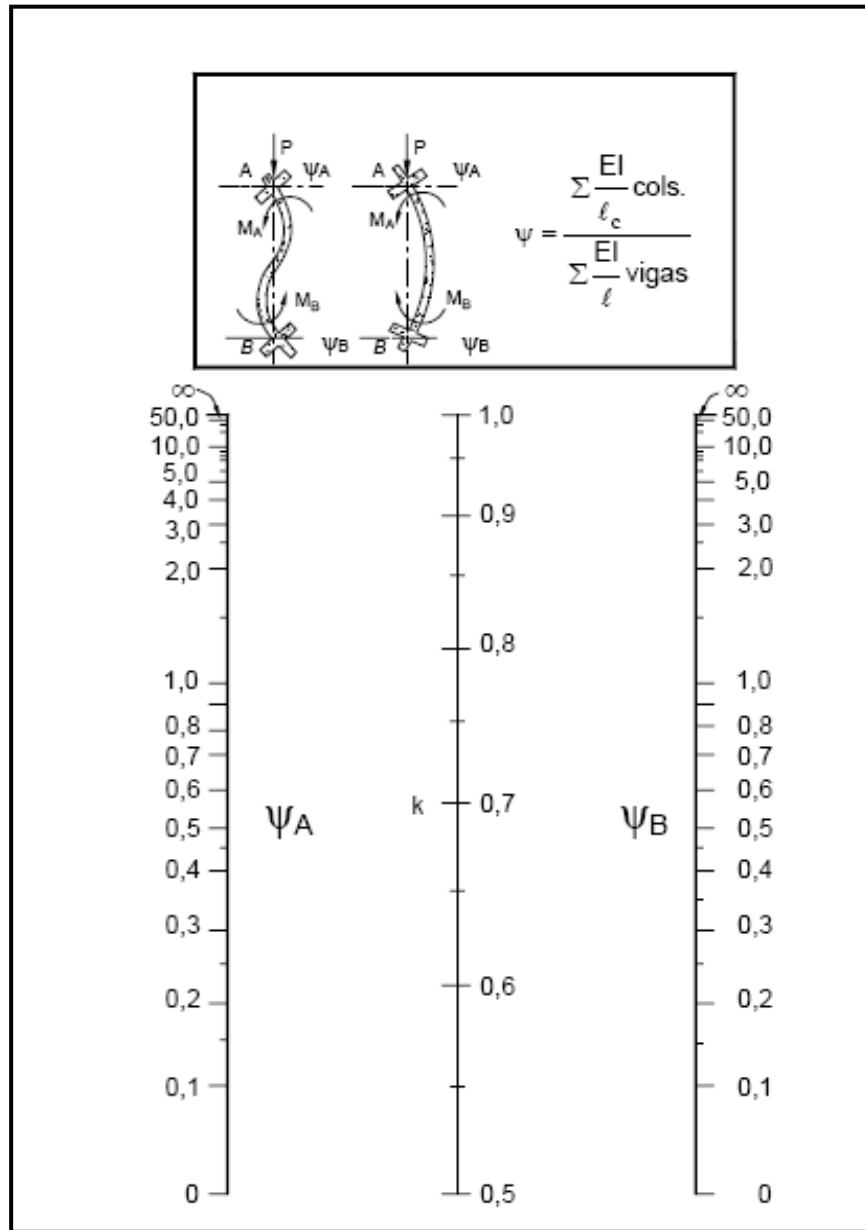


Ilustración 4: Porticos intraslacionales, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

1.9.1.4.3.3 Esbeltez geométrica y mecánica

Se llama *esbeltez geométrica* de una pieza de sección constante a la relación $\lambda_g = \ell_0/h$ entre la longitud de pandeo y la dimensión h de la sección en el plano de pandeo, y la *esbeltez mecánica* a la relación $\lambda = \ell_0/i_c$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro i , de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que $i_c = \sqrt{I/A}$, siendo I y A respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón.

Los valores límites para la esbeltez mecánica que recomienda la norma Boliviana de hormigón armado son los que mencionan a continuación:

- Para esbelteces mecánicas $\lambda < 35$ (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores a 10), la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.

- Para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$ (geométricas $10 \leq \lambda_0 < 29$), puede aplicarse el método aproximado.
- Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda_0 < 58$), debe aplicarse el método general. Para soportes de secciones y armadura constante a lo largo de su altura puede aplicarse el método aproximado de la columna modelo o el de las curvas de referencia.
- No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda > 200$ (geométricas $\lambda_0 > 58$).

1.9.1.4.4 Flexión esviada

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

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

La mayoría de los pilares, pues aunque formen parte de pórticos planos, la acción de viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultaría de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión. La razón de regir el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad y a la ausencia, hasta tiempos recientes, de métodos prácticos para su tratamiento.

1.9.1.4.4.1 Sección rectangular con armadura simétrica

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

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

1.9.1.4.4.1.1 Ábacos adimensionales en roseta

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

El dimensionamiento de una sección es inmediato si disponemos de una roseta preparada para la misma disposición de armaduras, recubrimientos relativos y límite elástico del acero. Basta

entrar, en el sector correspondiente al valor de v del que se trate, con los valores de μ_x, μ_y , para obtener la cuantía mecánica total necesaria w .

1.9.1.4.4.1.2 Columnas cortas y largas

Las columnas son elementos axiales que en la mayoría de los casos trabajan sólo a compresión pero ofrecen el problema del pandeo o flexión lateral que hace que pierdan capacidad resistente. Es de esta forma que las columnas pueden clasificarse en:

- Columnas Cortas
- Columnas Largas

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

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

l_o : Longitud de pandeo

i : Radio de giro

k : Coeficiente de pandeo

1.9.1.4.4.1.3 Compresión simple

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

En la práctica es muy difícil que se presente una compresión simple, dada la incertidumbre del punto de aplicación del esfuerzo normal. Por esta causa, la mayor parte de las normas recomiendan que las piezas sometidas a compresión se calculen con una excentricidad mínima accidental, o bien que se aumenten convenientemente los coeficientes de seguridad.

1.9.1.5 Estructuras complementarias

Excentricidad mínima de cálculo

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

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

Donde:

h : Canto total en la dirección considerada

Resistencia del hormigón

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

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

Excentricidad de primer orden

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

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

Excentricidad ficticia

Para piezas de sección rectangular viene dada por:

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

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

Excentricidad total

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

Armadura Longitudinal

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

Momento reducido.

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

Axil reducido.

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

De los ábacos en rosetas (ANEXO) → *w*

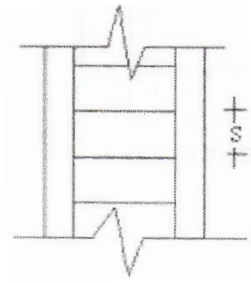
$$A_s = w \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

La armadura mínima es: $A_{smin} = 0,008 \cdot A_c$

Siendo A_c : Área de la sección bruta del hormigón

Armadura transversal

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



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

El diámetro del estribo será:

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

1.9.1.5.1 Escaleras

1.9.1.5.1.1 Definición

Una escalera es un medio de acceso a los pisos de trabajo, que permite a las personas ascender y descender de frente sirviendo para comunicar entre sí los diferentes niveles de un edificio. Consta de planos horizontales sucesivos llamados peldaños que están formados por huellas, contrahuellas y rellanos.

1.9.1.5.1.2 Proceso de cálculo

p=huella

cp=contra huella

Si los apoyos son vigas o zapatas el momento de diseño será:

$$M_{U \text{ Diseño}} = \alpha * M_{\text{max}}$$

$$\alpha = 0,8 - 1,0$$

Cálculo del espesor de la loza de la escalera

$$t = \frac{L_n}{25} = \frac{L_n}{20}$$

$$\cos \theta = \frac{p}{\sqrt{p^2 + cp^2}}$$

$$h_o = \frac{t}{\cos \theta} h_m = h_o + \frac{cp}{2} = \frac{t}{\cos \theta} + \frac{cp}{2}$$

Donde:

t= Espesor de la loza de la escalera

L_n= Longitud horizontal de la escalera

h= Proyección vertical de t

h_m= Altura media

Cálculo de la carga última

$$q_u = p_p + A_{cab} + s_c$$

Donde:

qu= Carga última que actúa sobre la escalera

pp= Peso propio

Acab= Acabados

sc= Sobrecarga de uso

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

Cálculo del canto útil

$$d = t - \left(r + \frac{\Phi}{2} \right)$$

Donde:

t= Espesor de la losa de la escalera

r= Recubrimiento

Φ = Diámetro del hierro

Cálculo de la armadura positiva

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$
$$A_s = w \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

As= Área de armadura positiva

f'c= Resistencia característica del hormigón a los 28 días (kg/cm^2)

fy= Límite de fluencia del acero (kg/cm^2)

Disposición de la armadura

$$A_s = \frac{N^{\circ} \text{ barras} \cdot \pi \cdot \Phi^2}{4}$$
$$S = \frac{b - 2 \cdot r - \Phi}{N^{\circ} \text{ barras} - 1}$$
$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\rho_{\min} 0,0018 < \rho < \rho_{\max} 0,0133$$

Donde:

S= espaciamiento entre barras

Refuerzo de momento negativo

$$(-)A_s = \frac{(+)A_s}{2}$$

$$A_{s \min} = 0,0018 * b * d$$

$$A_{s \min} < (-)A_s$$

Refuerzo transversal por temperatura

$$A_{st} = 0.0018 * b * t$$

$$S = \frac{A_{\phi}}{A_{st}}$$

Donde:

A_{st} = Área de armadura transversal

A_{ϕ} = Área de la barra de hierro

1.9.1.6 Fundaciones

1.9.1.6.1 Zapatas aisladas

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

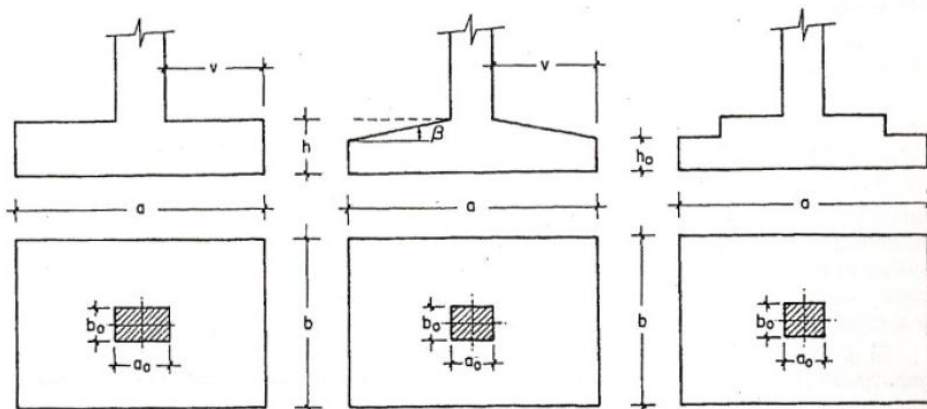


Ilustración 5: Formas típicas de zapatas, Montoya-Meseguer-Moran

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

Tanto las Recomendaciones del Comité Euro-Internacional del Hormigón como la instrucción española y boliviana distinguen entre zapatas rígidas y flexibles. Se consideran como zapatas rígidas aquellas en las que el vuelo v , en ambas direcciones principales, no supera a $2h$, siendo h el canto máximo (fig. 3.7). En las zapatas rígidas puede admitirse una distribución plana de las tensiones del terreno. Pero dada su gran rigidez no se cumple la ley de Bernoulli sobre la conservación de las secciones planas del hormigón.

Por el contrario, se consideran como zapatas flexibles aquellas en las que el vuelo v es superior a $2h$, en alguna de las direcciones principales. En este caso la distribución de tensiones del

terreno no es plana; y el funcionamiento resistente del hormigón puede considerarse como el de una losa o el de una viga plana.

Dimensionamiento de zapatas aisladas con carga centrada

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

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

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

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

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

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

Con los significados indicados en la figura 3.9 siendo, además, f_{vd} la resistencia convencional del hormigón a cortante, f_{cd} la resistencia de cálculo del hormigón a compresión y γ_f el coeficiente de seguridad de la solicitación. Estas fórmulas son válidas para zapatas de planta cuadrada o rectangular en las que el lado mayor no supere al doble del lado menor; y para soportes de sección cuadrada o rectangular con la misma limitación.

1.9.1.6.1.1 Determinación de la armadura a tracción

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

Las armaduras se determinan en las secciones 1-1 y 1'-1', distanciadas de los paramentos del soporte de hormigón, $0,15 * a_o$ y $0,15 * b_o$, respectivamente (fig. 3.10). El momento de cálculo en la sección 1-1, debido a la carga del terreno $a_1 = N/(a * b)$ es:

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

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

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

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

$$\rho \geq 0.0018 \quad \text{acero AE-400}$$

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

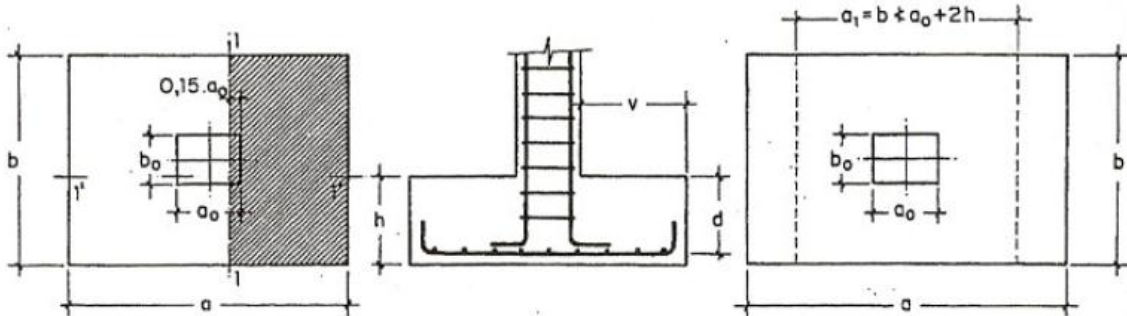


Ilustración 6: Armadura de tracción en zapata aislada, Montoya-Meseguer-Moran

Debe tenerse en cuenta que los cantos útiles, en los dos sistemas de armaduras ortogonales, son distintos. Por otra parte, en las zapatas rectangulares, la armadura paralela al lado mayor se podrá distribuir uniformemente en todo el ancho b . Sin embargo, la armadura paralela al lado menor b se concentrará más en la banda central de ancho $a_1 = b \geq a_0 + 2h$, en la que se dispondrá la fracción $U*2*a_1/(a + a_1)$. El resto se repartirá uniformemente en las dos bandas laterales. Por último, las normas exigen que la sección total de armadura, en una dirección, no sea inferior al 20 por 100 de la correspondiente a la otra dirección.

1.9.1.6.1.2 Comprobación a cortante y punzonamiento

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

1.9.1.6.1.3 Zapatas rígidas

Cuando el vuelo sea, $v \leq 1,5*b$, la comprobación se efectúa a punzonamiento por secciones independientes. Así, la sección de referencia 2 - 2 se sitúa a una distancia d_2 del paramento del soporte, su ancho es $b_0 + d \leq b$, y su canto $d_2 \leq 1,5*v$.

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

$$\frac{\gamma_f * N}{a * b} * \frac{(b * b_0 + d) * (a - a_0 - d)}{4} \leq 2 * f_{vd} * (b_0 + d) * d_2$$

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

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

1.9.1.6.1.4 Zapatas flexibles

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

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

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

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

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

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

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

1.9.1.6.1.5 Comprobación de adherencia

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

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

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

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

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

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

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

1.9.2 Especificaciones Técnicas

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

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

1.9.3 Precios Unitarios

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

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

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

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

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

1.9.4 Cómputos Métricos

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

El trabajo de computar será detallado en todas sus parte para facilitar su revisión, corrección o modificación, deberá quedar constancia no solamente de todas las operaciones, sino también de los criterios particulares que hayan sido necesario adoptar, se buscará un orden, que permita

reducir al mínimo el número de operaciones y el de mediciones, basándose de las características de los planos y documentación definitoria del proyecto.

1.9.5 Presupuesto del Proyecto

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

1.9.6 Cronograma de Ejecución del Proyecto

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

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

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

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

CAPITULO N°4
INGENIERIA DEL PROYECTO

1. INGENIERIA DEL PROYECTO

1.1 Análisis del Estudio de Suelos

1.1.1 Generalidades

EL Estudio de Mecánica de Suelos, del proyecto “Diseño Estructural del Bloque II de Talleres Unidad Educativa Industrial San Luis”, ubicado en la ciudad de Tarija, se realizó con la finalidad de conocer las condiciones geotécnicas del subsuelo, enmarcadas en sus propiedades físicas y mecánicas

1.1.2 Objeto del Estudio

El objetivo del estudio, es determinar las condiciones geotécnicas del subsuelo, que permitan proyectar el diseño de las fundaciones del proyecto “Diseño Estructural del Bloque II de Talleres Unidad Educativa Industrial San Luis”.

Para conseguir tal objetivo, se realiza el Estudio de Mecánica de Suelos, cuya ejecución implica el desarrollo de las siguientes fases:

- a) Fase de Campo, donde se efectúan las exploraciones del subsuelo y se toma el número de muestras necesarias.*
- b) Fase de Laboratorio, donde se ejecutan los ensayos de caracterización de suelos.*
- c) Fase de Gabinete, donde se determinan las características físicas y mecánicas del suelo, y su comportamiento frente a cargas externas.*

El terreno de emplazamiento del proyecto presenta en su parte lateral derecha construcciones de albañilería muy antigua de piedra y adobe, en la parte lateral izquierda presenta construcciones provisionales de madera destinada a uso académico.

1.1.3 Estudio de Mecánica de Suelos

El estudio de mecánica de suelos se desarrolló en tres fases que se explican a continuación:

1.1.3.1 Fase de Campo

La Fase de Campo se realizó mediante la siguiente técnica:

Para el estudio de las fundaciones, se han realizado pozos de exploración con equipo para Ensayos Normales de Penetración (SPT) previa inspección visual y elección adecuada de la ubicación de los pozos en función a la estructura a emplazar. La profundidad máxima alcanzada en las perforaciones ha sido de 2.5 metros.

<i>PROYECTO</i>	<i>POZO DE SONDEO</i>	<i>PROFUNDIDAD</i>
<i>Diseño Estructural del Bloque II de Talleres Unidad Educativa Industrial San Luis</i>	<i>POZO N°1</i>	<i>2.0 m</i>
	<i>POZO N°1</i>	<i>2.5 m</i>
	<i>POZO N°2</i>	<i>2.0 m</i>
	<i>POZO N°2</i>	<i>2.5 m</i>

Tabla 1: Pozos de Sondeos, Elaboración Propia

En la siguiente ilustración se muestra la ubicación de los pozos de exploración realizados en el terreno en estudio.

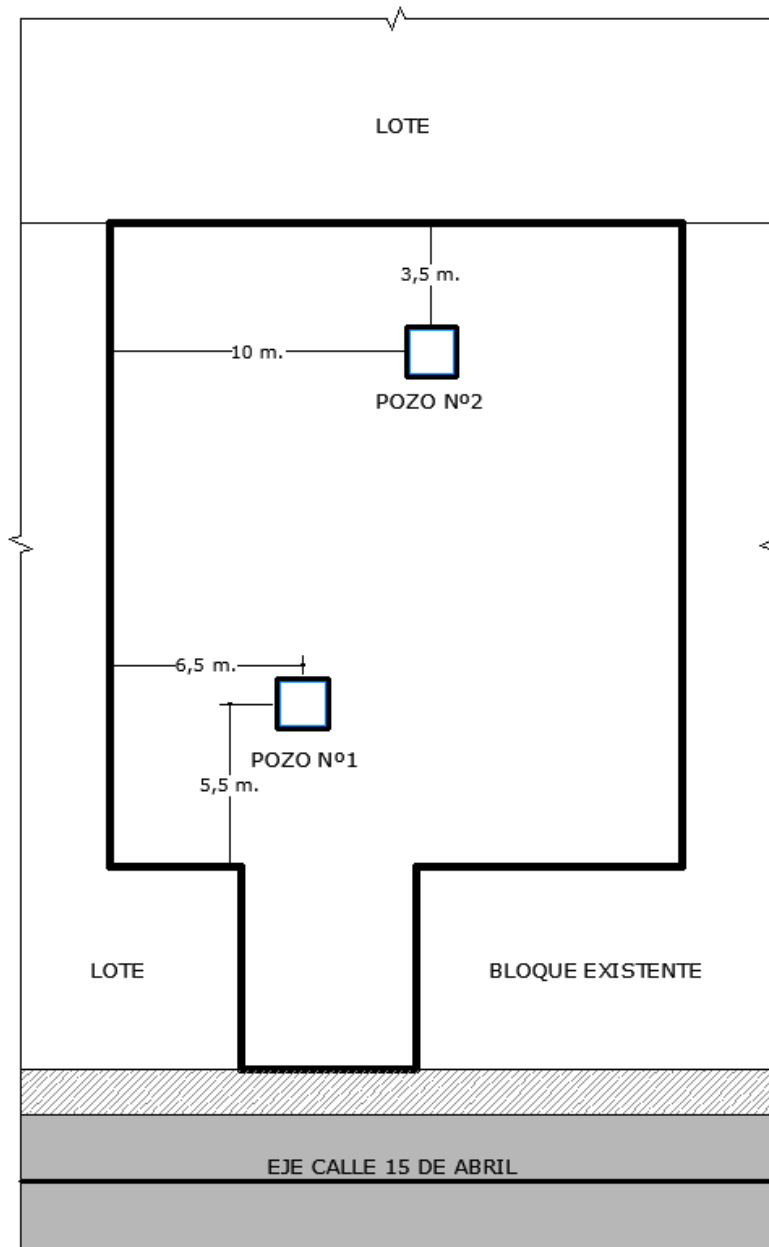


Ilustración 1: Croquis de Ubicación de Pozos de Sondeo, Elaboración Propia

En cada excavación se ha recuperado muestras de suelo en bolsas de plástico manteniendo de alguna manera inalterado el contenido de humedad del suelo, en cada pozo se realizó una descripción visual del suelo.

1.1.3.2 Fase de Laboratorio.

En la fase de laboratorio se realizó la caracterización de las muestras de suelo extraídas de los pozos de sondeos mediante ensayos de laboratorios, que se realizaron en los “Laboratorios de Suelos y Hormigones de la UAJMS”. De los cuales se obtuvieron los siguientes resultados, y cuyo desarrollo se encuentra el ANEXO 1

Los resultados se presentan en tablas para una mayor comprensión

FASE DE LABORATORIO			
POZOS	Análisis Granulométrico	Límites de Consistencia	Ensayo de Carga Directa SPT
POZO N° 1			
Muestra N° 1	Gravas: 5,77 % Arenas: 21,73 % Finos: 72,50 % Total: 100 %	Límite Líquido: 29,11 % Límite Plástico: 21,61 % Índice de Plasticidad: 7,50 % Índice de Grupo: 8	N° Golpes: 14
Muestra N° 2	Gravas: 6,67 % Arenas: 21,37 % Finos: 71,97 % Total: 100 %	Límite Líquido: 30,40 % Límite Plástico: 19,53 % Índice de Plasticidad: 10,87 % Índice de Grupo: 7	N° Golpes: 17
POZO N° 2			
Muestra N° 1	Gravas: 5,87 % Arenas: 20,83 % Finos: 73,3 % Total: 100 %	Límite Líquido: 29,98 % Límite Plástico: 19,51 % Índice de Plasticidad: 10,47 % Índice de Grupo: 8	N° Golpes: 15
Muestra N° 2	Gravas: 5,57 % Arenas: 18,33 % Finos: 76,10 % Total: 100 %	Límite Líquido: 29,75 % Límite Plástico: 20,67 % Índice de Plasticidad: 9,08 % Índice de Grupo: 8	N° Golpes: 17

A continuación se muestra los pozos de los sondeos realizados en la exploración:



Ilustración 2: Pozo de Exploración N°1; Elaboración Propia



Ilustración 3: Pozo de Exploración N°1; Elaboración Propia

1.1.3.3 Fase de Gabinete.

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

FASE DE GABINETE				
<i>POZOS</i>	<i>Clasificación del Suelo</i>	<i>Profundidad</i>	<i>Ensayo de Carga Directa SPT</i>	<i>Resistencia Admisibile kg/cm2</i>
POZO N° 1				
<i>Muestra N° 1</i>	<i>AASHTO: Suelo A-4 (8) SUCS: CL-ML</i>	<i>2 m.</i>	<i>N° Golpes: 14</i>	<i>1,66</i>
<i>Muestra N° 2</i>	<i>AASHTO: Suelo A-4 (7) SUCS: CL-ML</i>	<i>2,5 m.</i>	<i>N° Golpes: 17</i>	<i>1,96</i>
POZO N° 2				
<i>Muestra N° 1</i>	<i>AASHTO: Suelo A-4 (8) SUCS: CL-ML</i>	<i>2 m.</i>	<i>N° Golpes: 15</i>	<i>1,7</i>
<i>Muestra N° 2</i>	<i>AASHTO: Suelo A-4 (8) SUCS: CL-ML</i>	<i>2,5 m.</i>	<i>N° Golpes: 17</i>	<i>1,96</i>

A continuación se muestra las profundidades y dimensiones de exploración de cada pozo:

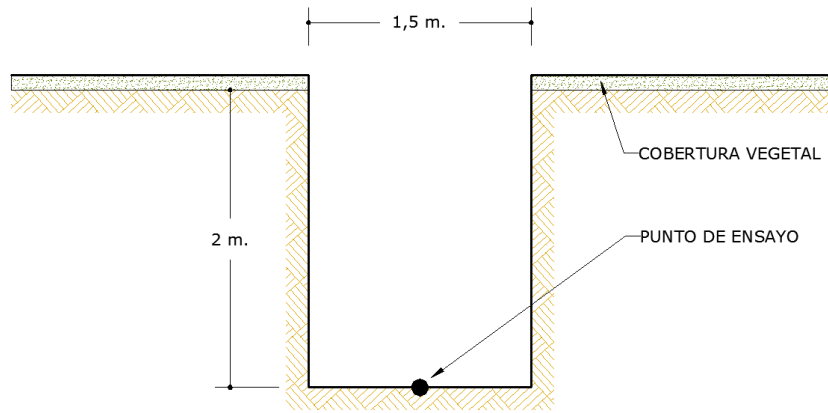


Ilustración 4: Profundidad Inicial de Sondeo, Elaboración Propia

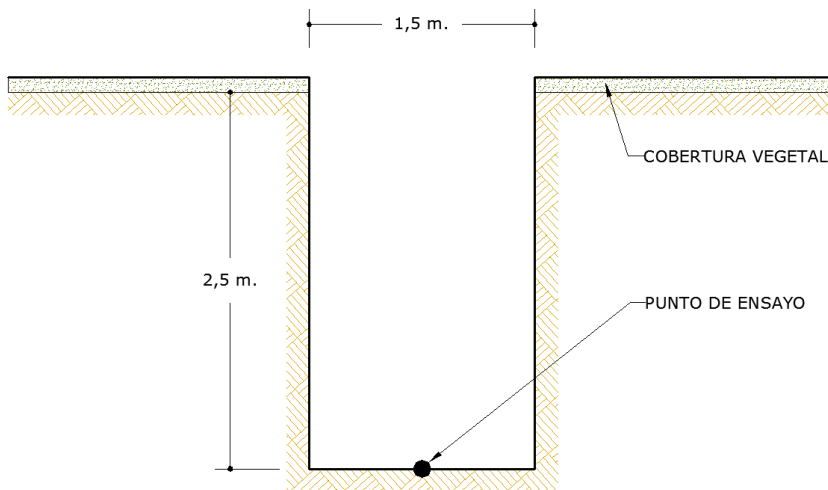
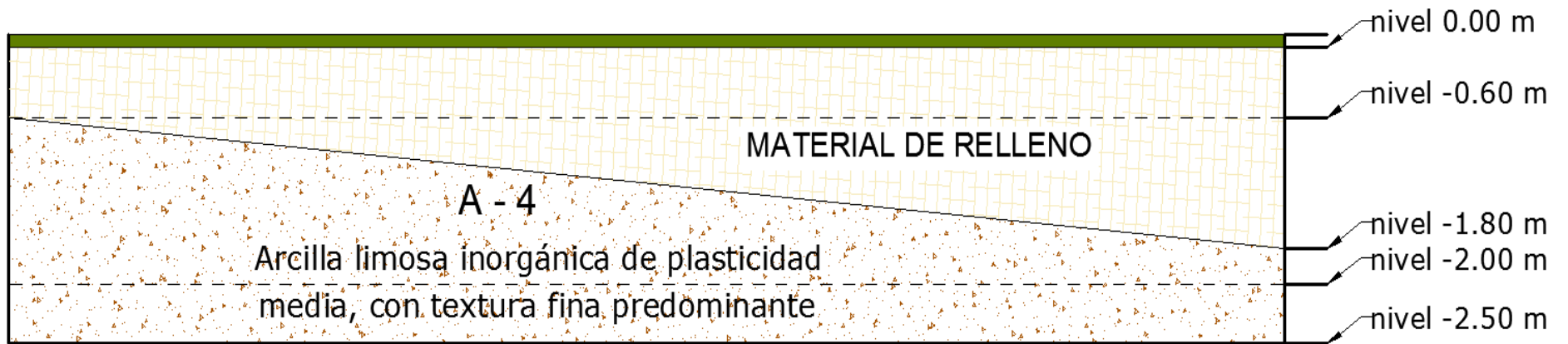


Ilustración 5: Profundidad Final de Sondeo, Elaboración Propia

1.1.4 Perfil Estratigráfico

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

PERFIL ESTRATIGRAFICO LONGITUDINAL



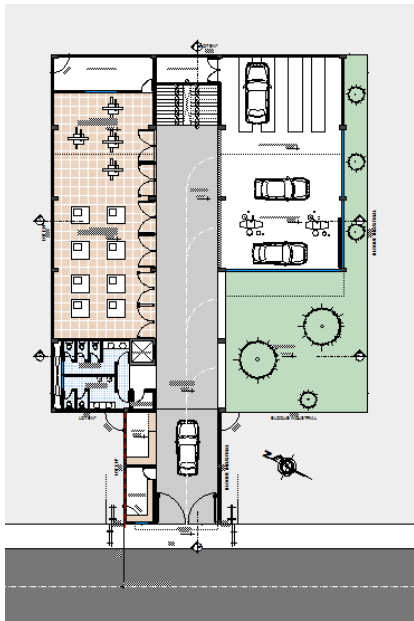
Como se observa en el perfil existe un material de cobertura en la parte superior pero además existe un material de relleno de ladrillo y escombros de construcción presente hasta un nivel de 1.8 m.

1.2 Análisis del Diseño Arquitectónico

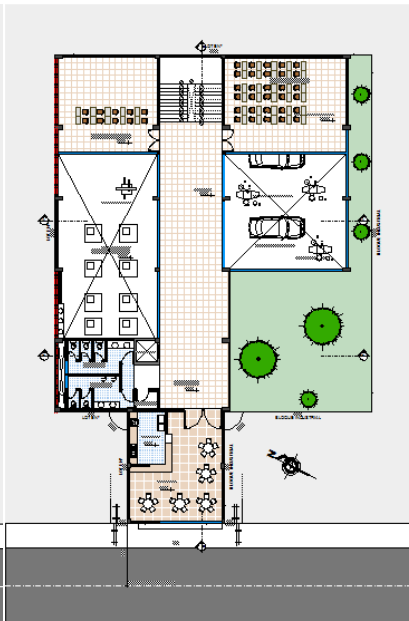
El diseño arquitectónico del proyecto “Bloque II de Talleres Unidad Educativa Industrial San Luis”, fue elaborado en consultoría privada, cuyo diseño consiste en una edificación de cinco niveles destinados a talleres de mecánica, carpintería, electricidad, aulas teóricas, salas de conferencias, y ambientes administrativos, en general todos los ambientes son amplios, de luces considerables, de acuerdo a sus finalidades.

Las plantas se muestran a continuación:

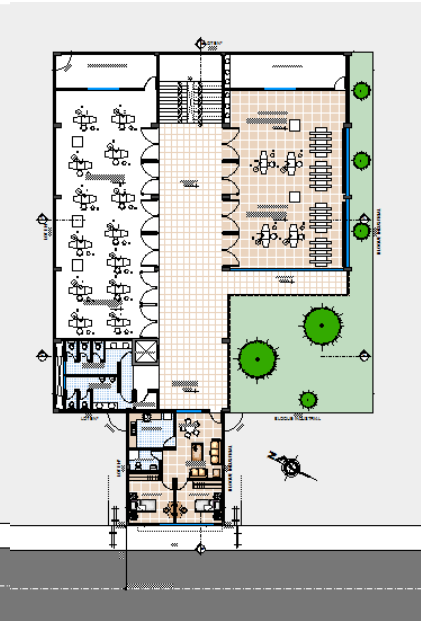
Planta Baja:



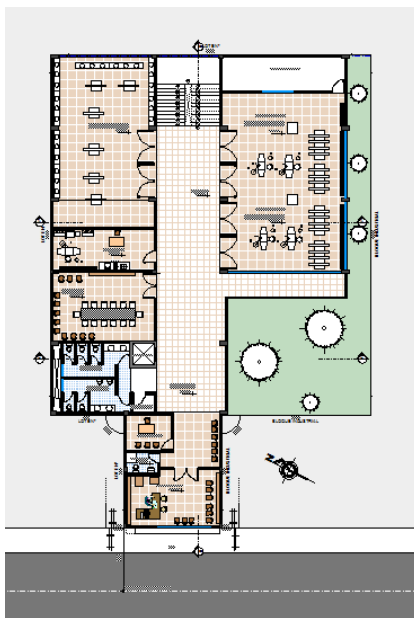
Mezanine:



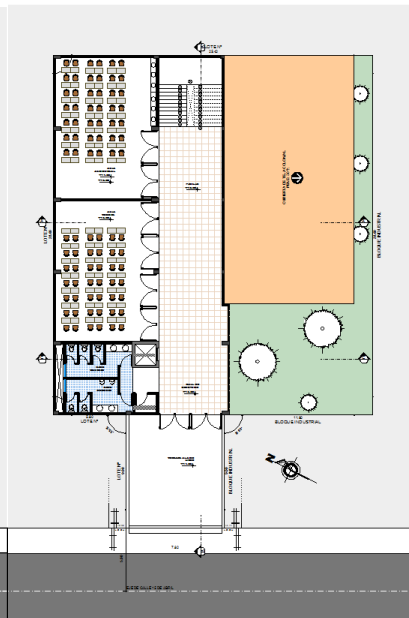
Primer Piso:



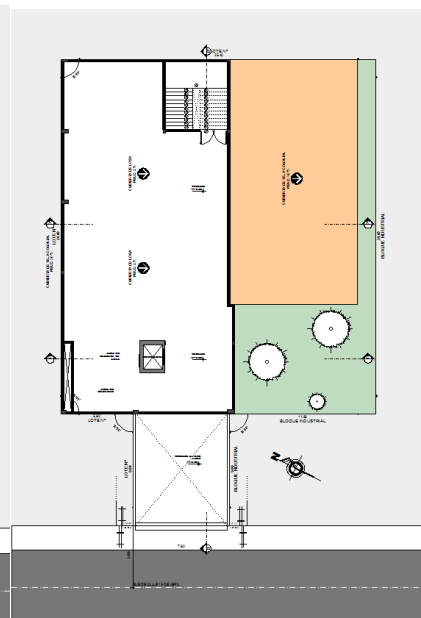
Segundo Piso:



Tercer Piso:



Cubierta:



1.3 Análisis de Alternativas de Planteo Estructural

Para el análisis de alternativas se ha recopilado la siguiente información:

- *Diseño arquitectónico, con planos amoblados, planos acotados, cortes y fachadas.*
- *Fotografías del sitio de emplazamiento con sus respectivas particularidades, fotos además de las estructuras colindantes y accesos.*
- *Por inspección visual del sitio se puede observar que no presenta irregularidades apreciables de desnivel, por lo que se puede considerar un terreno nivelado, en consecuencia no es necesario realizar un levantamiento topográfico.*

Se plantean las siguientes alternativas:

Para realizar la propuesta de alternativas primero se verán las diferentes alternativas técnicas de cada elemento estructural por separado:

Cubierta:

- *Cubierta de Madera: compuesta por elementos reticulares de madera ensamblados con planchas-pernos-clavos.*
- *Cubierta de acero: compuesta por elementos reticulares de acero conformado (perfiles metálicos) ensamblados por planchas-pernos-soldadura*
- *Envigado de madera: compuesto por vigas de madera apoyadas en muros de mampostería internos*
- *Envigado de acero: compuesto por vigas de acero apoyadas en muros de mampostería internos*

Estructura de sustentación:

- *Pórtico de hormigón armado: compuesto por elementos verticales (columnas) y elementos horizontales (vigas), dispuestos de tal forma que formen entramados rígidos.*
- *Muro portante de mampostería de ladrillo: compuesto por mampostería de ladrillo confinada o no.*
- *Pantallas y muros de corte: compuesto por pantallas y muros de hormigón armado.*

Entrepisos:

- *Losa maciza de hormigón armado: armada en una o dos direcciones de espesor constante*
- *Losa alivianada con viguetas pretensadas: losas unidireccionales de viguetas pretensadas con complemento de poliestireno expandido o de cerámica.*
- *Losa alivianada con viguetas armadas en situ: losas unidireccionales de armadas en situ con complemento de poliestireno expandido o de cerámica.*
- *Losa nervada en dos direcciones (casetonada) de hormigón armado: losa nervada de hormigón armado con casetones perdidos de poliestireno expandido o casetón recuperable.*

Fundaciones:

- *Zapatas aisladas: zapatas de hormigón armado pudiendo ser centradas, medianeras o esquineras.*
- *Zapatas corridas: zapatas de hormigón armado dispuestas longitudinalmente, usada para muros u otro elemento longitudinal.*
- *Zapatas combinadas: zapatas de hormigón armado que reciben carga de múltiples pilares.*

- *Losa de fundación: losa de hormigón armado apoyada en el terreno, pudiendo ser aligerada o maciza.*
- *Pilotes: pilotes de hormigón armado u hormigón en masa, prefabricados o colados in situ.*

1.3.1 Alternativas:

Alternativa 1: *Sistema aporticado con cubierta de acero, entrepisos de losa maciza, zapatas aisladas.*

Análisis: La cubierta de acero vendría a ser la alternativa más viable para la cubierta planteada, los entrepisos de losa maciza serían favorables al darle una mayor rigidez a la estructura, sin embargo el peso propio de la misma generaría sobrecargas innecesarias, además al existir luces considerables en la estructura, podrían existir derivas excesivas. En cuanto a las zapatas aisladas es una opción viable debido a que la estructura de sustentación está conformada por columnas.

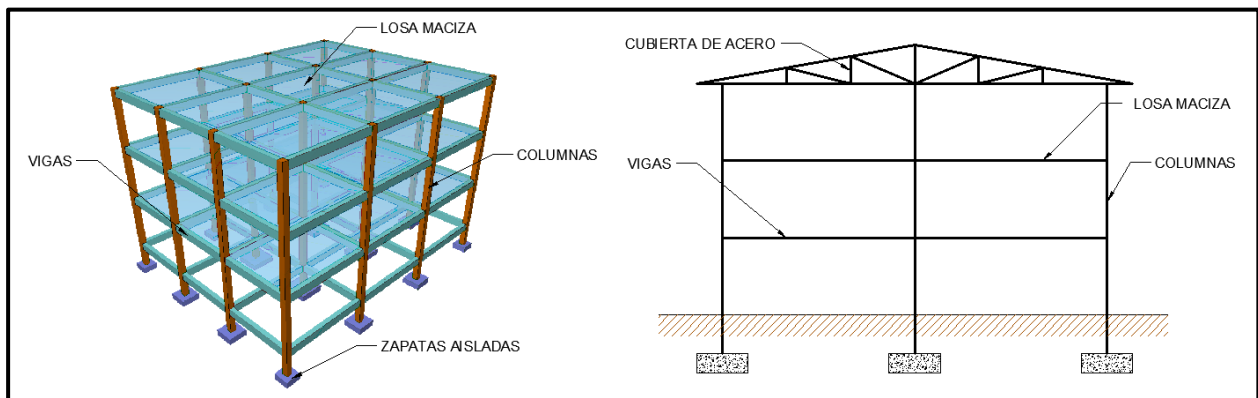


Ilustración 6: Alternativa 1; Elaboración Propia

Alternativa 2: *Sistema aporticado con cubierta de acero, entrepisos de losa aliviana con viguetas pretensadas, zapatas aisladas.*

Análisis: Los entrepisos de losa aliviana con viguetas pretensadas reducirían el peso propio del entrepiso.

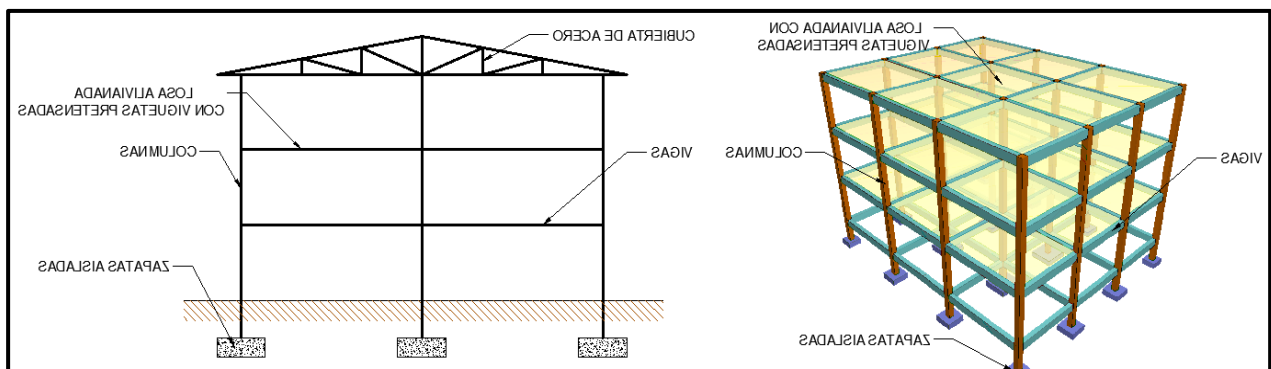


Ilustración 7: Alternativa 2; Elaboración Propia

Alternativa 3: *Sistema de muros portantes de mampostería confinada con elementos de hormigón armado, con cubierta de acero, entrepisos de losa aliviana con viguetas pretensadas, zapatas corridas.*

Análisis: La inviabilidad de esta alternativa se basa en las luces que se tienen en la estructura, es decir sería inadecuados plantear losas de grandes luces.

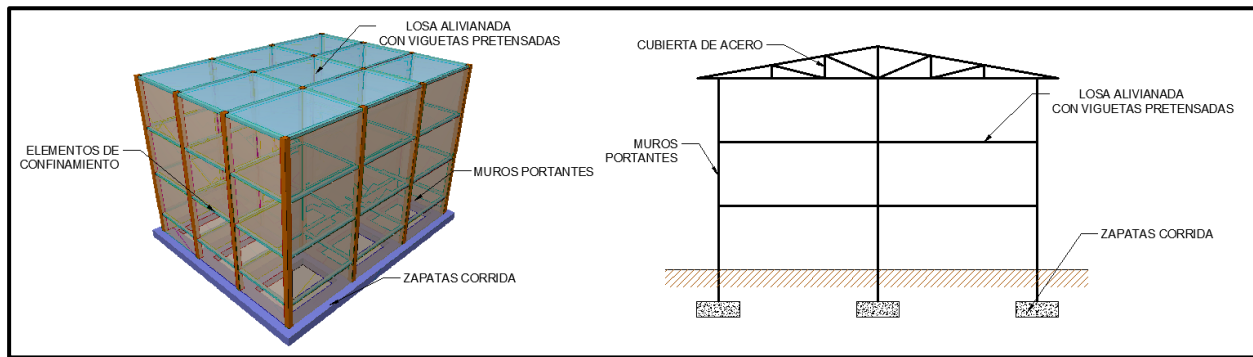


Ilustración 8: Alternativa 3; Elaboración Propia

Alternativa 4: *Sistema aporricado con cubierta de acero, entrepisos de losa nervada en dos direcciones, zapatas aisladas*

Análisis: El entre piso de losa nervada en dos direcciones es el más recomendable para cubrir grandes luces y ganar espacio libre en altura, sin embargo las vigas que se generarían serían de grandes dimensiones debido a las luces que se tiene en la estructura.

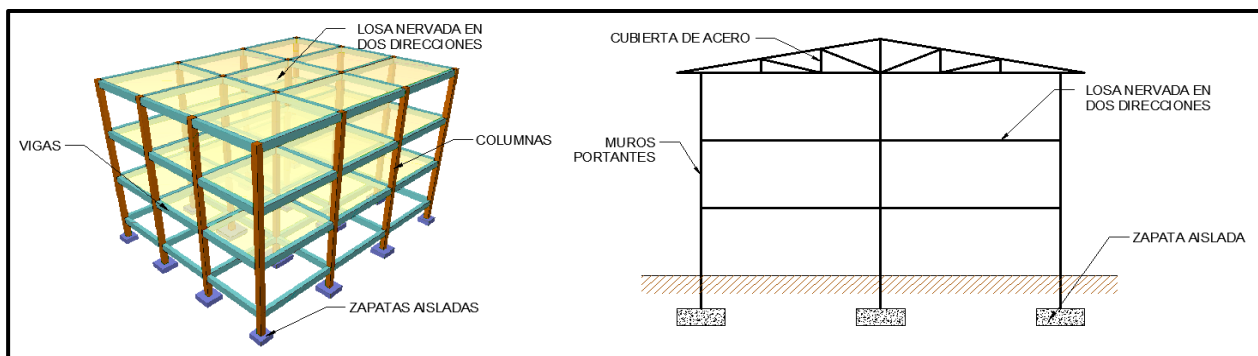


Ilustración 9: Alternativa 4; Elaboración Propia

Alternativa 5:

Sistema de losas planas aligeradas con columnas y ábacos, vigas de borde, cubierta de acero, zapatas aisladas

Análisis: el entre piso de losa nervada en dos direcciones es el más recomendable para cubrir grandes luces y ganar espacio libre en altura, los ábacos en lugar de vigas como elementos transmisores de cargas hacia las columnas generan ambientes más amplios en altura y libres de elementos estructurales que podrían afear la parte estética de los ambientes.

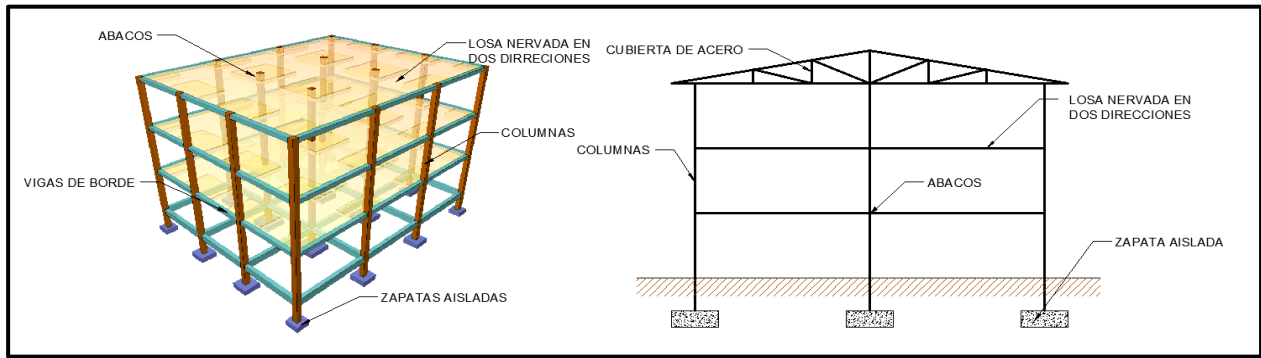


Ilustración 10: Alternativa 5; Elaboración Propia

En base a lo expuesto se determina a la alternativa 5, como la alternativa técnicamente más viable para el planteo estructural.

1.4 Modelo Estructural

El modelo estructural de la estructura se compone por un sistema de losas planas aligeradas bidireccionales, compuesta por vigas peraltadas como elementos de borde, columnas rectangulares y muros como elementos verticales de soporte, zapatas centradas y excéntricas en las fundaciones.

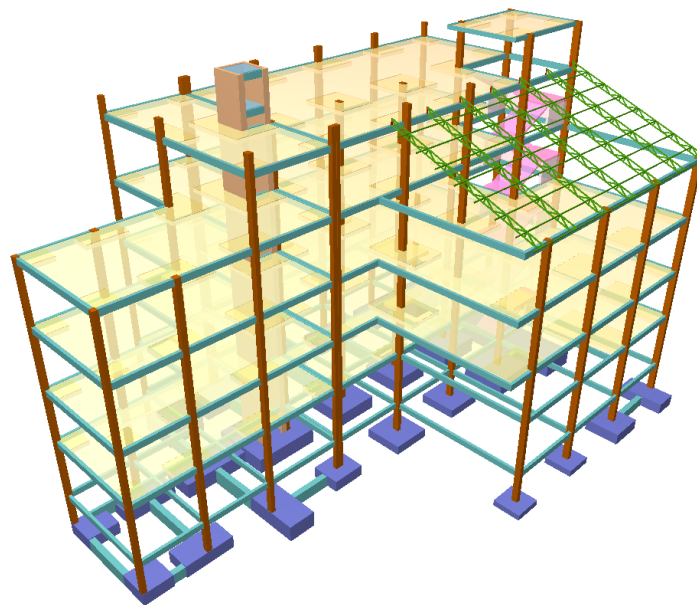


Ilustración 11: Modelo Estructural, Elaboración Propia

1.4.1 Modelo de la Estructura de Sustentación de la Cubierta

La cubierta se plantea como una estructura de acero compuesta por vigas celosías de perfiles tubulares rectangulares con una separación entre vigas de 6 m. como elementos longitudinales se tienen correas de perfiles costanera, que transmitirán las cargas a las vigas, los apoyos de las vigas celosías serán definidos de tal manera que permitan contemplar los efectos térmicos de los materiales.

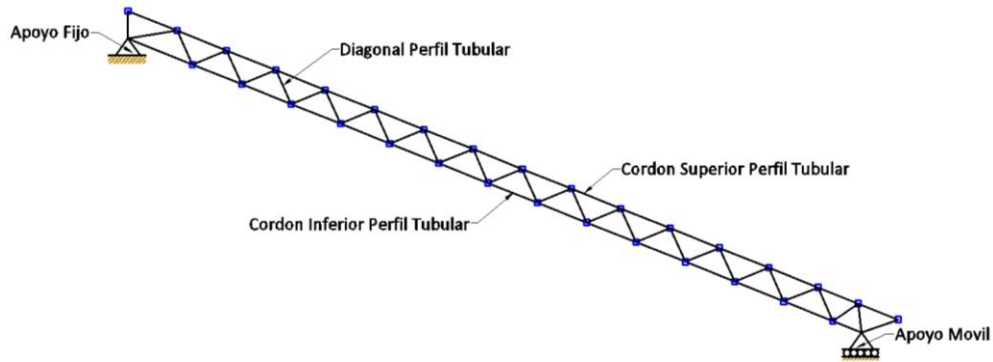


Ilustración 12: Modelo Estructural Viga Celosia

1.4.2 Modelo de la Estructura de Sustentación de la Edificación

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

Columnas:

Las columnas se plantean de secciones rectangulares, con vinculación exterior con luces de cálculo de 3.65 a 3.4 m.

Muros:

Los muros se plantean de secciones rectangulares con luces de cálculo de 3.65 m.

Vigas:

Las vigas se plantean peraltadas de secciones rectangulares, que funcionaran como elementos de cierre de la losa plana, con luces de cálculo variables de 5.5 a 9.5 m.

Entrepisos:

Los entrepisos se plantean como losas planas aligeradas con ábacos en las uniones de losa-columna, con espesores de 35 cm.

1.4.3 Modelo de las Estructuras Complementarias

Escaleras:

Las escaleras se plantean como losas inclinadas en las rampas y horizontales en los descansos, con vinculaciones fijas en las uniones con las losas y en las uniones con los apoyos intermedios.

1.4.4 Modelo de las Fundaciones

Fundaciones:

Las fundaciones se plantean como zapatas aisladas centradas, medianeras y esquineras con vigas centradoras, cuya profundidad de fundación será de 2 m, donde el estrato presenta una resistencia admisible de 1.66 kg/cm².

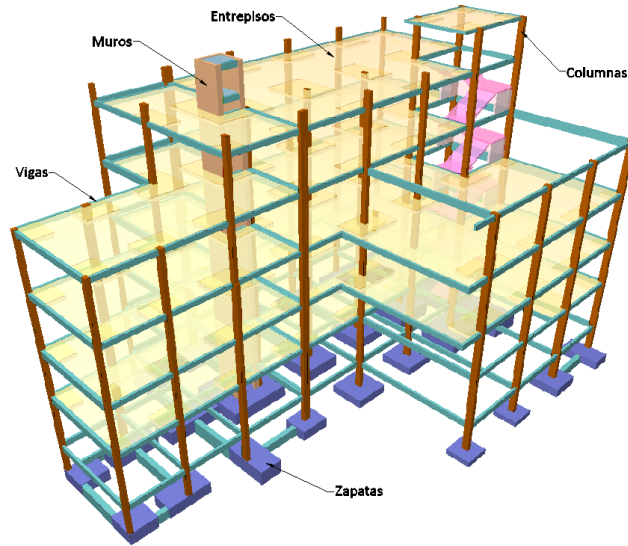


Ilustración 13: Modelo Estructural Estructura de Sustentación Edificación, Elaboración Propia

1.5 Normativas

Diseño en Hormigón Armado:

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

Diseño en Acero:

Para el diseño de los elementos de acero se usara la normativa ANSI/AISC 360-10 Normativa "Specification for Structural Steel Buildings", Normativa norteamericana para construcciones en acero.

1.6 Materiales

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

1.6.1 Hormigón

Para los elementos de hormigón armado se usaran hormigón con la siguiente resistencia característica de compresión a los 28 días.

<i>Elemento</i>	<i>Resistencia</i>	<i>Nivel de Control</i>	<i>Factor de Minoración</i>
<i>Entrepisos</i>	<i>250 kg/cm²</i>	<i>Normal</i>	<i>1,5</i>
<i>Vigas</i>	<i>250 kg/cm²</i>	<i>Normal</i>	<i>1,5</i>
<i>Columnas</i>	<i>250 kg/cm²</i>	<i>Normal</i>	<i>1,5</i>
<i>Muros</i>	<i>250 kg/cm²</i>	<i>Normal</i>	<i>1,5</i>
<i>Zapatas</i>	<i>250 kg/cm²</i>	<i>Normal</i>	<i>1,5</i>
<i>Vigas Centradoras</i>	<i>250 kg/cm²</i>	<i>Normal</i>	<i>1,5</i>

Tabla 2: Resistencia del Hormigón, Elaboración Propia

Además presentara las siguientes características:

<i>Elemento</i>	<i>Peso Especifico</i>	<i>Módulo de Elasticidad</i>	<i>Módulo de Poisson</i>
<i>Entrepisos</i>	<i>2500 Kg/m3</i>	<i>300000 Kg/cm2</i>	<i>0,2</i>
<i>Vigas</i>	<i>2500 Kg/m3</i>	<i>300000 Kg/cm2</i>	<i>0,2</i>
<i>Columnas</i>	<i>2500 Kg/m3</i>	<i>300000 Kg/cm2</i>	<i>0,2</i>
<i>Muros</i>	<i>2500 Kg/m3</i>	<i>300000 Kg/cm2</i>	<i>0,2</i>
<i>Zapatas</i>	<i>2500 Kg/m3</i>	<i>300000 Kg/cm2</i>	<i>0,2</i>
<i>Vigas Centradoras</i>	<i>2500 Kg/m3</i>	<i>300000 Kg/cm2</i>	<i>0,2</i>

Tabla 3: Propiedades del Hormigon, Elaboración Propia

1.6.2 Acero de Refuerzo

Para los refuerzos longitudinales y transversales de los elementos de hormigón se usara acero A-400 con las siguientes características:

<i>Elemento</i>	<i>Límite de Fluencia</i>	<i>Límite de Ruptura</i>	<i>Nivel de Control</i>	<i>Factor de Minoración</i>	<i>Peso Especifico</i>	<i>Módulo de Elasticidad</i>
<i>Entrepisos</i>	<i>4200 Kg/cm2</i>	<i>5000 Kg/cm2</i>	<i>Normal</i>	<i>1,15</i>	<i>4400 Kg/m3</i>	<i>2000000 Kg/cm2</i>
<i>Vigas</i>	<i>4200 Kg/cm2</i>	<i>5000 Kg/cm2</i>	<i>Normal</i>	<i>1,15</i>	<i>4400 Kg/m3</i>	<i>2000000 Kg/cm2</i>
<i>Columnas</i>	<i>4200 Kg/cm2</i>	<i>5000 Kg/cm2</i>	<i>Normal</i>	<i>1,15</i>	<i>4400 Kg/m3</i>	<i>2000000 Kg/cm2</i>
<i>Muros</i>	<i>4200 Kg/cm2</i>	<i>5000 Kg/cm2</i>	<i>Normal</i>	<i>1,15</i>	<i>4400 Kg/m3</i>	<i>2000000 Kg/cm2</i>
<i>Zapatas</i>	<i>4200 Kg/cm2</i>	<i>5000 Kg/cm2</i>	<i>Normal</i>	<i>1,15</i>	<i>4400 Kg/m3</i>	<i>2000000 Kg/cm2</i>
<i>Vigas Centradoras</i>	<i>4200 Kg/cm2</i>	<i>5000 Kg/cm2</i>	<i>Normal</i>	<i>1,15</i>	<i>4400 Kg/m3</i>	<i>2000000 Kg/cm2</i>

Tabla 4: Propiedades del Acero de Refuerzo, Elaboración Propia

1.6.3 Acero Estructural

Para los elementos de acero de la cubierta metálica se usara acero ASTM A-36 con las siguientes especificaciones:

<i>Elemento</i>	<i>Límite de Fluencia</i>	<i>Módulo de Elasticidad</i>
<i>Correas</i>	<i>2531,05 Kg/cm2</i>	<i>2038901,9 Kg/cm2</i>
<i>Cordón Superior</i>	<i>2531,05 Kg/cm2</i>	<i>2038901,9 Kg/cm2</i>
<i>Cordón Inferior</i>	<i>2531,05 Kg/cm2</i>	<i>2038901,9 Kg/cm2</i>

<i>Diagonal</i>	<i>2531,05 Kg/cm²</i>	<i>2038901,9 Kg/cm²</i>
-----------------	----------------------------------	------------------------------------

Tabla 5: Propiedades del Acero Estructural A-36, Elaboración Propia

1.7 Cargas Consideradas en el Diseño

Las cargas consideradas en el diseño de la estructura, tanto permanentes como sobrecargas de uso se desarrollan en el ANEXO 2, a continuación se muestra una tabla resumen de las cargas consideradas en el diseño.

Estructura de Acero:

<i>Cargas Consideradas</i>		
<i>Cargas Permanentes</i>	<i>Peso Propio</i>	<i>Para cada Elemento</i>
	<i>Cobertura (Placas Asbesto-Cemento)</i>	<i>23,20 Kg/m²</i>
	<i>Peso Cielo Falso</i>	<i>25 Kg/m²</i>
	<i>Peso Aislante Termico-Acustico</i>	<i>5 Kg/m²</i>
<i>Sobrecargas de Uso</i>	<i>Carga Viva (Mantenimiento)</i>	<i>80 Kg/m²</i>
	<i>Presión de Viento</i>	<i>1,34 Kg/m²</i>
	<i>Carga de Granizo</i>	<i>45 Kg/m²</i>
	<i>Lluvia (canaleta)</i>	<i>52,5 Kg</i>

Tabla 6: Cargas Consideradas Estructura de Acero, Elaboración Propia

Estructura de Hormigón Armado:

<i>Cargas Consideradas</i>			
<i>Cargas Permanentes</i>	<i>Peso Propio</i>	<i>Para cada Elemento</i>	
	<i>Sobrepiso y Acabados</i>	<i>69,50 Kg/m²</i>	
	<i>Muro de Ladrillo Exterior (e=18 cm)</i>	<i>731,94 Kg/m²</i>	
	<i>Muro de Ladrillo Interior (e=12 cm)</i>	<i>472,58 Kg/m²</i>	
	<i>Peso Paneles de Vidrio</i>	<i>93,60 Kg/m²</i>	
<i>Sobrecarga de Diseño</i>	<i>Carga Viva</i>	<i>Salas y Pasillos</i>	<i>300 Kg/m²</i>
		<i>Escaleras</i>	<i>400 Kg/m²</i>
		<i>Azotea</i>	<i>100 Kg/m²</i>
	<i>Presión de Viento</i>	<i>33,54 Kg/m²</i>	
	<i>Carga de Granizo</i>	<i>45 Kg/m²</i>	

Tabla 7: Cargas Consideradas Estructura de Hormigón Armado, Elaboración Propia

1.8 Análisis y Diseño Estructural

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

1.8.1 Combinaciones de Carga

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

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

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

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

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

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

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

Donde:

U: Carga última

D: Cargas muertas

L: Cargas vivas

L_r: Cargas vivas en techos

S: Cargas de nieve

R: Carga inicial de lluvia o hielo

W: Carga de Viento

E: Sismo

1.8.2 Estructura de Sustentación de la Cubierta

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

1.8.2.1 Diseño de Correas

El diseño de las correas se realizó tomando en cuenta las especificaciones y limitaciones de la norma adoptada para el diseño, tanto en cargas como en materiales. Las correas fueron modeladas tomando en cuenta las dimensiones comerciales de los elementos de acero, además de las vinculaciones exteriores que tendrán. La correa más solicitada se idealizó como una viga de un tramo de 6 m de longitud con dos apoyos, uno fijo y uno móvil que permitirá la dilatación del elemento ante los efectos térmicos.

1.8.2.1.1 Diseño en Estados Límites Últimos

1.8.2.1.1.1 Perfil de Diseño

Para el diseño en estados límites últimos se verificó con la sección costanera de CA 12.5x4.58 cuyas características geométricas son:

Perfil: CA 12.5x4.58								
Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)								
Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas					
Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)	x _g ⁽³⁾ (mm)	y _g ⁽³⁾ (mm)
N8	N7	3.000	5.83	154.12	43.51	0.08	-11.89	0.00
<p>Notas:</p> <p>(1) Inercia respecto al eje indicado</p> <p>(2) Momento de inercia a torsión uniforme</p> <p>(3) Coordenadas del centro de gravedad</p>								

Tabla 8: Propiedades Perfil Correa, Elaboración Propia

1.8.2.1.1.2 Diseño a Flexión Oblicua

Para el diseño a flexión se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo F de la ANSI/NASPEC 2007 (LRFD).

Diseño a Flexión en Eje X:

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

$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$	$\eta_m := \frac{M_{rx}}{M_{cx}} = 0.447$	CUMPLE	
---	---	--------	---

Donde:

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

$$M_{rx} := 267 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

M_{cx}: Resistencia de diseño a flexión

Resistencia de Diseño a Flexión:

$$M_{cx} = \phi_f \cdot M_n$$

En donde el valor de *M_n*, resistencia nominal a flexión para secciones sometidas a flexión será el menor valor de los obtenidos según resistencia nominal de la flexión, resistencia a pandeo lateral y resistencia a pandeo por distorsión.

Resistencia Nominal de la Flexión:

La resistencia nominal a la flexión, Mn, se calcula con la siguiente expresión:

$$M_{nx} = S_x \cdot f_y$$

Donde :

$$f_y := 2548.42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

f_y: Limite elástico mínimo acero A-36

$$I_x := 154.12 \text{cm}^4$$

I_x: Modulo de inercia respecto al eje X

$$y := 62.5 \text{mm}$$

y: Distancia a la fibra extrema en flexión desde el baricentro

$$S_x := \frac{I_x}{y} = 24.659 \cdot \text{cm}^3$$

Calculando se tiene:

$$M_{nx} := S_x \cdot f_y = 628.42 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

Conociendo el valor de Mn se calcula el valor de la resistencia de diseño a flexion Mc

$$M_{cx} = \phi_f \cdot M_n$$

Donde:

$$\phi_f := 0.95$$

ϕ_f : Factor de resistencia a flexion


$$M_{nx} = 628.42 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

Calculando se tiene:

$$M_{cx} := \phi_f \cdot M_{nx} = 596.999 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

Diseño a Flexión en Eje Y:

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

$\eta_m = \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1$	$\eta_m := \frac{M_{ry}}{M_{cy}} = 0.469$	CUMPLE	
---	---	---------------	---

Donde:

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

$$M_{ry} := 96 \text{kg} \cdot \text{m}$$

Mcy: Resistencia de diseño a flexión

Resistencia de Diseño a Flexion:

$$Mcy = \phi f \cdot Mn$$

Mcy: Resistencia de diseño a flexion

En donde el valor de Mn, resistencia nominal a flexion para secciones sometidas a flexion sera el menor valor de los obtenidos segun resistencia nominal de la flexion , resistencia a pandeo lateral y resistencia a pandeo por distorsion.

Resistencia Nominal de la Flexion:

La resistencia nominal a la flexion, Mn, se calcula con la siguiente expresion:

$$Mny = Sx \cdot fy$$

Donde :

$$fy = 2548.42 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

fy: Limite elastico minimo acero A-36

$$Iy := 39.21 \text{cm}^4$$

Iy: Modulo de inercia respecto al eje Y

$$x := 46.39 \text{mm}$$

y: Distancia a la fibra extrema en flexion desde el baricentro

$$Sy := \frac{Iy}{x} = 8.452 \cdot \text{cm}^3$$

Calculando se tiene:

$$Mny := Sy \cdot fy = 215.399 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

Conociendo el valor de Mn se calcula el valor de la resistencia de diseño a flexion Mc

$$Mcy = \phi f \cdot Mn$$

Mcy : Resistencia de diseño a flexion

Donde:

$$\phi f = 0.95$$

ϕf : *Factor de resistencia a flexion*


$$Mny = 215.399 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

Mny: Resistencia nominal a flexion

Calculando se tiene:

$$Mcy := \phi f \cdot Mny = 204.629 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

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


$\eta = \frac{Mr(x)}{Mc(x)} + \frac{Mr(y)}{Mc(y)} \leq 1$	$\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} = 0.916$	CUMPLE	
---	---	--------	---

1.8.2.1.1.3 Diseño a Cortante

Para el diseño a flexión se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo G de la ANSI/NASPEC 2007 (LRFD)

Diseño a Cortante en Eje X:

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

$\eta_v = \frac{V_{rx}}{V_{cx}} \leq 1$	$\eta_v := \frac{V_{rx}}{V_{cx}} = 0.035$	CUMPLE	
---	---	--------	---

Donde:

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

$$V_{rx} := 64\text{kg}$$

V_{cx} : Resistencia de diseño a cortante

La resistencia de diseño a cortante se calcula de la siguiente manera:

$$V_{cx} = \phi_v \cdot V_n$$

la resistencia nominal a cortante se calcula con la siguiente expresión:

$$V_n = A_w \cdot F_v$$

Calculo de A_w :

$$h := 67\text{mm}$$

h : Altura del tramo recto del alma

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

t : Espesor del alma

$$A_w := h \cdot t = 1.34 \cdot \text{cm}^2$$

A_w : Area de los elementos paralelos a la dirección del cortante

Calculo de F_v :

Cuando

$$\frac{h}{t} \leq \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{f_y}}$$

El valor de F_v sera igual a :

$$F_v = 0.6 \cdot f_y$$

Resistencia nominal a cortante V_n :

$$V_{nx} = A_w \cdot F_v$$

$$V_{nx} := A_w \cdot F_v = 2048.93 \text{ kg}$$

Entonces se calcula la resistencia de diseño a cortante

$$V_{cx} = \phi_v \cdot V_{nx}$$

$$\phi_v := 0.9$$

ϕ_v = Factor de resistencia a cortante

$$V_{nx} = 2048.93 \text{ kg}$$

V_{nx} = Resistencia nominal a flexion

$$V_{cx} := \phi_v \cdot V_{nx} = 1844.037 \text{ kg}$$

Diseño a Cortante en Eje Y:

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

$\eta_v = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \leq 1$	$\eta_v := \frac{V_{ry}}{V_{cy}} = 0.099$	CUMPLE	
---	---	--------	---

Donde:

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

$$V_{ry} := 356 \text{ kg}$$

V_{cy} : Resistencia de diseño a cortante

La resistencia de diseño a cortante se calcula de la siguiente manera:

$$V_{cy} = \phi_v \cdot V_{ny}$$

la resistencia nominal a cortante se calcula con la siguiente expresion:

$$V_{ny} = A_w \cdot F_v$$

Calculo de A_w :

$$h := 117 \text{ mm}$$

h : Altura del tramo recto del alma

$$t = 2 \cdot \text{mm}$$

t : Espesor del alma

$$A_w := h \cdot t = 2.34 \cdot \text{cm}^2$$

A_w : Area de los elementos paralelos a la direccion del cortante

Calculo de F_v :

Cuando

$$\sqrt{\frac{E k_v}{f_y}} < \frac{h}{t} \leq 1.51 \cdot \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{f_y}}$$

El valor de F_v sera igual a :

$$F_v = \frac{0.6 \cdot \sqrt{E k_v f_y}}{\frac{h}{t}}$$

$$F_v := \frac{0.6 \cdot \sqrt{E \cdot k_v \cdot f_y}}{\frac{h}{t}} = 1708.37 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia nominal a cortante V_n :

$$V_n = A_w \cdot F_v$$

$$V_{ny} := A_w \cdot F_v = 3997.586 \text{ kg}$$

Entonces se calcula la resistencia de diseño a cortante

$$V_{cy} = \phi_v \cdot V_n$$

$$\phi_v = 0.9$$

ϕ_v = Factor de resistencia a cortante


$$V_{ny} = 3997.586 \text{ kg}$$

V_{ny} = Resistencia nominal a flexion

$$V_{cy} := \phi_v \cdot V_{ny} = 3597.828 \text{ kg}$$


Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Corte en Y

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$\eta_{xy} = \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right)^2 + \left(\frac{V_{ry}}{V_{cy}} \right)^2 \leq 1$	$\eta_{xy} := \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right)^2 + \left(\frac{V_{ry}}{V_{cy}} \right)^2 = 0.21$	CUMPLE	
--	---	--------	---

Resistencia a Flexión del Eje Y Combinada con Corte en X

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$\eta_{yx} = \left(\frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right)^2 + \left(\frac{V_{rx}}{V_{cx}} \right)^2 \leq 1$	$\eta_{yx} := \left(\frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right)^2 + \left(\frac{V_{rx}}{V_{cx}} \right)^2 = 0.221$	CUMPLE	
--	--	--------	---

1.8.2.1.2 Diseño en Estados Límites de Servicio

Estado Límite de Deformación En X

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

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

Dando los siguientes resultados de deflexiones:

$$f := 7.79\text{mm}$$

La limitación de la deflexión en este tipo de elemento según la normativa es:

$$f_{\max} := \frac{L}{360}$$

$$f_{\max} = 8.333\cdot\text{mm}$$

Se verifica la siguiente condición:

$$f_{\max} > f$$

Estado Límite de Deformación En Y

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

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

Dando los siguientes resultados de deflexiones:

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

La limitación de la deflexión en este tipo de elemento según la normativa es:

$$f_{\max} := \frac{L}{360}$$

$$f_{\max} = 8.333\cdot\text{mm}$$

Se verifica la siguiente condición:

$$f_{\max} > f$$

1.8.2.2 Diseño de Vigas Celosías

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

1.8.2.3 Diseño de Cordón Superior

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

1.8.2.3.1 Diseño en Estados Límites Últimos

1.8.2.3.1.1 Perfil de Diseño

Para el diseño es estados límites últimos se verifico con la sección costanera de 100x50x5 mm cuyas características geométricas son:

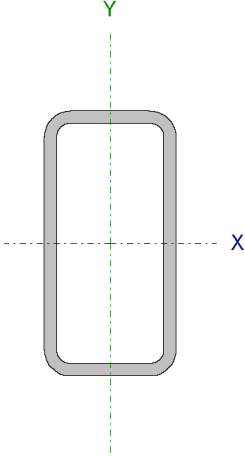
Perfil: 100x50x5 mm Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)									
			Nudos		Características mecánicas				
			Inicial	Final	Longitud (m)	Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
			N17	N15	0.725	13.34	157.28	51.97	134.46
Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme									

Tabla 9: Propiedades Perfil Cordon Superior, Elaboración Propia

El perfil clasifica como seccion compacta en ala y en alma, donde se realizo las siguientes verrificaciones:

En alma:

$$\lambda = 16 \quad \lambda_p = 31.788 \quad \lambda_r = 39.735$$

En ala:

$$\lambda = 6 \quad \lambda_p = 31.788 \quad \lambda_r = 39.735$$

$$\lambda \leq \lambda_p$$

Seccion Compacta

1.8.2.3.1.2 Diseño a Compresión

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

Diseño a Compresión:

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

$\eta_c = \frac{Pr}{Pc} \leq 1$	$\eta_c := \frac{Pr}{Pc} = 0.725$	CUMPLE	
---------------------------------	-----------------------------------	--------	---

Donde:

Pr: Resistencia a compresión requerida para la combinación más crítica

$$Pr := 21524\text{kg}$$

Pc: Resistencia de diseño a compresión

Resistencia de Diseño a compresion:

$$Pc = \phi_c \cdot Pn$$

Pc : Resistencia a compresion proporcionada por el perfil de diseño

$$\phi_c := 0.9$$

ϕ_c : Factor de resistencia a compresion

Resistencia de Diseño a Compresion Nominal:

La resistencia de diseño a compresion nominal debera ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados limites que aplican pandeo por flexion, pandeo torsional pandeo flexotorsional:

Resistencia a Compresion Nominal Pandeo por Flexion:

La resistencia nominal a compresion, *Pn*, se calcula con la siguiente expresion:

$$Pn = Fcr \cdot Ag$$

Donde :

Fcr: Tension de Pandeo por Flexion

$$Ag := 13.34\text{cm}^2$$

Ag: Area bruta de la seccion

Se calculara con la siguiente ecuacion:

$$Fcr = \left(0.658 \frac{f_y}{F_e} \right) \cdot f_y$$
$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_x} \right)^2} = 45137.524 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Donde :

$$L = 72.5 \cdot \text{cm}$$

L : Longitud del elemento

$$r_x = 3.434 \cdot \text{cm}$$

r_x : Radio de giro respecto al eje X

$$K = 1$$

K : Factor de Longitud Efectiva

$$E = 2038901.9 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

E : Modulo de elasticidad Acero - 36

$$f_y = 2531.05 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Entonces se calcula:

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{f_y}{F_e} \right) \cdot f_y$$
$$F_{cr} := \left(0.658 \frac{f_y}{F_e} \right) \cdot f_y = 2472.338 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Entonces se calcula la resistencia de compresion nominal :

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

$$P_n := F_{cr} \cdot A_g = 32980.992 \text{kg}$$

La resistencia de compresion nominal sera el menor valor de P_n y se tiene :

$$P_n = 32980.992 \text{kg}$$

Finalmente se calcula la resistencia a compresion proporcionada por el perfil

$$P_c = \phi_c \cdot P_n$$

P_c : Resitencia a compresion proporcionada por el perfil de diseño

$$\phi_c = 0.9$$

ϕ_c : Factor de resistencia a compresion

Calculando se tiene :


$$P_c := \phi_c \cdot P_n = 29682.893 \text{kg}$$

1.8.2.3.1.3 Diseño a Flexión

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

Diseño a Flexión en Eje X:

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

$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$	$\eta_m := \frac{M_{rx}}{M_{cx}} = 0.18$	CUMPLE	
---	--	--------	---

Donde:

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

$$M_{rx} := 172 \text{kg}\cdot\text{m}$$

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión

Fluencia (Momento Plastico):

La resistencia nominal a la flexion, M_n , se calcula con la siguiente expresion:

$$M_n = f_y \cdot Z_x$$

Donde :

$$f_y = 2531.05 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

f_y : Limite elastico minimo acero A-36

$$Z_x := 41.928 \text{cm}^3$$

Z_x : Modulo de Seccion Plastico en torno al eje X

Calculando se tiene :

$$M_{nx} := f_y \cdot Z_x = 1061.219 \cdot \text{kg}\cdot\text{m}$$

Pandeo Local del Ala:

No es de aplicacion el estado limite de pandeo local del ala por tratarse de una seccion compacta.

Pandeo Local del Alma:

No es de aplicacion el estado limite de pandeo local del alma por tratarse de una seccion compacta.

Conociendo el valor de M_n se calcula el valor de la resistencia de diseño a flexion M_c

$$M_{cx} = \phi_f \cdot M_n$$

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexion

Donde:

$$\phi_f := 0.90$$

ϕ : Factor de resistencia a compresion

$$M_{nx} = 1061.219 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

Resistencia nominal a compresion

Calculando se tiene:

$$M_{cx} := \phi \cdot M_{nx} = 955.097 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

1.8.2.3.1.4 Diseño a Cortante

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

Diseño a Cortante en Eje Y:

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

$\eta_v = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \leq 1$	$\eta_v := \frac{V_{ry}}{V_{cy}} = 0.005$	CUMPLE	
---	---	--------	---

Donde:

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

$$V_{ry} := 25 \text{kg}$$

V_{cy} : Resistencia de diseño a cortante

La resistencia de diseño a cortante se calcula de la siguiente manera:

$$V_{cy} = \phi_v \cdot V_{ny}$$

Resistencia de Diseño a Cortante Nominal V_n :

La resistencia a cortante nominal se calcula con la siguiente expresion:

$$V_{ny} = 0.6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Calculo de A_w :

$$h := 80 \text{mm}$$

h : Altura del tramo recto del alma

$$t = 5 \cdot \text{mm}$$

t : Espesor del alma

$$A_w := h \cdot t = 4 \cdot \text{cm}^2$$

A_w : Area de los elementos paralelos a la direccion del cortante

Calculo de C_v :

$$\frac{h}{t} \leq 1.10 \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{f_y}}$$

El valor de C_v sera igual a :

$$C_v := 1$$

Calculando se tiene :

$$V_{ny} = 0.6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$V_{ny} := 0.6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v = 6074.52 \text{ kg}$$

Entonces se calcula la resistencia de diseño a cortante

$$V_{cy} = \phi_v \cdot V_{ny}$$

$$\phi_v := 0.90$$

ϕ_v = Factor de resistencia a cortante


$$V_{ny} = 6074.52 \text{ kg}$$

V_{nx} = Resistencia nominal a compresion

$$V_{cy} := \phi_v \cdot V_{ny} = 5467.068 \text{ kg}$$

Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Compresión

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$\eta_{fc} = \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$	$\eta_{fc} := \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{rx}}{M_{cx}} = 0.885$	CUMPLE	
--	--	---------------	--

1.8.2.4 Diseño de Cordón Inferior

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

1.8.2.4.1 Diseño en Estados Límites Últimos

1.8.2.4.1.1 Perfil de Diseño

Para el diseño es estados límites últimos se verifico con la sección de 100x50x5 mm cuyas características geométricas son:

Perfil: 100x50x5 mm
Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)

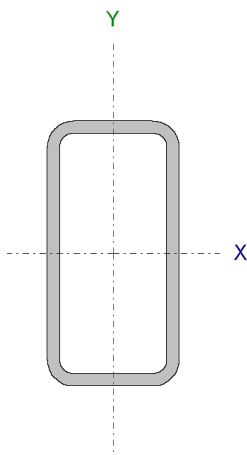
Perfil: 100x50x5 mm Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)						
			Características mecánicas			
			Inicial	Final	Longitud (m)	Área (cm ²)
N17	N15	0.725	13.34	157.28	51.97	134.46
Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme						

Tabla 10: Propiedades Perfil Cordón Inferior, Elaboración Propia

El perfil clasifica como seccion compacta en ala y en alma, donde se realizo las siguientes verificaciones:

En alma:

$$\lambda = 16 \quad \lambda_p = 31.788 \quad \lambda_r = 39.735$$

En ala:

$$\lambda = 6 \quad \lambda_p = 31.788 \quad \lambda_r = 39.735$$

$$\lambda \leq \lambda_p$$


Seccion Compacta

1.8.2.4.1.2 Diseño a Tracción

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

Diseño a Tracción:

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

$\eta_c = \frac{T_r}{T_c} \leq 1$	$\eta_c := \frac{T_r}{T_c} = 0.708$	CUMPLE	
-----------------------------------	-------------------------------------	--------	---

Donde:

T_r: Resistencia a tracción requerida para la combinación más crítica

$$T_r := 21524\text{kg}$$

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

Resistencia de Diseño a Traccion:

Es la resistencia a traccion proporcionada por el perfil de diseño.

$$T_c = \phi_c \cdot T_n$$

T_c : Resistencia a traccion proporcionada por el perfil de diseño

Resistencia de Diseño a Traccion Nominal:

La resistencia de diseño a traccion nominal debera ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados limites de fluencia en traccion calculados en la seccion bruta y ruptura en traccion calculado en la seccion neta:

Resistencia a Traccion Nominal Para Fluencia en Traccion en la Seccion Bruta:

La resistencia nominal a traccion, T_n, se calcula con la siguiente expresion:

$$T_n = f_y \cdot A_g$$

Donde :

$$f_y = 2531.05 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

f_y: Limite de fluencia Acero A-36

$$A_g := 13.34 \text{cm}^2$$

A_g: Area bruta de la seccion

Entonces se calcula:

$$T_n = A_g \cdot f_y$$

$$T_n := A_g \cdot f_y = 33764.207 \text{kg}$$

Resistencia a Traccion Nominal Para Ruptura en Traccion en la Seccion Neta:

La resistencia a traccion nominal, T_n, se calcula con la siguiente expresion:

$$T_n = f_u \cdot A_e$$

Donde :

$$f_u := 4077.8 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

f_u: Limite de ruptura Acero A-36

Donde el area neta efectiva se cualcula con la siguiente ecuacion:

$$A_e = A_n \cdot U$$

Donde :

$$A_n := 13.34 \text{cm}^2$$

A_n: Area neta de la seccion

$$U := 1$$

U: Factor de corte diferido

$$A_e := A_n \cdot U = 13.34 \cdot \text{cm}^2$$

Entonces se calcula:

$$T_n = f_u \cdot A_e$$

$$T_n := A_e \cdot f_u = 54397.852 \text{ kg}$$

El valor menor sera :

$$T_n = 33764.207 \text{ kg}$$

Se calcula el valor de Tc:

$$T_c = \phi_t \cdot T_n$$

Donde :

$$\phi_t := 0.9$$

ϕ_t = Factor de resistencia para traccion

$$T_c := \phi_t \cdot T_n = 30387.786 \text{ kg}$$

1.8.2.4.1.3 Diseño a Flexión

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

Diseño a Flexión en Eje X:

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

$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$	$\eta_m := \frac{M_{rx}}{M_{cx}} = 0.164$	CUMPLE	
---	---	--------	---

Donde:

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

$$M_{rx} := 157 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

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

Resistencia de Diseño a Flexion:

Es la resistencia a flexion proporcionada por el perfil de diseño.

$$M_{cx} = \phi_f \cdot M_n$$

M_{cx}: Resistencia de diseño a flexion

En donde el valor de M_n, resistencia nominal a flexion

Resistencia de Diseño a Flexion Nominal:

La resistencia de diseño a traccion nominal debera ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados limites de fluencia (momento plastico), pandeo local del ala y pandeo local del alma

Fluencia (Momento Plastico):

La resistencia nominal a la flexion, M_n , se calcula con la siguiente expresion:

$$M_{nx} = f_y \cdot Z_x$$

Donde :

$$f_y = 2531.05 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

f_y : Limite elastico minimo acero A-36

$$Z_x := 41.928 \text{cm}^3$$

Z_x : Modulo de Seccion Plastico en torno al eje X

Calculando se tiene :

$$M_{nx} := f_y \cdot Z_x = 1061.219 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

Pandeo Local del Ala:

No es de aplicacion el estado limite de pandeo local del ala por tratarse de una seccion compacta.

Pandeo Local del Alma:

No es de aplicacion el estado limite de pandeo local del alma por tratarse de una seccion compacta.

Conociendo el valor de M_n se calcula el valor de la resistencia de diseño a flexion M_c

$$M_{cx} = \phi_f \cdot M_n$$

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexion

Donde:

$$\phi_f := 0.90$$

ϕ_f : Factor de resistencia a compresion

$$M_{nx} = 1061.219 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

Calculando se tiene:


$$M_{cx} := \phi_f \cdot M_{nx} = 955.097 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

1.8.2.4.1.4 Diseño a Cortante

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

Diseño a Cortante en Eje Y:

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

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

Donde:

Vry: Resistencia a cortante requerida para la combinación más crítica

$$Vry := 4\text{kg}$$

Vcy: Resistencia de diseño a cortante proporcionada por el perfil de diseño

Resistencia de Diseño a Cortante Vc :

Es la resistencia a cortante proporcionada por el perfil de diseño.

La resistencia de diseño a cortante se calcula de la siguiente manera:

$$Vcy = \phi_v \cdot Vny$$

Resistencia de Diseño a Cortante Nominal Vn :

La resistencia a cortante nominal se calcula con la siguiente expresión:

$$Vny = 0.6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Calculo de Aw:

$$h := 80\text{mm}$$

h: Altura del tramo recto del alma

$$t = 5 \cdot \text{mm}$$

t: Espesor del alma

$$A_w := h \cdot t = 4 \cdot \text{cm}^2$$

Aw: Area de los elementos paralelos a la dirección del cortante

Calculo de Cv:

Cuando

$$\frac{h}{t} \leq 1.10 \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{f_y}}$$

El valor de Cv será igual a :

$$C_v := 1$$

Calculando se tiene :

$$Vny = 0.6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$Vny := 0.6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v = 6074.52\text{kg}$$

Entonces se calcula la resistencia de diseño a cortante

$$Vcy = \phi_v \cdot Vny$$

$$\phi_v := 0.90$$

ϕ_v = Factor de resistencia a cortante


$$Vny = 6074.52\text{kg}$$

Vnx = Resistencia nominal a compresion

$$V_{cy} := \phi_v \cdot V_{ny} = 5467.068 \text{ kg}$$

Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Tracción

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$\eta_{fc} = \frac{T_r}{T_c} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$	$\eta_{fc} := \frac{T_r}{T_c} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{rx}}{M_{cx}} = 0.854$	CUMPLE	
--	--	---------------	---

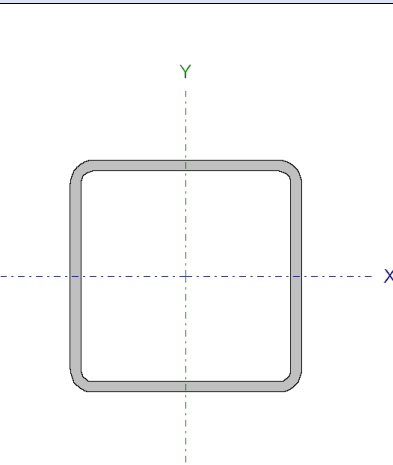
1.8.2.5 Diseño de Diagonal

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

1.8.2.5.1 Diseño en Estados Límites Últimos

1.8.2.5.1.1 Perfil de Diseño

Para el diseño es estados límites últimos se verifico con la sección de 50x50x5 mm cuyas características geométricas son:

Perfil: # 4.0x4.0x2.310 Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)						
	Nudos		Longitud(m)	Características mecánicas		
	Inicial	Final		Área(cm ²)	I _x (1) (cm ⁴)	I _y (1) (cm ⁴)
	N1	N32	0.682	2.93	6.91	6.91
Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme						

El perfil clasifica como seccion compacta en ala y en alma, donde se realizo las siguientes verificaciones:

En alma y en ala:

$$\lambda = 17 \quad \lambda_p = 31.788 \quad \lambda_r = 39.735$$

$$\lambda \leq \lambda_p$$


Seccion Compacta

1.8.2.5.1.2 Diseño a Compresión:

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

Diseño a Compresión:

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

$\eta_c = \frac{Pr}{Pc} \leq 1$	$\eta_c := \frac{Pr}{Pc} = 0.768$	CUMPLE	
---------------------------------	-----------------------------------	--------	---

Donde:

Pr: Resistencia a compresión requerida para la combinación más crítica

$$Pr := 4634\text{kg}$$

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

Resistencia de Diseño a compresion:

Es la resistencia a compresion proporcionada por el perfil de diseño.

$$Pc = \phi_c \cdot Pn$$

Pc : Resistencia a compresion proporcionada por el perfil de diseño

$$\phi_c := 0.9$$

ϕ_c : Factor de resistencia a compresion

Resistencia de Diseño a Compresion Nominal:

La resistencia de diseño a compresion nominal debera ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados limites que aplican pandeo por flexion, pandeo torsional pandeo flexotorsional:

Resistencia a Compresion Nominal Pandeo por Flexion:

La resistencia nominal a compresion, Pn, se calcula con la siguiente expresion:

$$Pn = Fcr \cdot Ag$$

Donde :

Fcr: Tension de Pandeo por Flexion

$$Ag := 2.93\text{cm}^2$$

Ag: Area bruta de la seccion

La tension de pandeo por flexion se determina como sigue, si se cumplen las siguientes condiciones:

Se calculara con la siguiente ecuacion:

$$Fcr = \left(0.658 \frac{fy}{Fe} \right) \cdot fy$$

$$Fe := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{rx} \right)^2} = 10537.203 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Donde :

$$L = 68.2 \cdot \text{cm}$$

L : Longitud del elemento

$$r_x = 1.561 \cdot \text{cm}$$

r_x: Radio de giro respecto al eje X

$$K = 1$$

K: Factor de Longitud Efectiva

$$E = 2038901.9 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

E: Modulo de elasticidad Acero - 36

$$f_y = 2531.05 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Entonces se calcula:

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{f_y}{F_e} \right) \cdot f_y$$
$$F_{cr} := \left(0.658 \frac{f_y}{F_e} \right) \cdot f_y = 2288.961 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Entonces se calcula la resistencia de compresion nominal:

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

$$P_n := F_{cr} \cdot A_g = 6706.655 \text{kg}$$

Resistencia a Compresion Nominal Pandeo Torsional y Flexo-Torsional:

La resistencia a compresion nominal, *P_n*, se calcula con la siguiente expresion:

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

Entonces se calcula la resistencia de compresion nominal :

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

$$P_n := F_{cr} \cdot A_g = 7403.516 \text{kg}$$

La resistencia de compresion nominal sera el menor valor de *P_n* y se tiene :

$$P_n = 6706.655 \text{kg}$$

Finalmente se calcula la resistencia a compresion proporcionada por el perfil

$$P_c = \phi_c \cdot P_n$$

P_c : Resitencia a compresion proporcionada por el perfil de diseño

$$\phi_c = 0.9$$

ϕ_c : Factor de resistencia a compresion

Calculando se tiene :


$$P_c := \phi_c \cdot P_n = 6035.99 \text{ kg}$$

1.8.2.5.1.3 Diseño a Flexión:

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

Diseño a Flexión en Eje X:

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

$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$	$\eta_m := \frac{M_{rx}}{M_{cx}} = 0.18$	CUMPLE	
---	--	--------	---

Donde:

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

$$M_{rx} := 1 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión

Resistencia de Diseño a Flexion:

Es la resistencia a flexion proporcionada por el perfil de diseño.

$$M_{cx} = \phi_f \cdot M_n$$

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexion

En donde el valor de M_n , resistencia nominal a flexion

Resistencia de Diseño a Flexion Nominal:

La resistencia de diseño a compresion nominal debera ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados limites de fluencia (momento plastico), pandeo local del ala y pandeo local del alma

Fluencia (Momento Plastico):

La resistencia nominal a la flexion, M_n , se calcula con la siguiente expresion:

$$M_n = f_y \cdot Z_x$$

Donde :

$$f_y = 2531.05 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

f_y : Limite elastico minimo acero A-36

$$Z_x := 3.25 \text{ cm}^3$$

Z_x : Modulo de Seccion Plastico en torno al eje X

Calculando se tiene :

$$M_n := f_y \cdot Z_x = 82.259 \cdot \text{kg}\cdot\text{m}$$

Pandeo Local del Ala:

No es de aplicacion el estado limite de pandeo local del ala por tratarse de una seccion compacta.

Pandeo Local del Alma:

No es de aplicacion el estado limite de pandeo local del alma por tratarse de una seccion compacta.

Conociendo el valor de Mn se calcula el valor de la resistencia de diseño a flexion Mc

$$M_{cx} = \phi_f \cdot M_n$$

M_{cx}: Resistencia de diseño a flexion

Donde:

$$\phi_f := 0.90$$

ϕ_f : Factor de resistencia a compresion

$$M_{nx} = 82.259 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

M_{nx}: Resistencia nominal a compresion

Calculando se tiene:

$$M_{cx} := \phi_f \cdot M_{nx} = 74.033 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

1.8.2.5.1.4 Diseño a Cortante:

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

Diseño a Cortante en Eje Y:

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

$\eta_v = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \leq 1$	$\eta_v := \frac{V_{ry}}{V_{cy}} = 0.005$	CUMPLE	
---	---	--------	---

Donde:

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

$$V_{ry} := 1 \text{kg}$$

V_{cy}: Resistencia de diseño a cortante

Resistencia de Diseño a Cortante V_c:

Es la resistencia a cortante proporcionada por el perfil de diseño.

La resistencia de diseño a cortante se calcula de la siguiente manera:

$$V_{cy} = \phi_v \cdot V_{ny}$$

Resistencia de Diseño a Cortante Nominal V_n:

La resistencia a cortante nominal se calcula con la siguiente expresion:

$$V_{ny} = 0.6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Calculo de A_w :

$$h := 80\text{mm}$$

h : Altura del tramo recto del alma

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

t : Espesor del alma

$$A_w := h \cdot t = 1.6 \cdot \text{cm}^2$$

A_w : Area de los elementos paralelos a la direccion del cortante

El valor de C_v sera igual a :

$$C_v := 1$$

Calculando se tiene :

$$V_{ny} = 0.6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$V_{ny} := 0.6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v = 2429.808\text{kg}$$

Entonces se calcula la resistencia de diseño a cortante

$$V_{cy} = \phi_v \cdot V_{ny}$$

$$\phi_v := 0.90$$

ϕ_v = Factor de resistencia a cortante


$$V_{ny} = 2429.808\text{kg}$$

V_{nx} = Resistencia nominal a compresion

$$V_{cy} := \phi_v \cdot V_{ny} = 2186.827\text{kg}$$

Resistencia a Flexión del Eje X Combinada con Compresión:

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$\eta_{fc} = \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1$	$\eta_{fc} := \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{rx}}{M_{cx}} = 0.885$	CUMPLE	
--	--	---------------	---

4.8.2.6 Diseño de Uniones

4.8.2.6.1 Diseño de Uniones Soldadas

Todos los elementos de la viga celosía: cordón superior, cordón inferior, diagonal, tendrán uniones soldadas, de esta manera se generara un elemento rígido, la verificación de estas uniones se realiza a continuación teniendo solo la verificación de una unión.

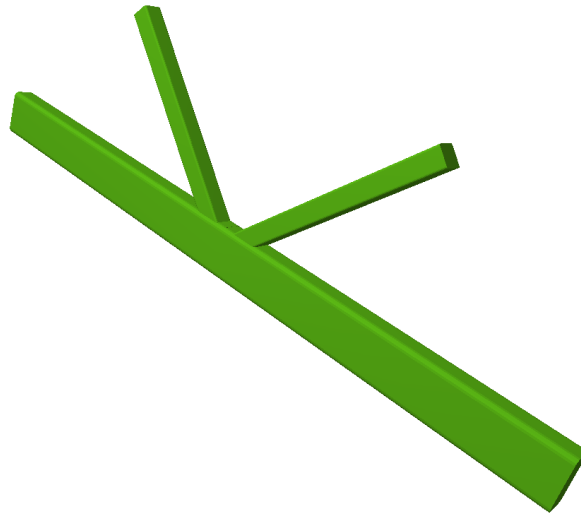


Ilustración 14: Detalla de Union Cordon Inferior-Diagonal, Elaboracion Propia

Resistencia del Metal de soldadura para el electrodo E70:

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

Resistencia del Metal Base:

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

Longitud de Filete Requerida:

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

4.8.2.6.2 Diseño de Uniones en Apoyos

Área de la Placa Base:

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

Espesor de la Placa Base:

$$m := 10\text{cm} \quad t := m \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot Pu}{0.90 \cdot fy \cdot N \cdot B}} = 0.933\text{cm}$$

$$n := 3\text{cm} \quad t := n \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot Pu}{0.90 \cdot fy \cdot N \cdot B}} = 0.28\text{cm}$$

$$t := \frac{3}{8}\text{in} \quad t = 0.952\text{cm}$$

Perno de Anclaje:

$$Ag := \frac{Tu}{0.75 \cdot \phi_t \cdot Fu} = 1.822\text{cm}^2$$

$$D := \sqrt{\frac{4 \cdot Ag}{\pi}} = 1.523\text{cm}$$

$$D := 1.6\text{cm}$$

$$Ap := \frac{Tu}{4 \cdot (D) \cdot \sqrt{fc \cdot \frac{kg}{\text{cm}^2}}}$$

$$La := \sqrt{\frac{Ap}{\pi}} = 37.421\text{cm}$$

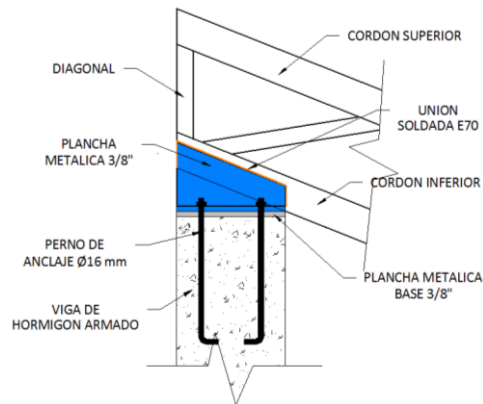


Ilustración 15: Detalle Union Fija, Elaboración Propia

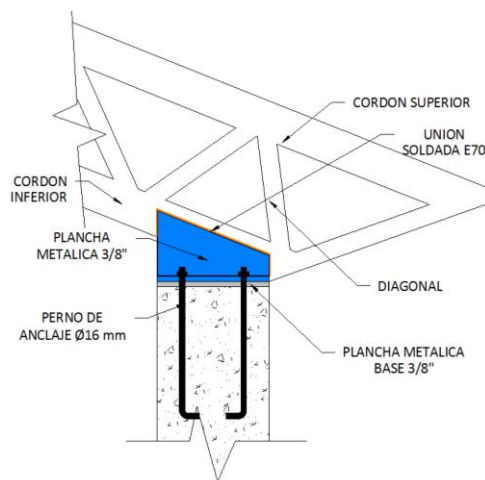


Ilustración 16: Detalle Union Movil, Elaboración Propia

1.8.3 Estructura de Sustentación de la Edificación

De acuerdo con el modelo estructural se compone de elementos de hormigón armado, que fueron diseñados de acuerdo a las especificaciones y limitaciones de la normativa adoptada, de cada elemento estructural se tomó el de máximas solicitaciones para su verificación estructural.

1.8.3.1 Diseño Estructural de Forjados

Los forjados de la estructura de sustentación son forjados de tipología de losa plana aligerada, compuestos de losas nervadas bidireccionales, con ábacos en las uniones forjado-columna.

Las losas nervadas corresponderán a las siguientes características geométricas.

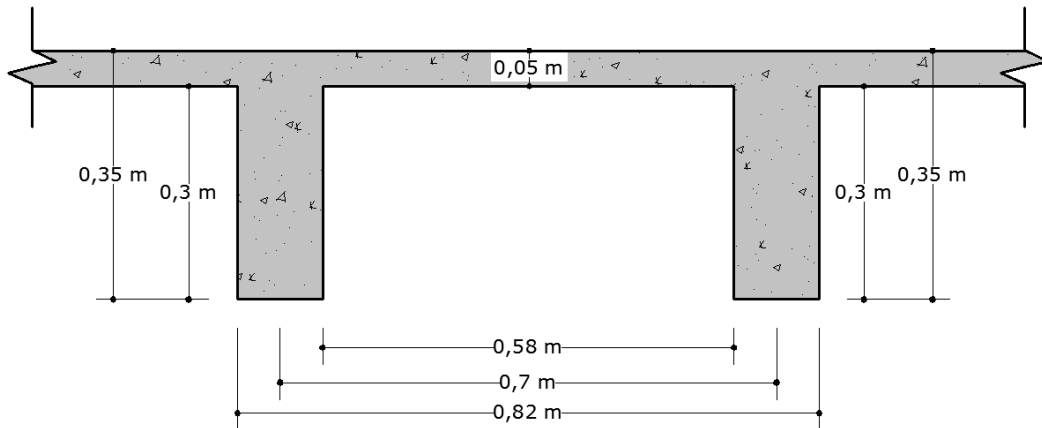


Ilustración 17: Losa Nervada, Elaboración Propia

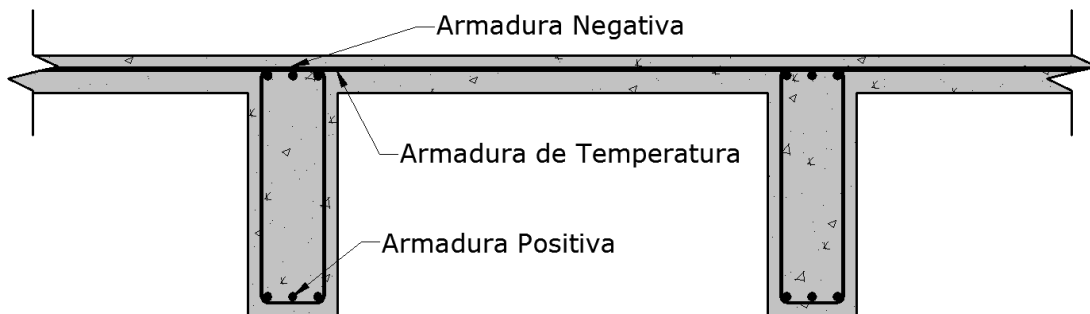


Ilustración 18: Armadura en Losas, Elaboración Propia

Diseño a Flexión:

Momento de Diseño:

El momento de diseño calculado en función de los estados de carga es:

$$M_d = 7076.041 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Ancho efectivo de la sección:


Se calcula el ancho efectivo de la sección de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$b_e := x \cdot (b - b_w) + b_w$$


$$b_e = 0.7 \text{ m}$$

Verificaciones a Pandeo Lateral:

Primera Condición:

$hf \geq \frac{1}{8} \cdot b1$	$hf = 5 \cdot \text{cm}$	$\frac{1}{8} \cdot b1 = 3.625 \cdot \text{cm}$	CUMPLE	
--------------------------------	--------------------------	--	--------	---

Segunda Condición:


$L \leq 12 \cdot b$	$L = 800 \cdot \text{cm}$	$12 \cdot b = 840 \cdot \text{cm}$	CUMPLE	
---------------------	---------------------------	------------------------------------	--------	---

Momento del Bloque de Compresiones:

Se calcula el momento del bloque de compresiones con la siguiente ecuación:

$M_o := 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b_e \cdot hf \cdot (d - 0.5 \cdot hf)$	$M_o = 15122.917 \text{kg} \cdot \text{m}$
--	--

Se verifica la siguiente condición:

$M_d \leq M_o$	$M_d = 7076.041 \text{kg} \cdot \text{m}$ $M_o = 15122.917 \text{kg} \cdot \text{m}$	CUMPLE	
----------------	---	--------	---

Profundidad del Bloque de Compresiones:

Se calcula la profundidad del bloque de compresiones de acuerdo a la siguiente ecuación:

$y := d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 \cdot b_e \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right)$	$y = 2.238 \cdot \text{cm}$
---	-----------------------------

Armadura Positiva:

$A_s := 0.85 \cdot b_e \cdot y \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$A_s = 6.077 \cdot \text{cm}^2$
---	---------------------------------

Armadura Positiva Mínima:

Cuantía mínima:

$$\omega_{\text{min}} := 0.0033$$

$A_{s\text{min}} := \omega_{\text{min}} \cdot b_w \cdot h$	$A_{s\text{min}} = 1.386 \cdot \text{cm}^2$
--	---

Se dispondrá:

$$1 \phi 20\text{mm} + 1 \phi 16\text{mm}$$

1.8.3.2 Diseño Estructural de Vigas

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

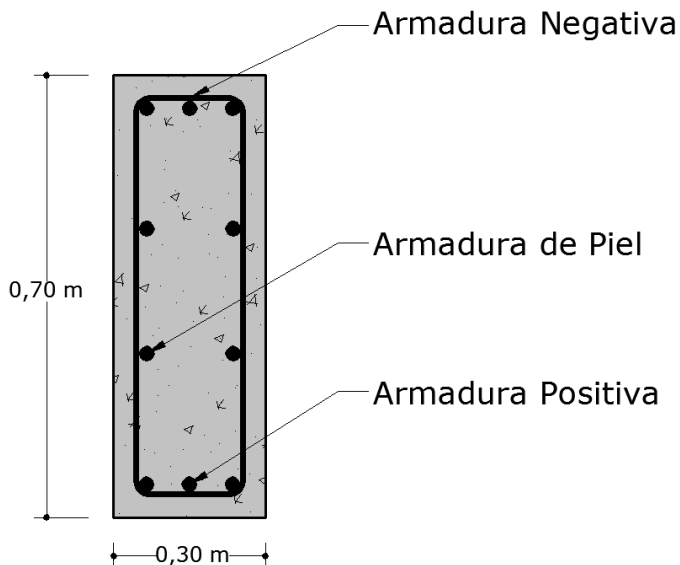


Ilustración 19: Dimensiones de la viga, Elaboración Propia

Solicitaciones de Diseño:

Tramo C27-C28	
Momento Máximo Positivo	18.21 ton.m
Momento Máximo Negativo Derecha	22.66 ton.m
Momento Máximo Negativo Izquierda	26.90 ton.n
Cortante Máximo	20.07 ton

Calculo Armadura Positiva

Momento de Diseño (Md):

$$Md = 16519.834 \text{ kg}\cdot\text{m}$$


Momento Reducido de Calculo (μ_d) :

$\mu_d := \frac{Md}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$	$\mu_d = 0.071$
--	-----------------

Se determina el momento reducido de cálculo límite:

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

Se verifica:

$\mu_d < \mu_{lim}$	$\mu_{lim} := 0.332$ $\mu_d = 0.071$	CUMPLE	
---------------------	---	--------	---

Cuantía Mecánica (Ws) :

$$W_s := 0.1084$$

Armadura Positiva (As) :

$As := W_s \cdot bw \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$As = 10.908 \cdot \text{cm}^2$
--	---------------------------------

Cuantía Mecánica Mínima (Wmin) :

$$W_{min} := 0.0033$$

Armadura Mínima (Asmin):

$As_{min} := W_{min} \cdot bw \cdot h$	$As_{min} = 6.93 \cdot \text{cm}^2$
--	-------------------------------------

Se dispondrá:

3 ϕ 16mm+2 ϕ 20mm

Calculo Armadura Negativa Derecha

Momento de Diseño (Md):

$$M_d := 24.23 \text{ton} \cdot \text{m}$$


Momento Reducido de Calculo (μ_d) :

$\mu_d := \frac{M_d}{bw \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$	$\mu_d = 0.095$
--	-----------------

Se determina el momento reducido de cálculo límite:

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

Se verifica:

$\mu_d < \mu_{lim}$	$\mu_d = 0.095$ $\mu_{lim} := 0.332$	CUMPLE	
---------------------	---	--------	---

Cuantía Mecánica (Ws) :

$$W_s := 0.115$$

Armadura Positiva (As) :

$As := W_s \cdot bw \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$As = 11.572 \cdot \text{cm}^2$
--	---------------------------------

Cuantía Mecánica Mínima (Wmin) :

$$W_{min} := 0.0033$$

Armadura Mínima (Asmin):

$$A_{smin} := W_{min} \cdot b_w \cdot h$$

$$A_{smin} = 6.93 \cdot \text{cm}^2$$

Se dispondrá:

$$3 \phi 12\text{mm} + 1 \phi 16\text{mm} + 3 \phi 20\text{mm}$$

Calculo Armadura Negativa Izquierda**Momento de Diseño (Md):**

$$M_d := 26.37 \text{ton} \cdot \text{m}$$

Momento Reducido de Calculo (μ_d):

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

$$\mu_d = 0.103$$

Se determina el momento reducido de cálculo límite:

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

Se verifica:

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

$$\mu_d = 0.103$$

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

CUMPLE

**Cuantía Mecánica (Ws):**

$$W_s := 0.121$$

Armadura Positiva (As) :

$$A_s := W_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 12.176 \cdot \text{cm}^2$$

Cuantía Mecánica Mínima (Wmin) :

$$W_{min} := 0.0033$$

Armadura Mínima (Asmin):

$$A_{smin} := W_{min} \cdot b_w \cdot h$$

$$A_{smin} = 6.93 \cdot \text{cm}^2$$

Se dispondrá:

$$3 \phi 12\text{mm} + 2 \phi 20\text{mm} + 2 \phi 20\text{mm}$$

Calculo Armadura Transversal:**Cortante de Diseño (Vd):**

$$Vd := 20070\text{kg}$$

Cortante de Agotamiento por Tracción en el Alma:

$$fvd = 6.455 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad Vcu := fvd \cdot bw \cdot d \quad Vcu = 13168.143\text{kg}$$

Se verifica la siguiente condición:

$Vd \leq Vcu$	$Vcu = 13168.143\text{kg}$ $Vd := 20070\text{kg}$	NO CUMPLE
---------------	--	------------------

No se verifica la condición, se requiera armadura transversal.

Agotamiento por Compresión Oblicua en el Alma:

$$Vou := 0.3 \cdot fcd \cdot bw \cdot d \quad Vou = 102000\text{kg}$$

$$Vsu := Vd - Vcu \quad Vsu = 6901.857\text{kg}$$

Armadura Transversal:

$$Ast := \frac{Vsu \cdot t}{0.9 \cdot d \cdot fyd} \quad Ast = 3.088 \cdot \text{cm}^2$$

Armadura Transversal Minima:

$$Astmin := 0.033 \cdot bw \cdot t \cdot \frac{fcd}{fyd} \quad Astmin = 4.518 \cdot \text{cm}^2$$

Se dispondrá:

$\phi 8\text{mm c/ 22 cm}$

Despiece de Armadura de Viga

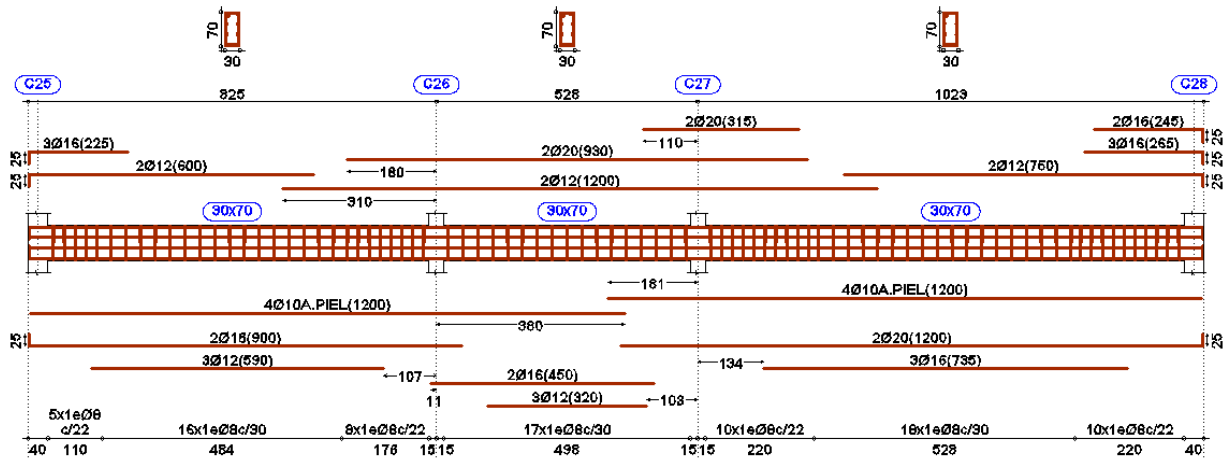


Diagrama de Momentos Flexores

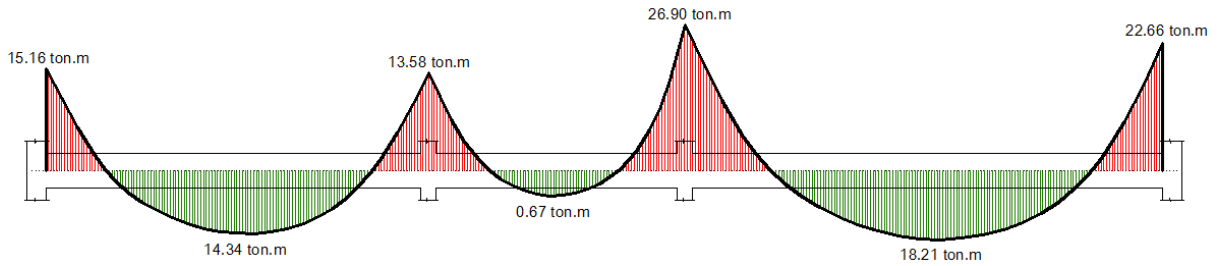


Diagrama de Cortantes

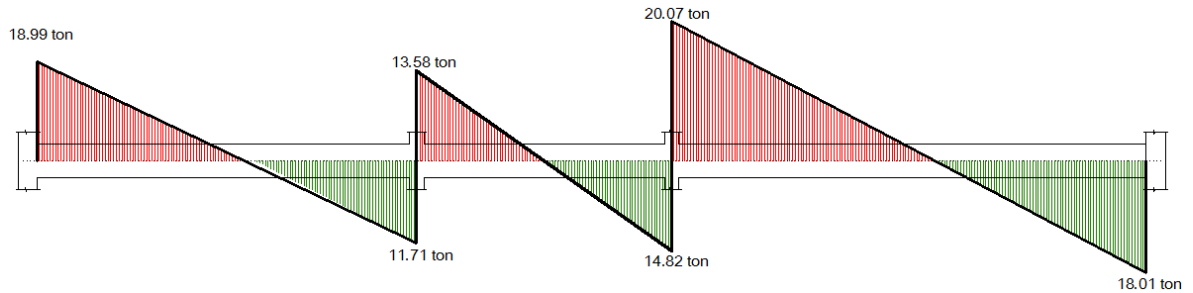


Tabla 11: Despiece de Viga, Elaboración Propia

1.8.3.3 Diseño Estructural de Columnas

Las columnas se diseñaran a efectos de esfuerzos de flexo-compresión y cortante, serán columnas de sección rectangulares. La columna que se verificara será la C18 en su primer tramo comprendido entre la planta baja y el mezanine, cuyas características geométricas son las siguientes:

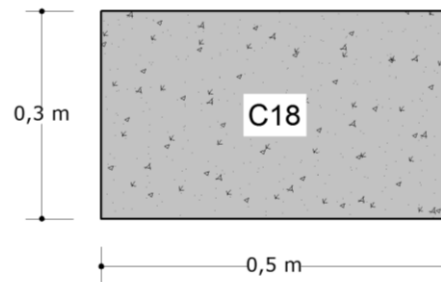


Ilustración 20: Dimensiones de la columna, Elaboración Propia

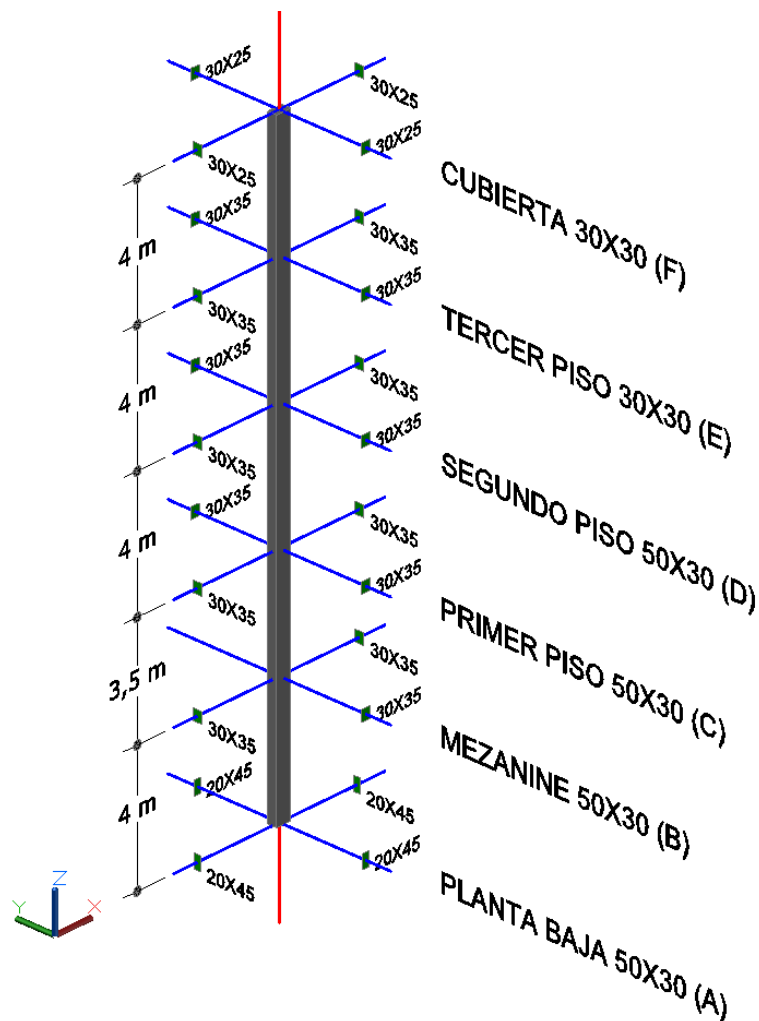


Ilustración 21: Esquema de la columna, Elaboración Propia

Solicitaciones de Diseño:

Esbeltez Geométrica - Comprobación a Pandeo:


Se hará uso del nomograma de pórticos traslacionales

$\psi_A = 0.286$ $\psi_B = 0.809$	$\alpha_1 := 1.17$
--------------------------------------	--------------------

Longitud de Pandeo:

$$l_{o1} := \alpha_1 \cdot L_1 = 4.27 \text{ m}$$

Verificación de Condición de Columna Corta:

$\lambda_1 := \frac{l_{o1}}{h_{xa}} = 8.541$	$\lambda < 10$	CUMPLE	
--	----------------	--------	---

Armadura Longitudinal:

Capacidad mecánica del hormigón:

$f_{cd} := 0.9 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 150 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$U_c := f_{cd} \cdot h_{xa} \cdot h_{ya} = 250000 \text{ kg}$
---	---

Esfuerzos reducidos de cálculo:

$u_x := \frac{M_{xd1}}{U_c \cdot h_{xa}} = 0.056$	$u_y := \frac{M_{yd1}}{U_c \cdot h_{ya}} = 0.075$	$v := \frac{N_{d1}}{U_c} = 0.941$
---	---	-----------------------------------

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

$$\omega := 0.36$$

Armadura Longitudinal:

$U_{total} := \omega \cdot U_c = 90000 \text{ kg}$	$A_s := \frac{U_{total}}{f_{yd}} = 24.643 \cdot \text{cm}^2$
--	--

Armadura Mínima:

CORTANTE MAYORADO $A_{smin} := 0.006 \cdot h_{xa} \cdot h_{ya}$	$A_{smin} = 9 \text{ cm}^2$
--	-----------------------------

Se dispone:

$$6\phi 16\text{mm} + 2\phi 12\text{mm}$$

Armadura Transversal:

Cortante Mayorado:

$$f_{vd} := 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 6.455 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{cu} := f_{vd} \cdot h_{xa} \cdot (h_{ya} - r) = 8875.587 \text{kg}$$

Verificación de la condición:

$$V_{d1} = 2567.333 \text{kg}$$

$$V_{cu} = 8875.587 \text{kg}$$

$$V_d \leq V_{cu}$$

Armadura Mínima:

$$A_{smint} := 0.02 \cdot h_{xa} \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{smint} = 4.563 \text{cm}^2$$

Se dispone:

$\phi 8 \text{mm c/ 22 cm}$

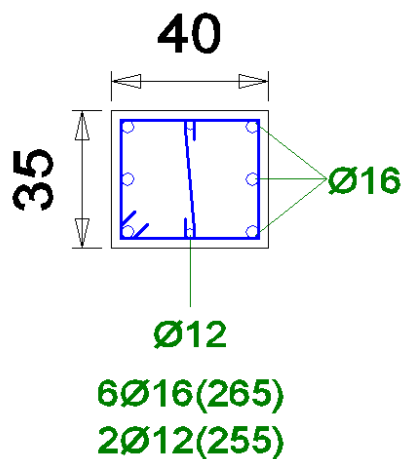


Ilustración 22: Despiece de Columna; Elaboración Propia

1.8.3.4 Diseño Estructural de Pantalla

Geometría de la Pantalla

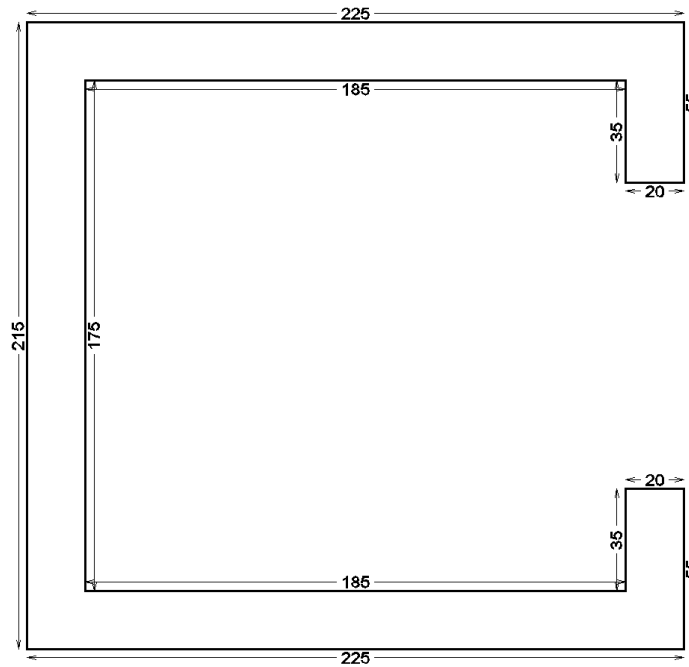


Ilustración 23: Geometria de Pantalla; Elaboración Propia

Armadura Vertical:

$N_d := 462200\text{kg}$	$A_{s1} := \frac{0.05 \cdot N_d}{f_{yd}} = 6.328\text{cm}^2$ $A_{s2} := \frac{0.05 \cdot N_d}{f_{yd}} = 6.328\text{cm}^2$
--------------------------	---

Armadura Vertical Minima

$A_{smin} := 0.0012 \cdot A_c$	$A_{smin} = 5.16\text{cm}^2$
--------------------------------	------------------------------

Armadura Horizontal:

$A_{sh} := 0.5 \cdot A_s$	$A_{sh} = 6.328\text{cm}^2$
---------------------------	-----------------------------

Verificación de Condición:

$A_{s1} \cdot f_{yd} = 23110\text{kg}$ $0.5 \cdot f_{cd} \cdot A_c = 358333.333\text{kg}$	$A_{s1} \cdot f_{yd} < 0.5 \cdot f_{cd} \cdot A_c$	CUMPLE	
--	--	---------------	--

Se dispone el siguiente armado:

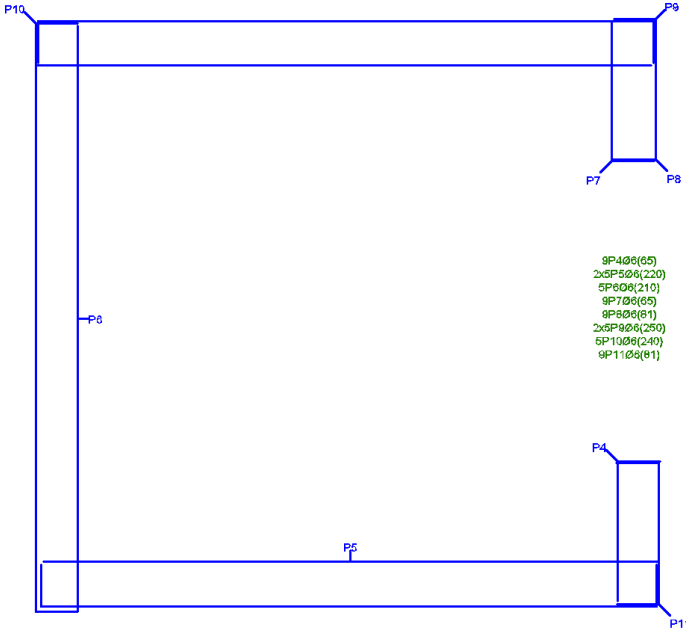
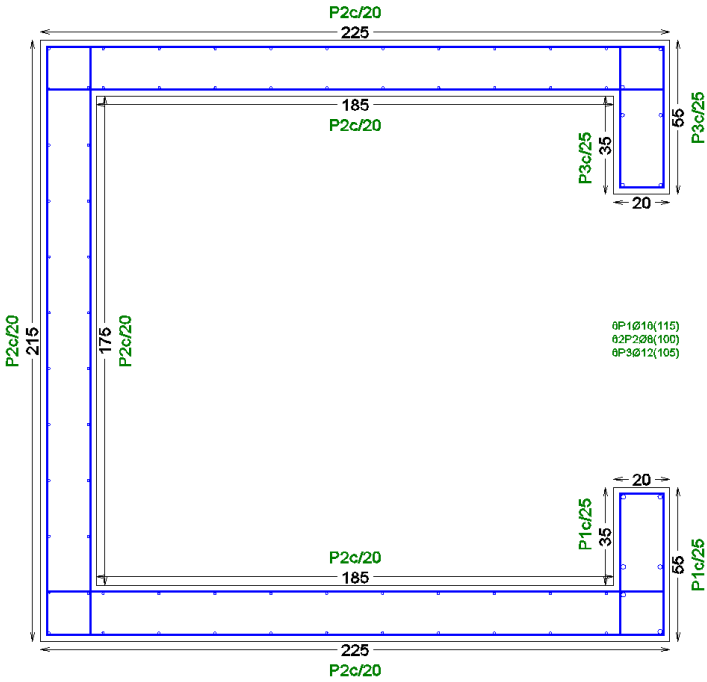


Ilustración 24: Despiece de Pantalla; Elaboración Propia

1.8.3.5 Diseño Estructural de Fundaciones

La capacidad portante de terreno de fundación es:

$$\sigma_{adm} := 1.66 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

1.8.3.5.1 Diseño Estructural de Zapatas Centradas

Geometría:

La zapata centrada tiene una geometría rectangular con las siguientes dimensiones

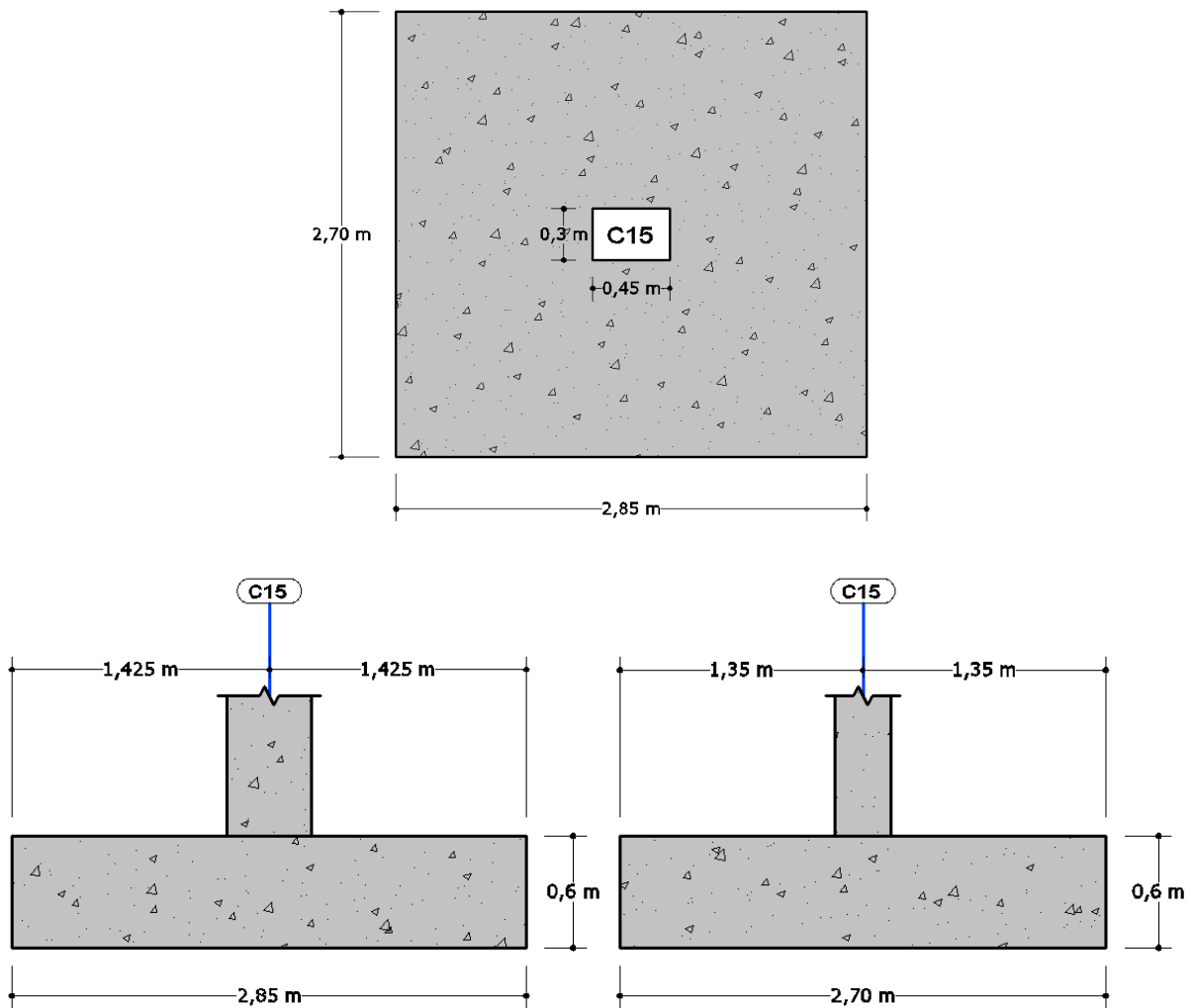


Ilustración 25: Dimensiones Zapata Centrada; Elaboración Propia

Solicitaciones de Diseño:

Columna 15	
Normal	122.8 ton
Momento X	0.95 ton.m
Momento Y	0.44 ton.m
Cortante X	1.13 ton
Cortante Y	0.37 ton

Canto de la Zapata:


$$d1 := \sqrt{\frac{ao \cdot bo}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{ao + bo}{4} = 48.406 \cdot \text{cm}$$

Cote en a: $d2 := \frac{2 \cdot (a - ao)}{4 + k} = 34.982 \cdot \text{cm}$ h := 60cm

Cote en b: $d3 := \frac{2 \cdot (b - bo)}{4 + k} = 34.982 \cdot \text{cm}$

Clasificación de la Zapata:


$$Vy := \frac{b - bo}{2} = 120 \cdot \text{cm} \quad Vx := \frac{a - ao}{2} = 120 \cdot \text{cm} \quad V > 2h$$

$2 \cdot h = 120 \cdot \text{cm}$ CUMPLE 

Zapata Flexible.

Esfuerzo Máximo de Tensión sobre el Terreno:

$$\sigma_{\max} = \frac{N + Pp}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot Mx}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot My}{a^2 \cdot b} + \frac{6 \cdot Qx \cdot d}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot Qy \cdot d}{a^2 \cdot b}$$


$$\sigma_{\max} = 1.657 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \sigma_{\max} < \sigma_{adm} \quad \text{CUMPLE} \quad $$

Comprobación al Vuelco:

Comprobación en X:

$$M_{\text{estabilizantex}} := (N + Pp) \cdot \frac{a}{2} = 175196.32 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$


$$M_{\text{desestabilizantex}} := My + Qy \cdot h = 600.556 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$\gamma_{vx} := \frac{M_{\text{estabilizantex}}}{M_{\text{desestabilizantex}}} = 291.723 \quad \gamma_v > 1.5 \quad \text{CUMPLE} \quad $$

Comprobación en Y:

$$M_{estabilizante} := (N + P_p) \cdot \frac{b}{2} = 165975.461 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{desestabilizante} := M_x + Q_x \cdot h = 1476.897 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

$\gamma_{vy} := \frac{M_{estabilizante}}{M_{desestabilizante}} = 112.381$	$\gamma_v > 1.5$	CUMPLE	
---	------------------	--------	---

Comprobación al Deslizamiento:

$$A_p = 7.695 \text{ m}^2$$

A_p : Area de la Zapata


$$C := 2.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

C : Cohesion


$$C_d := 0.5 \cdot C = 1133.981 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

C_d : Valor de calculo minorado de la cohesion

Comprobación en X:

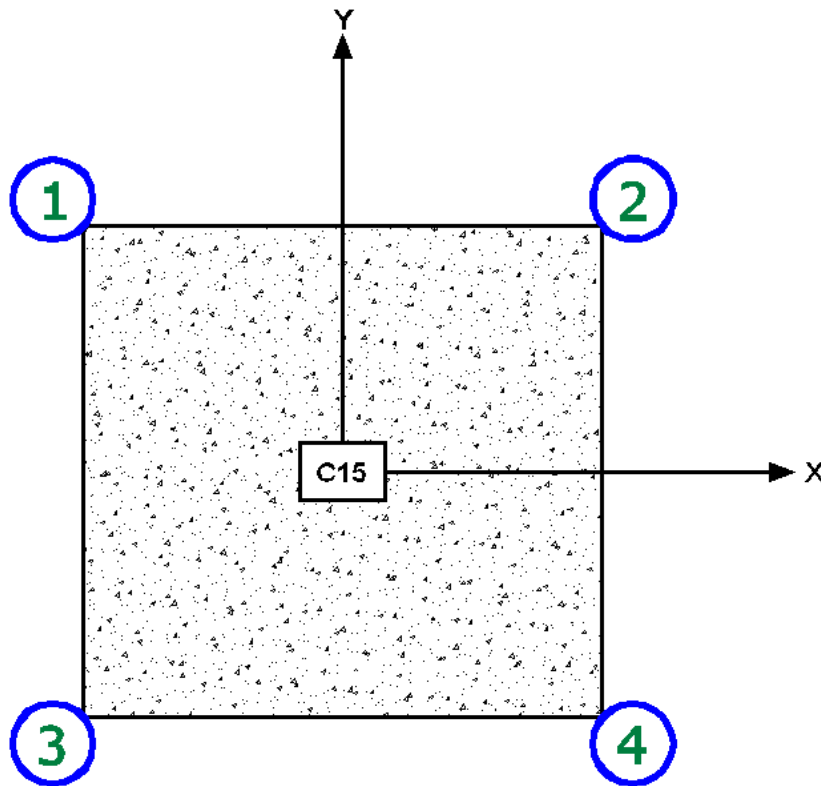
$\gamma_{dx} := \frac{A_p \cdot C_d}{Q_x} = 8.512$	$\gamma_d > 1.5$	CUMPLE	
--	------------------	--------	---

Comprobación en Y:

$\gamma_{dy} := \frac{A_p \cdot C_d}{Q_y} = 25.997$	$\gamma_d > 1.5$	CUMPLE	
---	------------------	--------	---

Comprobación de Tensiones en el Terreno:

A continuación se muestra la ilustración de la ubicación de los puntos en la zapata:



Teniendo en cuenta los siguientes datos para el cálculo:

$$M_{xc} := M_x - Q_y \cdot h = 660.43 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{yc} := M_y + Q_x \cdot h = 1014.233 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

En el punto 1:

$\sigma_1 := \frac{N + P_p}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_{xc}}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot M_{yc}}{a^2 \cdot b} = 1.551 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_1 < \sigma_{adm}$	CUMPLE	
---	---------------------------	--------	--


En el punto 2:

$\sigma_2 := \frac{N + P_p}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_{xc}}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_{yc}}{a^2 \cdot b} = 1.606 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_2 < \sigma_{adm}$	CUMPLE	
---	---------------------------	--------	--

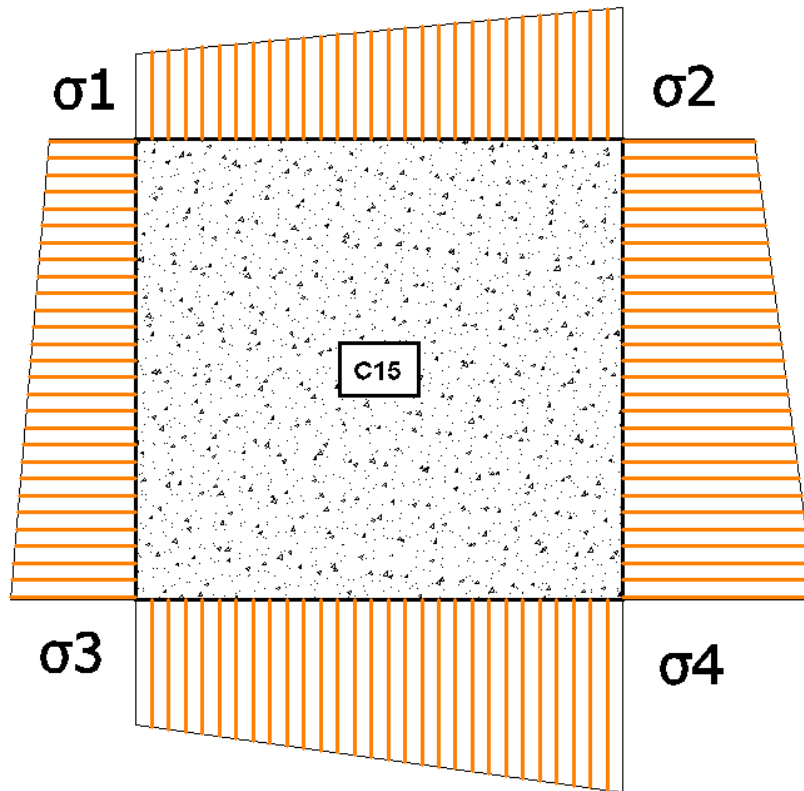
En el punto 3:

$\sigma_3 := \frac{N + P_p}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_{xc}}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot M_{yc}}{a^2 \cdot b} = 1.589 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_3 < \sigma_{adm}$	CUMPLE	
---	---------------------------	--------	--

En el punto 4:

$\sigma_4 := \frac{N + Pp}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_{xc}}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_{yc}}{a^2 \cdot b} = 1.645 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_4 < \sigma_{adm}$	CUMPLE	
--	---------------------------	---------------	---

Cuyos resultados son graficados de la siguiente manera:



Calculo de esfuerzos en X:

Calculo de x :

$$x := \frac{a - a_0}{2} + 0.15a_0 = 126.75 \cdot \text{cm}$$

Calculo de σ_a :

$$\sigma_{\text{minx}} := \sigma_3$$

$$\sigma_{\text{maxx}} := \sigma_4$$

Entonces se calcula :

$$\sigma_a := \sigma_{\text{minx}} + \frac{\sigma_{\text{maxx}} - \sigma_{\text{minx}}}{a} \cdot (a - x)$$

$$\sigma_a = 1.62 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Calculo de Momento :

$$M_a := \sigma_a \cdot \frac{x^2}{2} + \frac{(\sigma_{\max x} - \sigma_a) \cdot x}{2} \cdot \frac{2 \cdot x}{3} = 13144.173 \cdot \frac{\text{kg} \cdot \text{cm}}{\text{cm}}$$

$$M_{dx} := 1.6M_a \cdot b_w = 21030.677 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

Calculo de Cortante :

$$V_a := \frac{(\sigma_{\max x} + \sigma_a) \cdot x}{2} = 206.882 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$V_{dx} := 1.6V_a \cdot b_w = 33101.077 \text{kg}$$

Calculo de esfuerzos en Y:**Calculo de y :**

$$y := \frac{b - b_o}{2} + 0.15b_o = 124.5 \cdot \text{cm}$$

Calculo de σ_a :

$$\sigma_{\min y} := \sigma_3$$

$$\sigma_{\max y} := \sigma_4$$

Entonces se calcula :

$$\sigma_b := \sigma_{\min y} + \frac{\sigma_{\max y} - \sigma_{\min y}}{b} \cdot (b - y)$$

$$\sigma_a = 1.62 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Calculo de Momento :

$$M_b := \sigma_a \cdot \frac{y^2}{2} + \frac{(\sigma_{\max y} - \sigma_a) \cdot y}{2} \cdot \frac{2 \cdot y}{3} = 12681.658 \cdot \frac{\text{kg} \cdot \text{cm}}{\text{cm}}$$

$$M_{dy} := 1.6M_b \cdot b_w = 20290.653 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

Calculo de Cortante :

$$V_b := \frac{(\sigma_{\max y} + \sigma_a) \cdot y}{2} = 203.209 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$V_{dy} := 1.6V_b \cdot b_w = 32513.484 \text{kg}$$

Diseño a Flexión en X:

Momento Reducido de Calculo :

$$\mu_d := \frac{M_{dx}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.042$$

Cuantia Geometrica :

$$\omega := \mu_d \cdot (1 + \mu_d) = 0.043$$

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

$$A_s = 10.907 \cdot \text{cm}^2$$

Armadura mínima:

Cuantia minima:

$$\omega_{\min} := 0.0018$$

$$A_{s\min} := \omega_{\min} \cdot b_w \cdot h$$

$$A_{s\min} = 9.9 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá:

φ16mm c/15cm

Diseño a Flexión en Y:

Momento Reducido de Calculo:

$$\mu_d := \frac{M_{dy}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.04$$

Cuantia Geometrica:

$$\omega := \mu_d \cdot (1 + \mu_d) = 0.042$$

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

$$A_s = 10.508 \cdot \text{cm}^2$$

Armadura mínima:

Cuantia minima:

$$\omega_{\min} := 0.0018$$

$$A_{s\min} := \omega_{\min} \cdot b_w \cdot h$$


$$A_{s\min} = 9.9 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá:


φ16mm c/15cm

Comprobación de la Adherencia:

En dirección X:

$\tau_b := \frac{V_{dx}}{0.9 \cdot (h - r) \cdot n \cdot \pi \cdot \phi} = 22.173 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\tau_b \leq 2 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2}$ $2 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 60.571 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	CUMPLE	
--	--	--------	---

En dirección Y:

$\tau_b := \frac{V_{dy}}{0.9 \cdot (h - r) \cdot n \cdot \pi \cdot \phi} = 21.779 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\tau_b \leq 2 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2}$ $2 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 60.571 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	CUMPLE	
--	--	--------	---

Armado de Zapata:

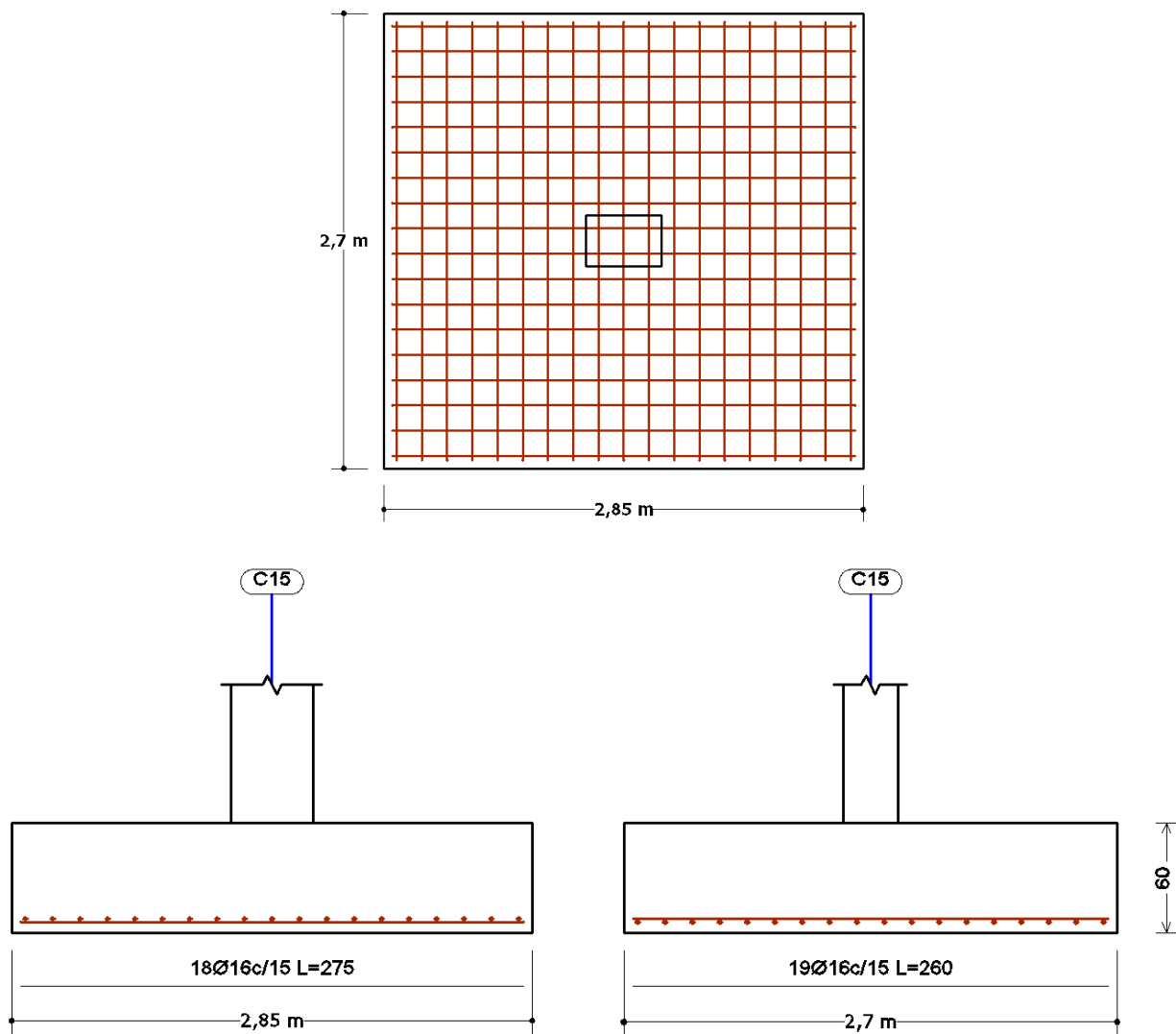


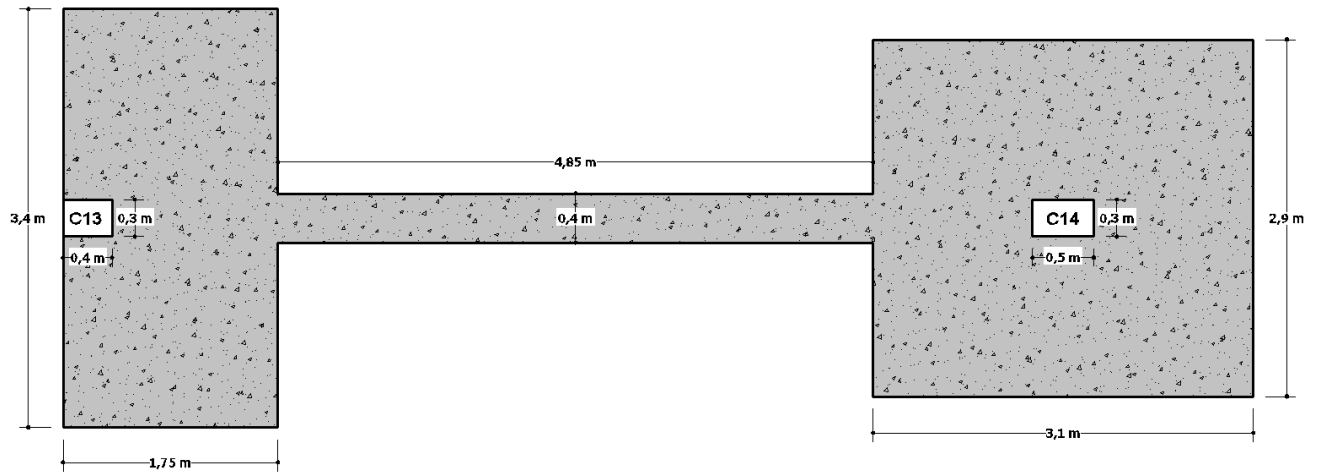
Ilustración 26: Despiece de Zapata Centrada; Elaboración Propia

4.8.3.5.2 Diseño Estructural de Zapatas Medianeras con Viga de Equilibrio

Geometría:

La zapata medianera con viga de equilibrio tiene las siguientes dimensiones:

Vista en Planta:



Vista Lateral:

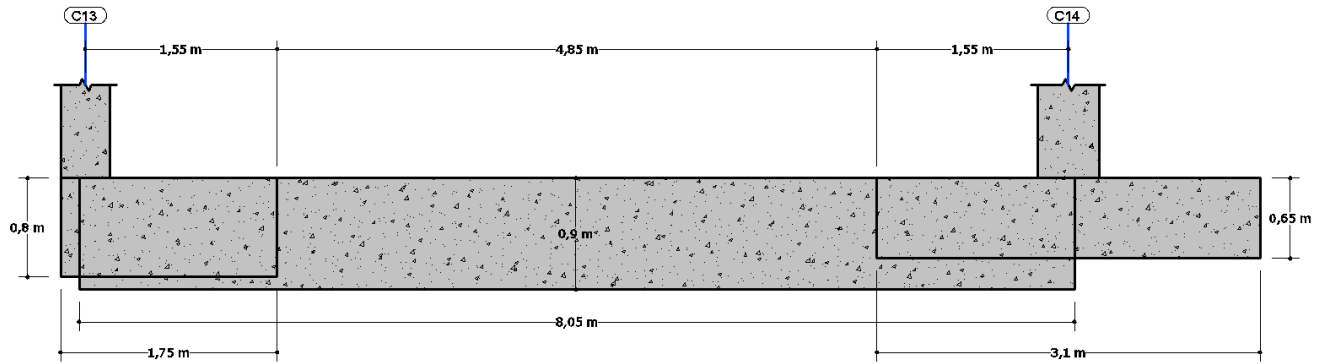


Ilustración 27: Geometria Zapata con Viga Centradora; Elaboración Propia

Solicitaciones de Diseño:

Columna 15	
Normal	122.8 ton
Momento X	0.95 ton.m
Momento Y	0.44 ton.m
Cortante X	1.13 ton
Cortante Y	0.37 ton

Reacciones en el Terreno

$$R1 := N \cdot \frac{\text{Long}}{\text{Long} - e} = 98623.711 \text{ kg}$$

$$R2 := N2 - \frac{N \cdot e}{\text{Long} - e} = 131371.134 \text{ kg}$$

Zapata Medianera:

Canto de la Zapata:

$$d1 := \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1} - \frac{a_0 + b_0}{4}} = 42.226 \cdot \text{cm}$$

$$\text{Corte en a: } d2 := \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} = 19.845 \cdot \text{cm}$$

$$h := 80 \text{ cm}$$

$$\text{Corte en b: } d3 := \frac{2 \cdot (b - b_0)}{4 + k} = 45.569 \cdot \text{cm}$$

Clasificación de la Zapata:

$$V_y := \frac{b - b_0}{2} = 155 \cdot \text{cm}$$

$$V > 2h \\ 2 \cdot h = 120 \cdot \text{cm}$$

CUMPLE



Zapata Flexible.

Esfuerzo Máximo de Tensión sobre el Terreno:

$$\sigma := \frac{R1}{a \cdot b} = 1.658 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{max} < \sigma_{adm}$$

CUMPLE



Comprobación al Vuelco:

Comprobación en X:

$$M_{estabilizantex} := (N + Pp) \cdot \frac{a}{2} = 86778.125 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{desestabilizantex} := M_y + Q_y \cdot h = 653.173 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$\gamma_{vx} := \frac{M_{estabilizantex}}{M_{desestabilizantex}} = 132.856$$

$$\gamma_v > 1.5$$


CUMPLE



Comprobación en Y:

$$M_{estabilizantey} := (N + Pp) \cdot \frac{b}{2} = 168597.5 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{desestabilizantey} := M_x + Q_x \cdot h = 1219.256 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

$\gamma_{vy} := \frac{M_{estabilizante}}{M_{desestabilizante}} = 138.279$	$\gamma_v > 1.5$	CUMPLE	
---	------------------	--------	---

Comprobación al Deslizamiento:

$$A_p = 5.95 \text{ m}^2$$

A_p : Area de la Zapata


$$C := 2.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

C : Cohesion


$$C_d := 0.5 \cdot C = 1133.981 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

C_d : Valor de calculo minorado de la cohesion

Comprobación en X:

$\gamma_{dx} := \frac{A_p \cdot C_d}{Q_x} = 11.621$	$\gamma_d > 1.5$	CUMPLE	
---	------------------	--------	---

Comprobación en Y:

$\gamma_{dy} := \frac{A_p \cdot C_d}{Q_y} = 18.594$	$\gamma_d > 1.5$	CUMPLE	
---	------------------	--------	---

Esfuerzos de Diseño:

$M_d := 1.6 \cdot \sigma_t \cdot \frac{a}{2} \cdot \left(\frac{b - b_1}{2} + 0.15 \cdot b_1 \right)^2$	$M_d = 59035.573 \text{ kg}\cdot\text{m}$
---	---

Diseño a Flexión en Y:

Momento Reducido de Calculo (μ_d):

$\mu_d := \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$	$\mu_d = 0.063$
---	-----------------

Cuantía Mecánica (Ws):

$\omega := \mu_d \cdot (1 + \mu_d)$	$\omega = 0.067$
-------------------------------------	------------------

Armadura Positiva (A_s) :

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

$$A_s = 22.91 \cdot \text{cm}^2$$

Cuantía Mecánica Mínima (W_{min}):

$$\omega_{\min} := 0.0018$$

Armadura Mínima (A_{min}):

$$A_{\min} := \omega_{\min} \cdot b_w \cdot h$$

$$A_{\min} = 13.5 \cdot \text{cm}^2$$

Se dispondrá:

φ 20mm c/ 12.5 cm

Diseño a Flexión en X:

En dirección de X se dispondrá armadura mínima.

Cuantía Mecánica Mínima (W_{min}):

$$\omega_{\min} := 0.0018$$

Armadura Mínima (A_{min}):

$$A_{\min} := \omega_{\min} \cdot b_w \cdot h$$

$$A_{\min} = 13.5 \cdot \text{cm}^2$$

Se dispondrá:

φ 16mm c/ 15 cm

Zapata Interior:

Canto de la Zapata:

$$d1 := \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} = 54.434 \cdot \text{cm}$$

Corte en a: $d2 := \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} = 36.44 \cdot \text{cm}$

$$h := 65 \text{cm}$$

Corte en b: $d3 := \frac{2 \cdot (b - b_0)}{4 + k} = 40.812 \cdot \text{cm}$

Clasificación de la Zapata:

$$V_x := \frac{a - a_0}{2} = 125 \cdot \text{cm} \quad V_y := \frac{b - b_0}{2} = 140 \cdot \text{cm}$$

$$V > 2h$$

$$2 \cdot h = 130 \cdot \text{cm}$$

CUMPLE



Zapata Flexible.

Esfuerzo Máximo de Tensión sobre el Terreno:

$$\sigma_{\max} := \frac{R2}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_y}{a^2 \cdot b} + \frac{6 \cdot Q_x \cdot d}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot Q_y \cdot d}{a^2 \cdot b}$$

$$\sigma_{\max} = 1.411 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\max} < \sigma_{adm}$$

CUMPLE




Comprobación al Vuelco:

Comprobación en X:

$$M_{\text{estabilizantex}} := R2 \cdot \frac{a}{2} = 178585.354 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$


$$M_{\text{desestabilizantex}} := M_y + Q_y \cdot h = 671.317 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

$\gamma_{vx} := \frac{M_{\text{estabilizantex}}}{M_{\text{desestabilizantex}}} = 266.023$	$\gamma_v > 1.5$	CUMPLE	
---	------------------	--------	---

Comprobación en Y:

$$M_{\text{estabilizantey}} := R2 \cdot \frac{b}{2} = 190901.586 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{desestabilizantey}} := M_x + Q_x \cdot h = 1248.286 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

$\gamma_{vy} := \frac{M_{\text{estabilizantey}}}{M_{\text{desestabilizantey}}} = 152.931$	$\gamma_v > 1.5$	CUMPLE	
---	------------------	--------	---

Comprobación al Deslizamiento:

$$A_p = 8.99 \text{ m}^2$$

A_p : Area de la Zapata


$$C := 2.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

C : Cohesion


$$C_d := 0.5 \cdot C = 1133.981 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

C_d : Valor de calculo minorado de la cohesion

Comprobación en X:

$\gamma_{dx} := \frac{A_p \cdot C_d}{Q_x} = 17.559$	$\gamma_d > 1.5$	CUMPLE	
---	------------------	--------	---

Comprobación en Y:

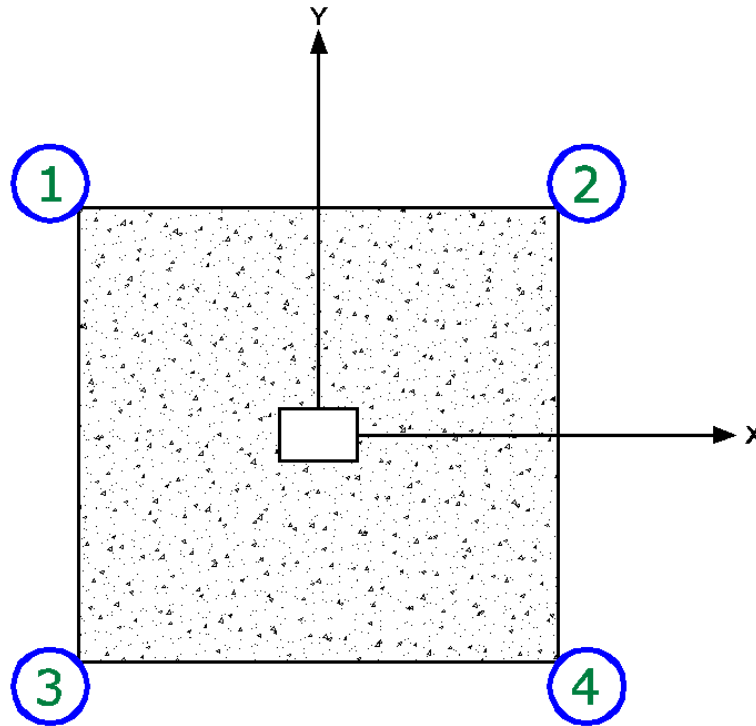
$\gamma_{dy} := \frac{A_p \cdot C_d}{Q_y} = 28.094$	$\gamma_d > 1.5$	CUMPLE	
---	------------------	--------	---

Comprobación de Tensiones en el Terreno:

Se debe comprobar las tensiones en el terreno en los diferentes puntos de la zapata para verificar que en ninguno de esos puntos se sobrepase la tensión admisible que proporciona el terreno :

$$M_{xc} := M_x - Q_y \cdot h = 635.029 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{yc} := M_y + Q_x \cdot h = 812.838 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$$



En el punto 1:

$\sigma_1 := \frac{R_2}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_{xc}}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot M_{yc}}{a^2 \cdot b} = 1.338 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_1 < \sigma_{adm}$	CUMPLE	
---	---------------------------	--------	--


En el punto 2:

$\sigma_2 := \frac{R_2}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_{xc}}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_{yc}}{a^2 \cdot b} = 1.375 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_2 < \sigma_{adm}$	CUMPLE	
---	---------------------------	--------	--

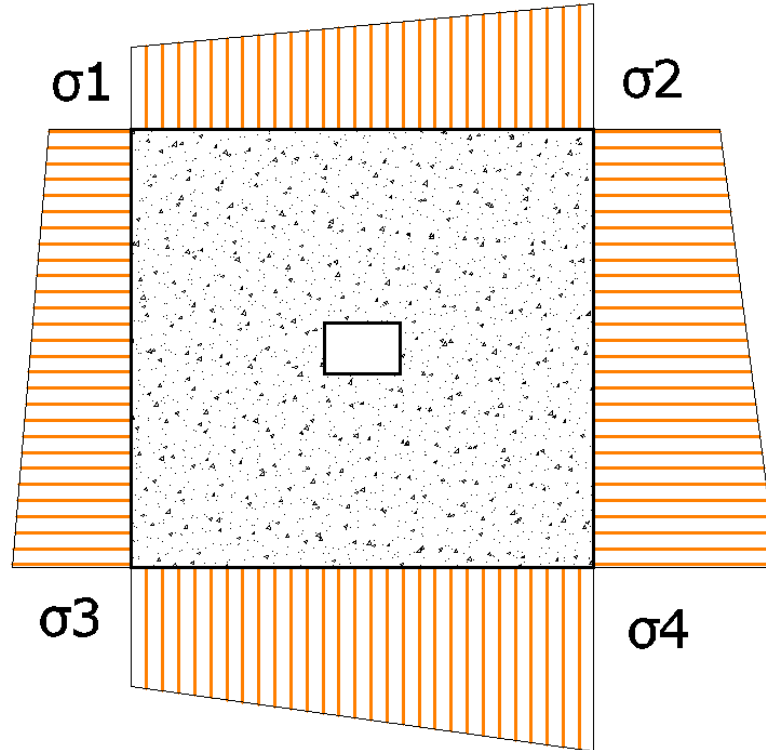
En el punto 3:

$\sigma_3 := \frac{R_2}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_{xc}}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot M_{yc}}{a^2 \cdot b} = 1.365 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_3 < \sigma_{adm}$	CUMPLE	
---	---------------------------	--------	--

En el punto 4:

$\sigma_4 := \frac{R_2}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_{xc}}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_{yc}}{a^2 \cdot b} = 1.402 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_4 < \sigma_{adm}$	CUMPLE	
---	---------------------------	--------	---

Cuyos resultados son graficados de la siguiente manera:



Esfuerzos de Diseño:

Esfuerzos en X

Momento:

$M_a := \sigma_a \cdot \frac{x^2}{2} + \frac{(\sigma_{maxx} - \sigma_a) \cdot x}{2} \cdot \frac{2 \cdot x}{3}$	$M_{dx} := 1.6 M_a \cdot b_w = 19175.527 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$
--	--

Cortante:

$V_a := \frac{(\sigma_{maxx} + \sigma_a) \cdot x}{2}$	$V_{dx} := 1.6 V_a \cdot b_w = 29216.574 \text{kg}$
---	---

Esfuerzos en Y

Momento:

$M_b := \sigma_a \cdot \frac{y^2}{2} + \frac{(\sigma_{maxy} - \sigma_a) \cdot y}{2} \cdot \frac{2 \cdot y}{3}$	$M_{dy} := 1.6 M_b \cdot b_w = 23331.379 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}$
--	--

Cortante:

$$V_b := \frac{(\sigma_{maxy} + \sigma_a) \cdot y}{2}$$

$$V_{dy} := 1.6V_b \cdot bw = 32227.443 \text{ kg}$$

Diseño a Flexión en X:

Momento Reducido de Calculo (μ_d):

$$\mu_d := \frac{M_{dx}}{bw \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu_d = 0.032$$

Cuantía Mecánica (Ws):

$$\omega := \mu_d \cdot (1 + \mu_d)$$

$$\omega = 0.033$$

Armadura Positiva (As) :

$$A_s := bw \cdot \omega \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 9.03 \cdot \text{cm}^2$$

Cuantía Mecánica Mínima (Wmin):

$$\omega_{min} := 0.0018$$

Armadura Mínima (Asmin):

$$A_{smin} := \omega_{min} \cdot bw \cdot h$$

$$A_{smin} = 10.8 \cdot \text{cm}^2$$

Se dispondrá:

ϕ 16mm c/ 15 cm

Diseño a Flexión en Y:

Momento Reducido de Calculo (μ_d):

$$\mu_d := \frac{M_{dx}}{bw \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu_d = 0.039$$

Cuantía Mecánica (Ws):

$$\omega := \mu_d \cdot (1 + \mu_d)$$

$$\omega = 0.04$$

Armadura Positiva (As) :

$$A_s := bw \cdot \omega \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 11.061 \cdot \text{cm}^2$$

Cuantía Mecánica Mínima (Wmin):

$$\omega_{min} := 0.0018$$

Armadura Mínima (Asmin):

$$A_{smin} := \omega_{min} \cdot bw \cdot h$$

$$A_{smin} = 10.8 \cdot \text{cm}^2$$

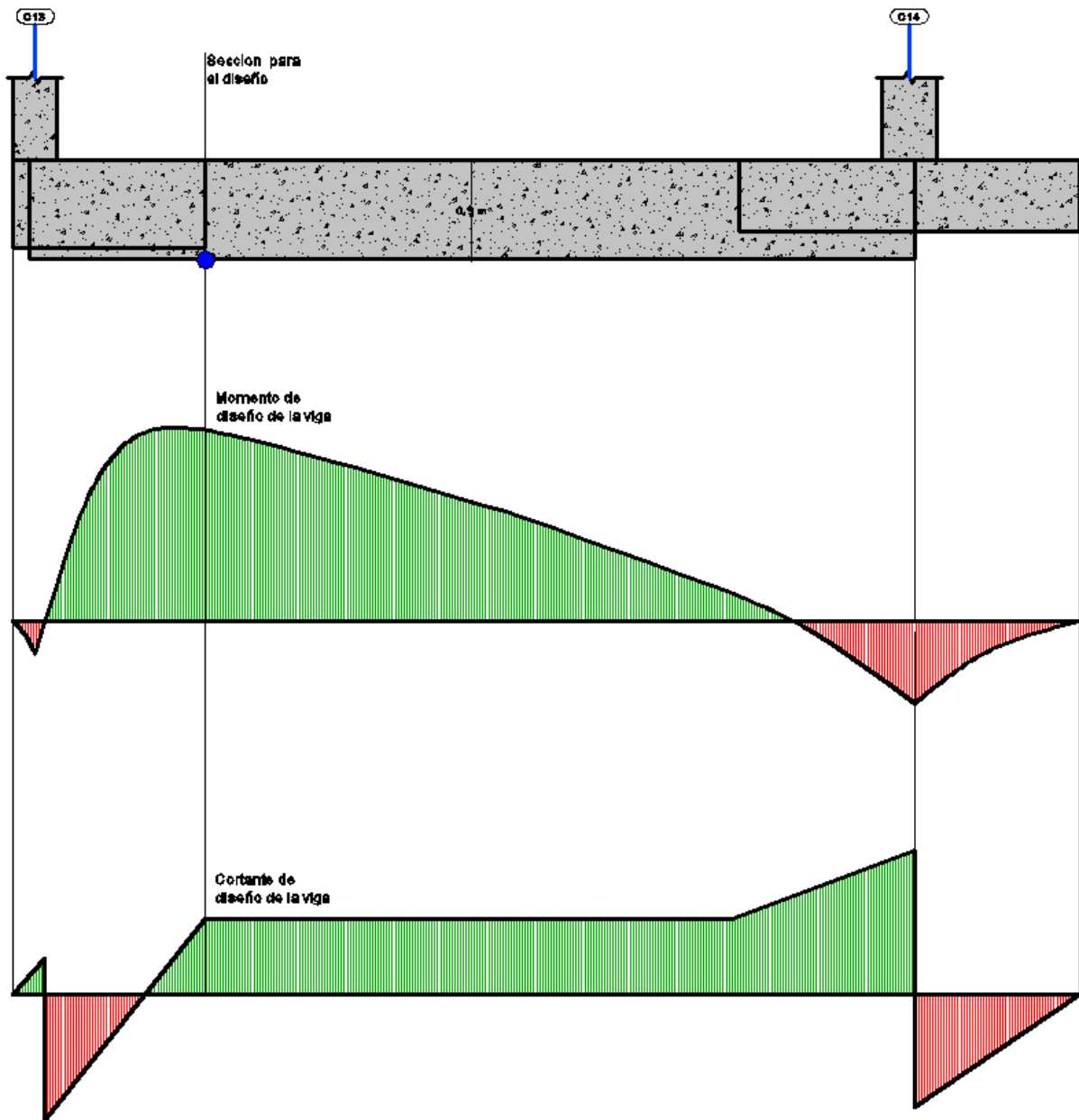
Se dispondrá:

ϕ 16mm c/ 12.5 cm

Viga Centrada:

Esfuerzos de Diseño:

Los esfuerzos de diseño se calcularon mediante software computacional, obteniendo como resultado lo siguiente:



Momento:

$$M_d = 85746.804 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Cortante:

$$Vd = 13397.938\text{kg}$$

Armadura Longitudinal Superior:

Momento Reducido de Cálculo (μd):

$$\mu d := \frac{Md}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu d = 0.235$$

Se determina el momento reducido de cálculo límite:

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

Se verifica:

$$\mu d < \mu_{lim}$$

$$\mu d = 0.235 \quad \mu_{lim} := 0.332$$

CUMPLE



Cuantía Mecánica (W_s):

$$W_s := 0.201$$

Armadura Positiva (A_s):

$$A_s := W_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 33.36 \cdot \text{cm}^2$$

Cuantía Mecánica Mínima (W_{min}):

$$W_{min} := 0.0033$$

Armadura Mínima (A_{min}):

$$A_{min} := W_{min} \cdot b_w \cdot h$$

$$A_{min} = 11.88 \cdot \text{cm}^2$$

Se dispondrá:

7 ϕ 25mm

Armadura de Piel:

Se dispondrá:


4 ϕ 12mm

Calculo Armadura Transversal:

Cortante de Agotamiento por Tracción en el Alma:

$f_{vd} = 6.455 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$V_{cu} := f_{vd} \cdot b_{wv} \cdot d$	$V_{cu} = 22076.005 \text{ kg}$
--	---	---------------------------------

Se verifica la siguiente condición:

$V_{cu} = 22076.005 \text{ kg}$ $V_d = 13397.938 \text{ kg}$	$V_d \leq V_{cu}$	CUMPLE	
--	-------------------	---------------	---

Si se verifica la condición, no requiera armadura transversal.

Armadura Transversal (Astmin):

$A_{stmin} := 0.033 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$A_{stmin} = 6.024 \cdot \text{cm}^2$
--	---------------------------------------

Se dispondrá:

$\phi 8\text{mm c/ 20 cm}$

Armado de Zapata:

Zapata Medianera:

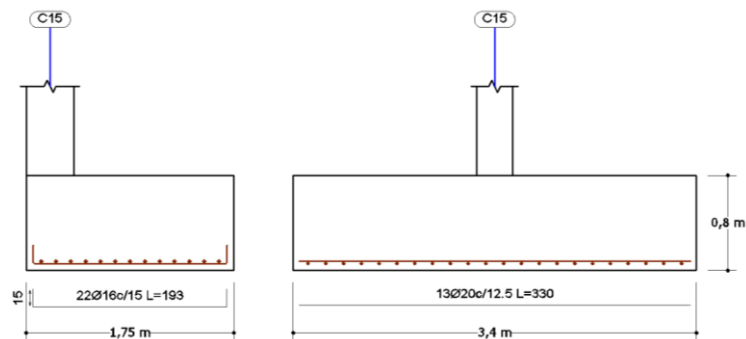
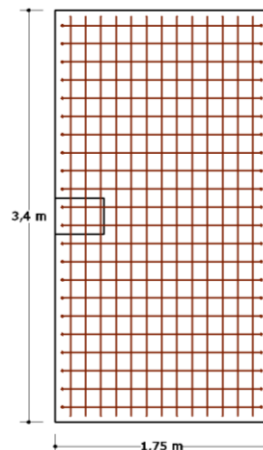
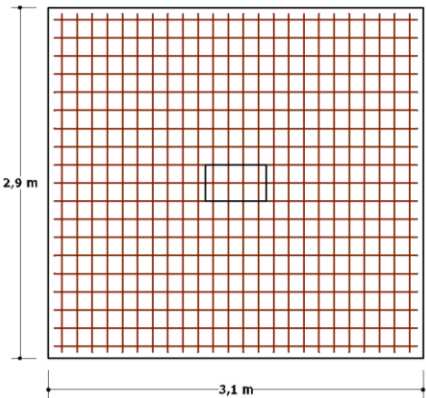
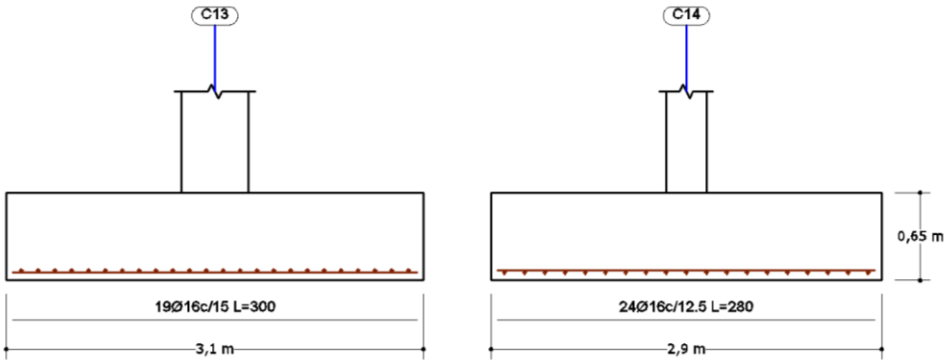


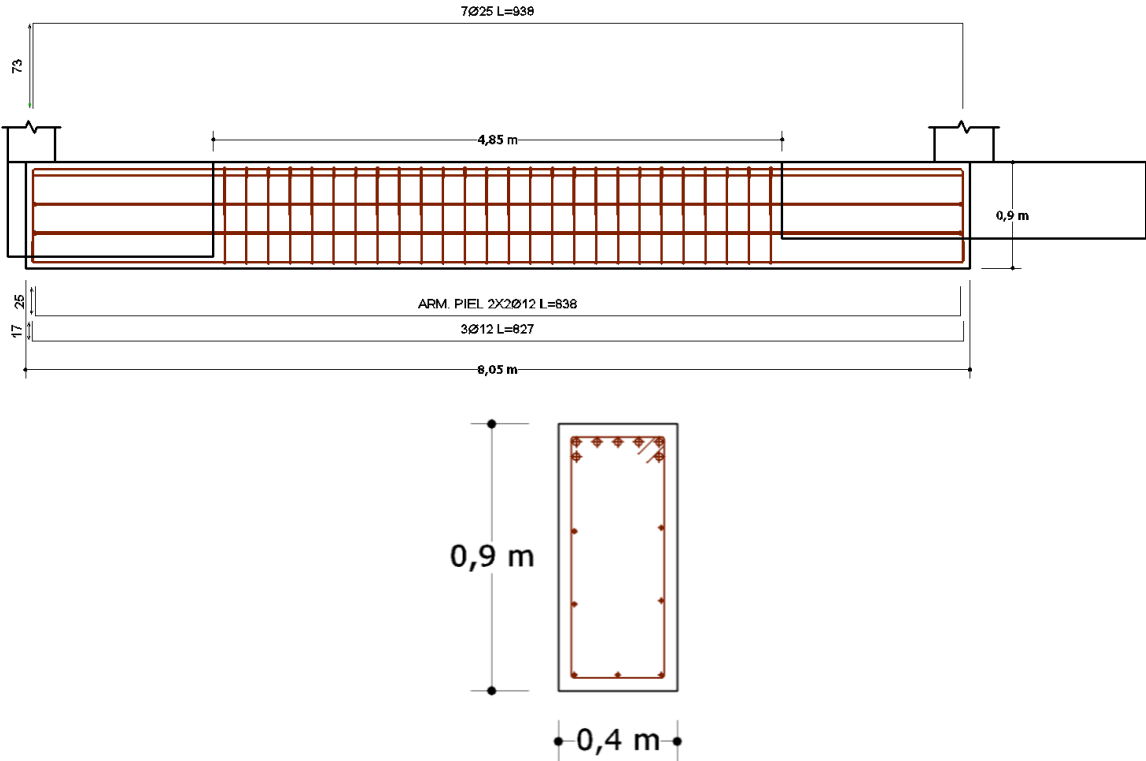
Ilustración 28: Despiece Zapata con Viga Centradora: ; Elaboración Propia



Zapata Interior:



Viga Centradora:



1.8.4 Estructuras Complementarias

1.8.4.1 Diseño Estructural de Escaleras

Geometría:

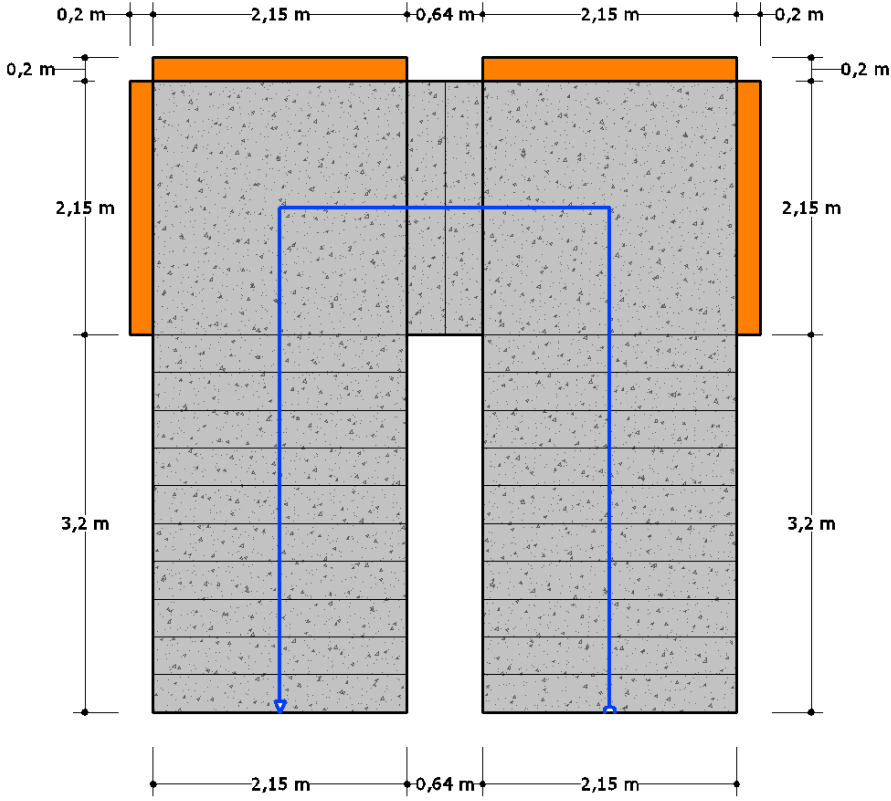


Ilustración 29: Geometria de la Escalera; Elaboracion Propia

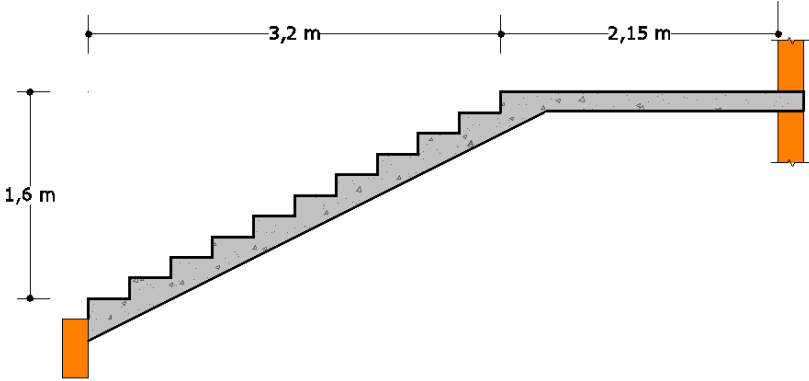


Ilustración 30: Primer Tramo Escalera; Elaboracion Propia

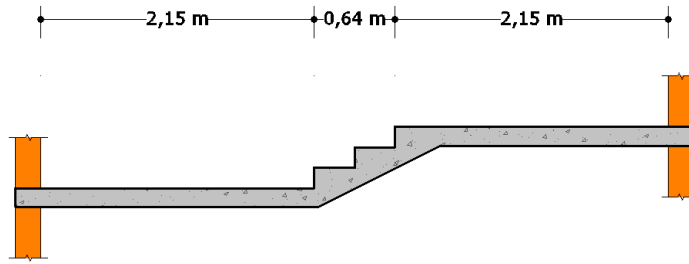


Ilustración 31: Segundo Tramo Escalera; Elaboracion Propia

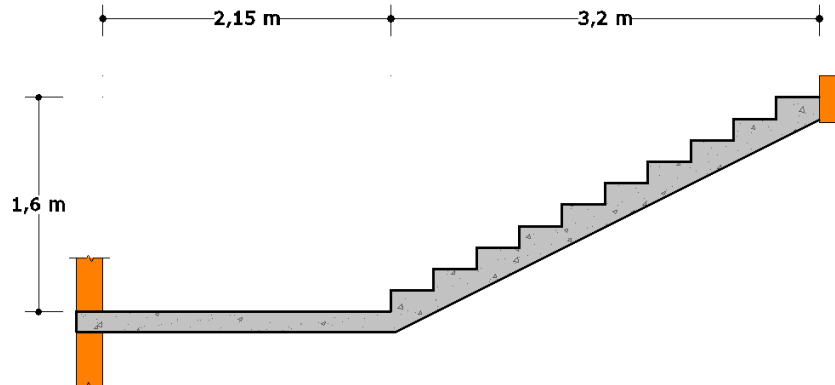


Ilustración 32: Tercer Tramo Escalera; Elaboracion Propia

Solicitaciones de Diseño:

Tramo 1	
Momento +	4853 kg.m
Momento -	2352 kg.m
Cortante	3050 kg

Tramo 1

Armadura Positiva:


Momento Reducido de Calculo (μ_d) :

El calculo de momento reducido de calculo estara en funcion del momento mayorado de diseño, y las propiedades del material y de la seccion de diseño, y se calcula de acuerdo a la siguiente ecuacion :

$\mu_d := \frac{Md1}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$	$\mu_d = 0.114$
---	-----------------

Se determina el momento reducido de calculo limite:

Si se verifica la siguiente condicion no se requiere armadura a compresion en el elemento estructural :

$\mu d < \mu_{lim}$	$\mu_{lim} := 0.252$ $\mu d = 0.114$	CUMPLE	
---------------------	---	--------	---

Cuantía Mecánica (Ws) :

$$W_s := 0.125$$

Armadura Positiva (As) :

$A_s := W_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$A_s = 9.127 \cdot \text{cm}^2$
--	---------------------------------

Cuantía Mecánica Mínima (Wmin) :

$$W_{min} := 0.0033$$

Armadura Mínima (Asmin):

$A_{smin} := W_{min} \cdot b_w \cdot h$	$A_{smin} = 3.24 \cdot \text{cm}^2$
---	-------------------------------------

Se dispondrá:

ϕ16mm c/20 cm

Armadura Negativa:


Momento Reducido de Calculo (μd) :

El calculo de momento reducido de calculo estara en funcion del momento mayorado de diseño, y las propiedades del material y de la seccion de diseño, y se calcula de acuerdo a la siguiente ecuacion :

$\mu d := \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$	$\mu d = 0.114$
---	-----------------

Se determina el momento reducido de calculo limite:

Si se verifica la siguiente condicion no se requiere armadura a compresion en el elemento estructural :

$\mu d < \mu_{lim}$	$\mu_{lim} := 0.252$ $\mu d = 0.114$	CUMPLE	
---------------------	---	--------	---

Cuantía Mecánica (Ws):

$$W_s := 0.125$$

Armadura Negativa (As):

$A_s := W_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$A_s = 4.162 \cdot \text{cm}^2$
--	---------------------------------

Cuantía Mecánica Mínima (Wmin):

$$W_{min} := 0.0033$$

Armadura Mínima (Asmin):

$$A_{smin} := W_{min} \cdot b_w \cdot h$$

$$A_{smin} = 3.24 \cdot \text{cm}^2$$

Se dispondrá:

$\phi 10\text{mm c}/20\text{ cm}$

Armadura Transversal por Temperatura:

$$A_{smin} := W_{min} \cdot b_w \cdot h$$

$$A_{st} = 3.24 \cdot \text{cm}^2$$

Se dispondrá:

$\phi 8\text{mm c}/20\text{ cm}$

Comprobación a Cortante:

$$V_{cu} := f_{vd} \cdot b_w \cdot d$$
$$V_{cu} = 10327.956 \text{ kg}$$
$$V_{d1} = 16486.4 \text{ kg}$$

$$V_d \leq V_{cu}$$

CUMPLE



No requiere de armadura transversal

Se dispone el siguiente armado:

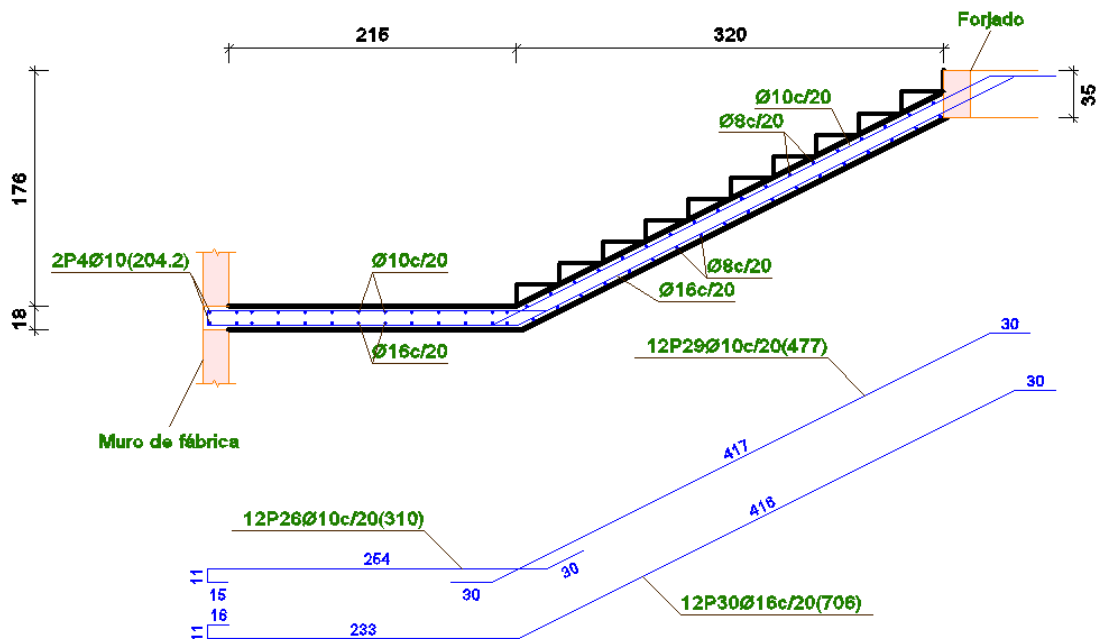


Ilustración 33: Despiece de Armadura; Elaboracion Propia

1.8.5 Especificaciones Técnicas

Son las que definen la calidad de la obra que el contratante desea ejecutar por intermedio del contratista, en términos de calidad y cantidad.

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

1.8.6 Presupuesto del Proyecto

El presupuesto general de proyecto es de :

Nº	DESCRIPCION DEL ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	P. U. TOTAL	COSTO Bs	COSTO LITERAL
OBRAS PRELIMINARES						
1	LIMPIEZA Y DESBROCE	m2	794,00	3,31	2626,16	DOS MIL SEISCIENTOS VEINTE Y SEIS CON 16/100
2	INSTALACION DE FAENAS	global	1,00	2742,95	2742,95	DOS MIL SETECIENTOS CUARENTA Y DOS CON 95/100
3	TRAZADO Y REPLANTEO	m2	794,00	12,93	10268,67	DIEZ MIL DOSCIENTOS SESENTA Y OCHO CON 67/100
MOVIMIENTO DE TIERRAS						
4	EXCAVACION TERRENO SEMIDURO MANUAL 0-2 M	m3	63,36	94,08	5960,91	CINCO MIL NOVECIENTOS SESENTA CON 91/100
5	RELLENO Y COMPACTADO C/SALTARIN S/MATERIAL	m3	230,22	61,77	14220,61	CATORCE MIL DOSCIENTOS VEINTE CON 61/100
Nº	DESCRIPCION DEL ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	P. U. TOTAL	COSTO Bs	COSTO LITERAL
FUNDACIONES						
6	CARPETA DE HORMIGON POBRE	m3	24,26	41,62	1009,66	UN MIL NUEVE CON 66/100
7	HORMIGON ZAPATAS FCK=250 KG/CM2	m3	191,06	1616,65	308876,33	TRESCIENTOS OCHO MIL OCHOCIENTOS SETENTA Y SEIS CON 33/100
8	VIGAS CENTRADORAS DE HORMIGON ARMADO FCK=250 Kg/cm2	m3	16,91	2151,92	36389,04	TREINTA Y SEIS MIL TRESCIENTOS OCHENTA Y NUEVE CON 04/100
OBRA GRUESA						
9	HORMIGON SOBRECIMIENTO FCK=250 KG/CM2	m3	18,54	2151,92	39896,68	TREINTA Y NUEVE MIL OCHOCIENTOS NOVENTA Y SEIS CON 68/100

10	IMPERMEABILIZACION DE SOBRECIMENTOS	m2	41,22	40,00	1648,82	UN MIL SEISCIENTOS CUARENTA Y OCHO CON 82/100
11	HORMIGON COLUMNAS FCK= 250 KG/CM2	m3	92,52	2844,34	263158,53	DOSCIENTOS SESENTA Y TRES MIL CIENTO CINCUENTA Y OCHO CON 53/100
12	HORMIGON MUROS FCK= 250 KG/CM2	m3	28,35	3175,09	90013,86	NOVENTA MIL TRECE CON 86/100
13	HORMIGON VIGAS FCK=250 KG/CM2	m3	68,81	2248,04	154687,37	CIENTO MIL CINCUENTA Y CUATRO MIL SEISCIENTOS OCHENTA Y SIETE CON 37/100
14	ACERO ESTRUCTURAL AE42	KG	50846,00	13,49	685939,74	SEISCIENTOS OCHENTA Y CINCO MIL NOVECIENTOS TREINTA Y NUEVE CON 74/100
15	LOSA RETICULAR H=35 cm	m2	2275,59	285,93	650655,13	SEISCIENTOS CINCUENTA MIL SEISCIENTOS CINCUENTA Y CINCO CON 13/100
16	LOSA MACIZA H=25 CM	m2	3,42	2224,54	7607,94	SIETE MIL SEISCIENTOS SIETE CON 94/100
17	ESCALERAS DE HORMIGON ARMADO FCK=250 KG/CM2	m2	26,74	2281,96	61019,73	SESENTA Y UN MIL DIEZ Y NUEVE CON 73/100
18	CONTRAPISO + EMPEDRADO	m2	59,12	127,78	7554,62	SIETE MIL QUINIENTOS CINCUENTA Y CUATRO CON 62/100
19	MURO DE LADRILLO DE 6 HUECOS e=18 CM	m2	316,00	184,74	58377,97	CINCUENTA Y OCHO MIL TRESCIENTOS SETENTA Y SIETE CON 97/100
20	MURO DE LADRILLO DE 6 HUECOS e=12 CM	m2	258,00	128,41	33130,97	TREINTA Y TRES MIL CIENTO TREINTA CON 97/100
Nº	DESCRIPCION DEL ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	P. U. TOTAL	COSTO Bs	COSTO LITERAL
21	CARPETA DE NIVELACION	m2	2334,71	352,80	823685,69	OCHOCIENTOS VEINTE Y TRES MIL SEISCIENTOS OCHENTA Y CINCO CON 69/100
22	CUBIERTA METALICA C/ASBESTO-CEMENTO	m2	207,00	271,96	56295,85	CINCUENTA Y SEIS MIL DOSCIENTOS NOVENTA Y CINCO CON 85/100
OBRA FINA						
23	REVOQUE INTERIOR DE YESO	m2	2066,40	78,70	162631,18	CIENTO MIL SESENTA Y DOS MIL SEISCIENTOS TREINTA Y UNO CON 18/100
24	REVOQUE EXTERIOR MORTERO	m2	1213,20	118,32	143544,95	CIENTO MIL CUARENTA Y TRES MIL QUINIENTOS CUARENTA Y CUATRO CON 95/100
25	REVOQUE DE CIELO RASO CON YESO S/LOSA	m2	2334,71	103,92	242619,42	DOSCIENTOS CUARENTA Y DOS MIL SEISCIENTOS DIEZ Y NUEVE CON 42/100
26	PROVISION Y COLOCACION DE PUERTAS DE MADERA C/MARCO Y ACCESORIOS	m2	90,00	717,70	64592,64	SESENTA Y CUATRO MIL QUINIENTOS NOVENTA Y DOS CON 64/100
27	PROVISION Y COLOCACION DE VENTANAS DE ALUMINIO	m2	174,00	383,32	66697,51	SESENTA Y SEIS MIL SEISCIENTOS NOVENTA Y SIETE CON 51/100

	<i>C/VIDRIO Y ACCESORIOS</i>					
28	<i>PROVISION Y COLOCACION DE CIELO FALSO DE PLACAS DE YESO</i>	<i>m2</i>	<i>207,00</i>	<i>204,79</i>	<i>42391,04</i>	<i>CUARENTA Y DOS MIL TRESCIENTOS NOVENTA Y UNO CON 04/100</i>
29	<i>PISO DE CERAMICO ESMALTADO NACIONAL 25*25 CM</i>	<i>m</i>	<i>2270,23</i>	<i>173,29</i>	<i>393403,57</i>	<i>TRESCIENTOS NOVENTA Y TRES MIL CUATROCIENTOS TRES CON 57/100</i>
30	<i>ZOCALO DE CERAMICO ESMALTADO NACIONAL 25*25 CM</i>	<i>m2</i>	<i>258,00</i>	<i>71,79</i>	<i>18522,21</i>	<i>DIEZ Y OCHO MIL QUINIENTOS VEINTE Y DOS CON 21/100</i>
31	<i>JUNTA DE DILATAACION</i>	<i>m</i>	<i>69,00</i>	<i>13,14</i>	<i>906,41</i>	<i>NOVECIENTOS SEIS CON 41/100</i>
32	<i>BOTAGUAS DE LADRILLO</i>	<i>m</i>	<i>60,00</i>	<i>120,72</i>	<i>7242,95</i>	<i>SIETE MIL DOSCIENTOS CUARENTA Y DOS CON 95/100</i>
33	<i>PINTURA INTERIOR LATEX</i>	<i>m2</i>	<i>8946,83</i>	<i>32,37</i>	<i>289582,05</i>	<i>DOSCIENTOS OCHENTA Y NUEVE MIL QUINIENTOS OCHENTA Y DOS CON 05/100</i>
34	<i>PINTURA EXTERIOR LATEX</i>	<i>m2</i>	<i>2175,00</i>	<i>33,41</i>	<i>72672,19</i>	<i>SETENTA Y DOS MIL SEISCIENTOS SETENTA Y DOS CON 19/100</i>
35	<i>BARNIZADO DE PUERTAS</i>	<i>m2</i>	<i>30,67</i>	<i>30,67</i>	<i>940,40</i>	<i>NOVECIENTOS CUARENTA CON 40/100</i>
Nº	DESCRIPCION DEL ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	P. U. TOTAL	COSTO Bs	COSTO LITERAL
INSTALACION ELECTRICA						
36	<i>INSTALACION DE TOMACORRIENTES</i>	<i>pto</i>	<i>108,89</i>	<i>108,89</i>	<i>11857,25</i>	<i>ONCE MIL OCHOCIENTOS CINCUENTA Y SIETE CON 25/100</i>
37	<i>INSTALACION ILUMINACION FLOURECENTE</i>	<i>pto</i>	<i>242,23</i>	<i>242,23</i>	<i>58674,31</i>	<i>CINCUENTA Y OCHO MIL SEISCIENTOS SETENTA Y CUATRO CON 31/100</i>
38	<i>INSTALACION ILUMINACION INCANDESCENTE</i>	<i>pto</i>	<i>188,11</i>	<i>188,11</i>	<i>35384,54</i>	<i>TREINTA Y CINCO MIL TRESCIENTOS OCHENTA Y CUATRO CON 54/100</i>
39	<i>INSTALACION DE CONDUCTOS Y CABLEADO DE TELEFONO</i>	<i>pto</i>	<i>196,34</i>	<i>196,34</i>	<i>38548,02</i>	<i>TREINTA Y OCHO MIL QUINIENTOS CUARENTA Y OCHO CON 02/100</i>
INSTALACION DE AGUA POTABLE						
40	<i>INSTALACION DE AGUA POTABLE</i>	<i>pto</i>	<i>134,22</i>	<i>111,53</i>	<i>14970,45</i>	<i>CATORCE MIL NOVECIENTOS SETENTA CON 45/100</i>
INSTALACION SANITARIA						
41	<i>INSTALACION SANITARIA</i>	<i>pto</i>	<i>20,00</i>	<i>134,22</i>	<i>2684,49</i>	<i>DOS MIL SEISCIENTOS OCHENTA Y CUATRO CON 49/100</i>
42	<i>LAVAMANOS CON PEDESTAL</i>	<i>pza</i>	<i>25,00</i>	<i>918,32</i>	<i>22958,10</i>	<i>VEINTE Y DOS MIL NOVECIENTOS CINCUENTA Y OCHO CON 10/100</i>
43	<i>INODORO</i>	<i>pza</i>	<i>25,00</i>	<i>1101,85</i>	<i>27546,35</i>	<i>VEINTE Y SIETE MIL QUINIENTOS CUARENTA Y SEIS CON 34/100</i>

44	PROVISION Y TENDIDO DE TUBERIA PVC 4"	m	72,00	63,37	4562,65	CUATRO MIL QUINIENTOS SESENTA Y DOS CON 65/100
45	CAMARA DE INSPECCION	pza	8,00	591,88	4735,05	CUATRO MIL SETECIENTOS TREINTA Y CINCO CON 05/100
46	REJILLA DE PISO	pza	10,00	99,45	994,52	NOVECIENTOS NOVENTA Y CUATRO CON 52/100
47	CORDON DE ACERA	m	7,80	187,21	1460,24	UN MIL CUATROCIENTOS SESENTA CON 24/100
TAREAS FINALES						
48	ACERA DE HORMIGON CON EMPEDRADO	m2	15,40	212,64	3274,68	TRES MIL DOSCIENTOS SETENTA Y CUATRO CON 68/100
49	BARANDADO DE MADERA	m	45,00	469,12	21110,29	VEINTE Y UN MIL CIENTO DIEZ CON 29/100
50	RETIRO DE ESCOMBROS	m3	15,00	176,40	2646,00	DOS MIL SEISCIENTOS CUARENTA Y CINCO CON 100/100
Nº	DESCRIPCION DEL ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	P. U. TOTAL	COSTO Bs	COSTO LITERAL
51	LIMPIEZA GENERAL	m2	794,00	22,05	17507,70	DIEZ Y SIETE MIL QUINIENTOS SIETE CON 70/100

MONTO TOTAL EN Bs	5090428,35	CINCO MILLONES NOVENTA MIL CUATROCIENTOS VEINTE Y OCHO CON 35/100
MONTO TOTAL EN \$us	737743,24	SETECIENTOS MIL TREINTA Y SIETE MIL SETECIENTOS CUARENTA Y TRES CON 24/100 DOLARES AMERICANOS

1.8.7 Recomendaciones Para El Control De Obra

Para garantizar la construcción en base al diseño se debe realizar el control pertinente en la ejecución de las obras; control de materiales de construcción y control en la ejecución física de la obra, esta combinación dará lugar a una correcta materialización del proyecto.

4.8.7.1 Control de Materiales

Se deberá realizar el control de calidad de los materiales de construcción de acuerdo a las especificaciones técnicas, debiendo cumplir estándares de calidad.

4.8.7.2. Control del Hormigon

Cemento

Se exigirá que el cemento reúna las características prescritas en las especificaciones técnicas de acuerdo al CBH-87 debiendo garantizarse la procedencia y la calidad

Agua de amasado

Se exigirá agua cuyas características sean aptas para el amasado del Hormigon, debiéndose realizar análisis químico de la misma

Áridos

Se exigirá aridos cuyas características se asemejen a la de la especificación técnica, garantizando la resistencia en el hormigon, además se deberá garantizar un adecuado suministro de los mismos.

Control de la calidad del hormigón

El control de la calidad del hormigón amasado se reduce normalmente al de su consistencia y su resistencia de acuerdo a su especificación, debiendo realizar ensayos de asentamiento, y rotura de probetas cilíndricas

Estos ensayos son preceptivos en todos los casos. Su objeto es comprobar a lo largo de la ejecución, que la resistencia característica real del hormigón de la obra. es igual o superior a la resistencia característica especificada de proyecto.

4.8.7.3. Control del Acero

Solo se utilizaran en obra barras de acero que no lleguen acompañadas del correspondiente certificado de garantía de sus características, dentro de los rangos aceptables de la especificación técnica.

4.8.7.4 Control en el Proceso de Ejecución

Un hormigón que, a la salida de la hormigonera cumpla todas las especificaciones de calidad, puede ver disminuidas las mismas si su transporte, colocaron y curado no son correctos. Lo mismo puede decirse respecto al corte, doblado y colocación de las armaduras. Además, aun realizadas las operaciones anteriores con todo cuidado, es preciso comprobar las luces y dimensiones de los elementos construidos, para poder garantizar que la calidad de la obra terminada es la exigida en el proyecto.

Básicamente, el control de la ejecución esta confiado a la inspección de las personas que lo ejercen; por lo que su buen sentido, conocimientos técnicos y experiencia practica, son fundamentales para lograr el nivel de calidad previsto. No obstante lo anterior, es preciso sistematizar tales operaciones de control para conseguir una eficacia elevada en el mismo;

pues no siempre se detectarían los defectos que puedan presentarse, si no se ha considerado previamente la posibilidad de que esos efectos se presenten.

Operaciones que se controlan

Previo al Hormigonado

- *Revisión de los planos de proyecto y de obra.*
- *Comprobación, en su caso, de hormigoneras, vibradoras, maquinaria de transporte, máquinas de hormigonado continuo, aparatos de medida, moldes para las probetas, equipos de laboratorio, medidas de seguridad, etc.*
- *Replanteo.*
- *Andamios, cimbras, encofrados y moldes (comprobación de tolerancias en dimensiones, flechas y contra flechas, combas laterales, etc.)*
- *Doblado, empalmes y colocación de las armaduras.*
- *Previsión de juntas de hormigonado.*
- *Previsión de hormigonado en función del tiempo (frío, caluroso o bajo lluvia).*
- *Calidad y acopio de áridos, cemento, agua.*
- *Condiciones de seguridad para el personal.*

Durante el Hormigonado

- *Fabricación, transporte y colocación del hormigón.*
- *Compactación del hormigón.*
- *Juntas.*
- *Protección del hormigón ya colocado en función del tiempo (frío, calor, lluvia, viento).*
- *Previsión y protección contra acciones mecánicas durante e inmediatamente después del hormigonado.*

Posterior al hormigonado

- *Curado.*
- *Descimbramiento, desencofrado y desmoldeo.*
- *Tolerancias dimensionales en flechas y contra flechas, combas laterales, acabado de superficies, etc.*
- *Transporte y colocación de elementos prefabricados.*
- *Previsión de acciones mecánicas.*
- *Reparación de defectos superficiales.*

4.8.8 Recomendaciones De Seguridad Para El Funcionamiento Del Centro Educativo En Situaciones De Emergencia.

Plan de manejo de emergencias:

Es necesario mencionar que los planes de emergencias deberán existir tantos como distintas situaciones que nos puedan ocasionar daños o nos amenacen, sin embargo, el plan de evacuación es único; no importa de que emergencia estemos huyendo, el proceso de la evacuación debe ser siempre el mismo. Teniendo en cuenta que una emergencia será una situación, real o en evolución, con capacidad de ocasionar daños a las instalaciones, y por ende, a las personas que en ella se encuentran; habrá un determinado momento de la evolución de esta emergencia que será

necesario poner a salvo a las personas. Un plan de evacuación debe ser parte integrante de un sistema de planes de emergencias. Por lo tanto, todos los miembros de un centro educativo deberán conocer el objetivo primordial del plan, que es el de organizar a las personas que permanente o eventualmente se hallan dentro de las instalaciones ante la ocurrencia de un siniestro de cualquier índole.

El mismo se ejecutará considerando tres fases:

1) Primera Fase:

Se deberá obtener y registrar la mayor información de la estructura edilicia: ubicación geográfica, zona poblada, despoblada, zona rural, riesgos posibles, cantidad de docentes, cantidad de alumnos, características de cada uno, etc.

2) Segunda Fase:

Comprenderá a la capacitación, difusión y entrenamiento de todo el personal involucrado en el plan de evacuación, como así, la asignación de las responsabilidades a cada integrante de la comunidad educativa en particular (Directivo, Docente, no docente, personal de maestranza, etc.).

3) Tercera Fase:

Comprenderá a la descripción de las diferentes instrucciones ante las distintas amenazas o riesgo:

- a) Incendio.*
- b) Incidencia con explosivos.*
- c) Accidentes.*
- d) Robo con violencia en las cosas.*
- e) Robo con violencia en las personas.*
- f) Movimientos telúricos y derrumbes.*
- g) Escape de gas.*
- h) Inundaciones.*
- i) Cambios climaticos.*

j) Otras

Realización de ejercicios de simulación de emergencias:

En todo centro educativo deberá realizarse un ejercicio práctico de evacuación del edificio, estas prácticas afectarán a todos los alumnos que reciban enseñanza en el mismo, cualquiera que sea

el nivel educativo que cursen y a todo el personal que preste servicio dicho centro, estas prácticas

deberán constituir un componente más de la educación de los alumnos tanto desde el punto de vista individual como social.

Las mismas deberá realizarse por lo menos dos veces al año y al término del ejercicio de evacuación, el responsable del mismo realizará un informe donde se describirá la experiencia recogida y los problemas detectados en la misma. Dicho informe deberá ser remitido a la superioridad institucional y demás organismos que hayan participado a fin de perfeccionar los futuros ejercicios.

Para la evacuación ordenada por planta se seguirán los siguientes criterios:

- a. A la señal del comienzo del simulacro se desalojará en primer lugar la planta baja.*
- b. Simultáneamente, los de las plantas superiores se movilizarán ordenadamente hacia las escaleras más próximas, pero sin descender a las plantas inferiores hasta que los ocupantes de esta hayan desalojado su planta respectiva.*
- c. El desalojo de cada planta se realizará por grupos, saliendo en primer lugar las aulas más próximas a las escaleras, ordenadamente y sin mezclarse con los demás grupos.*
- d. No se utilizarán en este simulacro otras salidas que no sean las normales del edificio. No se considerarán salidas para este simulacro ventanas, puertas a terrazas, patios interiores, etc.*
- e. Si existiesen escaleras de emergencias, estas se utilizarán con el objeto de comprobar su accesibilidad y buen funcionamiento.*
- f. No se utilizarán tampoco ascensores o montacargas, aunque estuviesen previsto para la evacuación de personas, ni se abrirán ventanas o puertas, en el caso hipotético favorecerán las corrientes de aire y la propagación de las llamas en caso de incendio.*
- g. La totalidad del personal del Centro Educativo procurará no incurrir en comportamientos que puedan denotar precipitación o nerviosismo a los fines que esta actitud no se transmita a los alumnos.*
- h. Una vez desalojado el edificio, los alumnos se concentrarán en lugares exteriores al mismo previamente designados como puntos de encuentro, siempre bajo el control del Docente responsable. Por su parte, el equipo coordinador inspeccionará todo el centro con objeto de detectar posibles anomalías o desperfectos que hayan podido ocasionarse.*
- i. Se considera aconsejable, una vez finalizado el ejercicio, se deberá realizar una reunión con todos los Docentes, Administrativo, mantenimiento, seguridad y demás personas para analizar, evaluar y recoger las experiencias positivas y negativas de la tarea ejecutada, debiendo el Director del Centro Educativo confeccionar un informe sobre el simulacro.*
- j. Será vital para optimizar resultado del simulacro, la coordinación y colaboración de todos los docentes, tanto en la planificación y la realización del simulacro. Por su parte, cada docente será responsable del comportamiento de los alumnos a su cargo con objeto de evitar accidentes de personas y daños al edificio.*

Instrucciones para los alumnos.

- a. Cada grupo de alumnos deberá actuar siempre de acuerdo con las instrucciones del docente y en ningún caso deberán seguir iniciativa propia.*
- b. Aquellos alumnos a los que se les hayan encomendados por el docente funciones concretas, se responsabilizarán de cumplirlas y colaborarán con el mismo.*
- c. La totalidad de los alumnos, conforme a las indicaciones de los docentes, luego de evaluado la amenaza, recogerán o no sus objetos personales, para ejecutar la evacuación.*

- d. Si estas personas al activarse la alarma se encontrarán en los sectores de aseos o en otros locales anexos, en la misma planta de su aula, se incorporarán con toda rapidez a su grupo.*
- e. En el caso de encontrarse en planta distinta a la de su aula, se incorporarán al grupo más próximo que se encuentre en movimiento de salida.*
- f. Ningún alumno deberá detenerse junto a las puertas de salida.*
- g. Los alumnos deberán realizar esta práctica respetando el mobiliario y equipamiento escolar y utilizando las puertas con el sentido de giro para el que están previstas.*
- h. En el caso de que en las vías de evacuación exista algún obstáculo, será apartado por los alumnos, si fuera posible, de forma que no provoque caídas de personas ni deterioros del objeto.*
- i. En ningún caso, el alumno podrá regresar a su aula o bien al centro educativo con la excusa de buscar a sus hermanos menores, amigos u objetos personales, etc.*

Procedimientos y recomendaciones generales para el personal de un centro educativo ante la presencia de amenaza o riesgo provocados por desastres naturales o inducidos por personas humanas.

1. Incendios:

a. Que hacer antes:

- 1) Contar con la cantidad necesaria de extintores exigidos de acuerdo a las normas vigentes de seguridad e higiene, los mismos deben estar en buen estado, distribuido en lugares libres de obstáculos y situados en puntos estratégicos del Establecimiento Educativo, es decir de acuerdo al bien a proteger (tipo A o B o C o ABC).*
- 2) Tener siempre a mano los equipos de Radio – Teléfono (fijo – celular) para poder comunicarse con el equipo de emergencia, Defensa Civil, Asistencia medica, etc.*
- 3) Mantener los líquidos inflamables en recipientes cerrados y en lugares donde no representen peligro.*
- 4) Realizar revisión y reparación de las instalaciones eléctricas defectuosas.*
- 5) No utilizar fusibles con mayor capacidad de la requerida ni emplear cables pelados en instalaciones eléctricas.*
- 6) Evitar que se utilicen o se dejen velas encendidas en las instalaciones.*
- 7) Instalar sensores de humo, en los lugares donde se almacenen papeles o líquidos inflamables.*
- 8) Capacitará al personal del estableciendo (directivos y docentes) en cuanto al proceso de tomas de decisiones que deben adoptarse ante la potencial manifestación de este siniestro.*

b. Que hacer durante:

- 1) Dará aviso al Director del Comité de Emergencias quien decidirá la conducta a seguir.*
- 2) Llamar de inmediato a los bomberos y los organismos de socorro (Defensa Civil y otros).*
- 3) Evacuar el lugar y ubicarse en los sitios señalados por grupos y esperar a que se normalice la situación.*
- 4) En los sectores de equipo de informática cerrar el fluido eléctrico antes de abandonar el área, esto lo deberá realizar la persona que se encuentre en ese lugar.*
- 5) La persona encargada de la cocina y/o su delegada deberá cerrar las llaves del gas y el fluido eléctrico antes de abandonar el área.*
- 6) El Jefe de Seguridad deberá abrir de inmediato las puertas de acceso del centro educativo.*
- 7) Se deberá controlar el pánico entre los alumnos.*
- 8) No se deberá correr, ni gritar ni menos aún ruidos innecesarios, fin evitar la confusión.*
- 9) Deberán revisar las brigadas correspondientes los baños, vestuarios, aulas y demás dependencias fin evitar que hayan quedado algún alumno abandonado.*

10) Una vez iniciada la evacuación, se evitará y se controlará que los alumnos no retornen a las aulas o demás dependencias para recoger sus objetos de valor o utensilios escolares.

11) Si se encontrarán en un lugar lleno de humo se saldrá agachado, en algunos casos, lo deberá hacer gateando cubriéndose la nariz y la boca con algún pañuelo u otro paño textil humedecido con agua, pues el humo tenderá a ascender con respecto al nivel del piso y podrá morir asfixiado.

12) Si su ropa se incendiará no correrá, se arrojará al suelo y dará vueltas sobre si mismo con la finalidad sofocar ese foco ígneo hasta tanto alguien lo auxilie.

13) En el caso de que una persona fuera afectada por el fuego, y su prenda de vestir se adhiera a su cuerpo, no se deberá despojarla de ellas, pues podrá causar mayores daños, dejará esta tarea para personas especializadas.

• Empleo de extintores o matafuegos:

Si la magnitud del incendio lo permitiera y sólo si contará con los conocimientos de lucha contra incendios, iniciará la extinción con los matafuegos portátiles a su alcance sin exponerse al peligro.

(1) Descolgará el extintor sin invertirlo.

(2) Quitará el pasador de seguridad y se colocará a no menos de tres metros de las llamas.

(3) Dirigirá la boquilla a la base de las llamas.

(4) Apretará la maneta de forma intermitente.

(5) Nunca intentará apagar el fuego con el extintor inadecuado, podrá resultar inútil e incluso contraproducente.

(6) No permitirá que el fuego le corte las posibles vías de escape. Tampoco girará ni dará la espalda al fuego.

(7) Actuará siempre en parejas.

(8) Si el incendio es controlado, informará al responsable, no abandonará el lugar, pues el incendio podría reactivarse

c. Que hacer después:

1) Los directivos, docentes y alumnos, deberán reunirse en el punto de encuentro.

2) Procurarán tranquilizar a los alumnos.

3) Cada Docente deberá constatar que en el punto de encuentro se encuentren la totalidad de los alumnos, que están bajo su responsabilidad, valiéndose para tal tarea de la Carpeta de

4) No obstruirá la labor de los bomberos, policía, Brigada de Explosivos y demás organismos de socorro.

5) Se cerciorará que no hayan quedado ningún otro foco de ígneo que no haya sido reportado.

6) Una vez sofocado el incendio, se cerciorará a través de personal especializado, que la estructura edilicia no haya sufrido algún debilitamiento que impliquen algún riesgo para las personas o los bienes.

2. Incidencias con explosivos:

a. Que hacer antes:

1) Capacitará al personal del estableciendo (directivos y docentes) en cuanto al proceso de tomas de decisiones que deben adoptarse ante la potencial manifestación de este siniestro.

2) Tendrá identificado los lugares de libre acceso al público dentro del edificio educativo (pasillos, patios, sala de estar, baños, etc.)

3) Procederá a identificar aquellos lugares donde se podría esconder algún paquete o bulto conteniendo en su interior un presumible artefacto explosivo (depósitos, tableros, alcantarillas, cámaras sépticas, etc.).

- 4) *Establecerá un sistema de control de personas que ingresan al edificio educativo (padres – médicos – servidores públicos, otros), debiendo tener cuenta los horarios de ingreso y egreso, como así, los motivos de su presencia.*
- 5) *Establecerá un sistema de control de ingreso y egreso de vehículos dentro del predio escolar.*
- 6) *Deberá contar con un registro de la cantidad de ocasiones que se manifestó esta amenaza en ese centro educativo.*

b. Que hacer durante:

- 1) *En Caso de encontrarse un paquete u elemento sospechoso:*
 - a) *Dará aviso al Director del Comité de Emergencias quien decidirá la conducta a seguir.*
 - b) *En el caso de ordenarse la evacuación, los Docentes dispondrán que los alumnos recojan todos sus elementos personales.*
 - c) *No abrirá paquetes que no supiese su procedencia o se considerará sospechoso.*
 - d) *No lo moverá.*
 - e) *No lo levantará.*
 - f) *No deberá cortar cables.*
 - g) *No deberá sumergirlo en agua.*
 - h) *No aflojará, ni presionará, ni tirará, ni girará su mecanismo.*
 - i) *No desenroscará sus roscas, en el caso de tratarse de un contenedor similar a un caño con dos tapas en sus extremos, ni lo friccionará pues podrá activar su mecanismo provocando la explosión.*
 - j) *No moverá, ni cambiará de posición, ni levantará ningún material explosivo convencional (proyectiles, granadas de mano, minas, etc.)*
 - k) *No iluminará zonas oscuras cercanas al objeto sospechoso, podrá activarlo.*
 - l) *No se acercará al objeto sospechoso.*
 - m) *No empleará teléfonos celulares o cualquier otro medio de comunicación en las cercanías del paquete.*
 - n) *No ejecutarán órdenes que pongan en riesgo su vida.*
 - o) *En el supuesto caso, que el centro educativo cuente con un laboratorio, el encargado de dicho lugar deberá acompañar al personal de la Brigada de Explosivos para determinar que elementos o no pertenecen a su área.*

c. Que hacer después:

- 1) *Los directivos, docentes y alumnos, deberán reunirse en el punto de encuentro.*
- 2) *Procurarán tranquilizar a los alumnos.*
- 3) *Cada Docente deberá constatar que en el punto de encuentro se encuentren la totalidad de los alumnos, que están bajo su responsabilidad, valiéndose para tal tarea de la Carpeta de Emergencia.*
- 4) *No obstruirá la labor de los bomberos, policía, Brigada de Explosivos y demás organismos de socorro.*
- 5) *Esperará a que personal de la Brigada de Explosivos determine que el lugar es seguro para regresar a las aulas.*

3. Derrames y escape de gases:

a. Que hacer antes:

- 1) *Deberá identificar y señalar los diferentes sectores de la red de gas y sus depósitos de almacenamiento dentro del establecimiento educativo.*
- 2) *Capacitará al personal del estableciendo (directivos y docentes) en cuanto al proceso de tomas de decisiones que deben adoptarse ante la potencial manifestación de este siniestro.*

- 3) *No realizará ninguna excavación en cercanías de la red de gas, en caso de ser necesario, consultará los planos de instalación o en su defecto con un funcionario que conozca su ubicación.*
- 4) *Si observará excavaciones en zonas próximas a la red de gas, procederá a informar de inmediato a las autoridades de la empresa responsable del gas.*
- 5) *Informará de inmediato sobre hundimientos o daños que observará en la red o depósitos de almacenamiento de gas.*
- 6) *Si luego de la lluvia observará o bien detectará la presencia de burbujas en el suelo en cercanías a la red de gas, informará de inmediato a las autoridades de la empresa responsable del gas.*
- 7) *Deberá realizar revisiones o inspecciones periódicas con personal especializado al sistema de red y depósito de almacenamiento.*
- 8) *Los equipos que deben abastecerse del sistema de gas deberán conectarse con mangueras de alta resistencia o conectores metálicos flexibles.*
- 9) *Verificará que las conexiones queden alejadas de superficies calientes, de fuentes de calor o de las instalaciones eléctricas.*
- 10) *No deberá dejar los quemadores encendidos cuando no los esté utilizando.*
- 11) *No colocará sustancias combustibles en proximidad de los equipos que se abastecen con gas o cerca del depósito de almacenamiento.*
- 12) *No permitirá el ingreso de menores a la cocina del comedor del centro educativo.*
- 13) *Deberá tener actualizado el mapa de riesgo, con respecto a:*
 - a) *La ubicación de fábricas, comercios, depósitos, carreteras, etc., que operen con sustancias peligrosas.*
 - b) *Las sustancias peligrosas por las cuales el centro educativo pueda verse afectado.*
- 14) *Verificará si el personal del Grupo de Emergencia se encuentra capacitado para atender a las víctimas de sustancias peligrosas. Como así, si cuentan con los medios adecuados para tal fin.*

b. Que hacer durante:

- 1) *Deberá conocer el olor característico del gas para detectar cuando se esté produciendo una fuga.*
- 2) *Dará aviso al Director del Comité de Emergencias quien decidirá la conducta a seguir.*
- 3) *Cerrará de inmediato la válvula del depósito de almacenamiento.*
- 4) *No deberá accionar interruptores eléctricos, ni encenderá fósforos ni cigarrillos.*
- 5) *Los responsables y demás personal del centro educativo deberán conocer los mecanismos para desconectar el abastecimiento de energía eléctrica.*
- 6) *Si la emergencia continúa, pondrá en ejecución el plan de evacuación, debiendo salir de las aulas en forma calmada y ordenada, utilizando una prenda textil embebida en agua para cubrirse la nariz y boca.*
- 7) *Prohibirá que se enciendan vehículos en el área de estacionamiento.*
- 8) *Informará a los organismos de socorro.*
- 9) *En el caso de derrame de sustancias peligrosas, deberá comunicarse con las autoridades capacitadas para tal fin.*
- 10) *En el caso de advertirse alguna persona intoxicadas procederá a evaluar si es conveniente evacuarla o confinarla, debiendo proceder al corte de los climatizadores de ambiente, cerrará las puertas y ventanas, etc.*

c. Que hacer después:

- 1) *Se desalojará a las personas del lugar del siniestro en forma ordenado, más aún aquellas personas que no tienen asignado un rol útil.*
- 2) *Los Grupos de Emergencias conformadas para atender este tipo de eventos no deberán interferir en la labor de los cuerpos de socorro.*
- 3) *En el caso de heridos, si no se tuviere los conocimientos necesarios en el transporte, evitará movilizarlos a no ser que continúe en peligro.*
- 4) *Una vez superada la emergencia, controlará la red y el depósito de almacenamiento, constatando los daños y las posibles fallas del sistema.*
- 5) *Deberá realizar una evaluación de la proporción del riesgo al cual se vio afectado el centro educativo.*

4. Explosiones:

a. Que hacer antes:

- 1) *Capacitará al personal del estableciendo (directivos y docentes) en cuanto al proceso de tomas de decisiones que deben adoptarse ante la potencial manifestación de este estrago.*

b. Que hacer durante:

- 1) *Conservará la calma y controlará los brotes de pánico que puedan originarse entre los alumnos, los docentes y las personas ocasionales que estuviesen en el centro educativo.*
- 2) *Ordenará que las totalidad de las personas procedan a arrojar al piso boca a bajo, debiendo arrojar al piso boca abajo con la boca abierta y cubriéndose los oídos con sus manos.*
- 3) *Si se encontrará en el interior de la estructura edilicia (bajo techo) deberá protegerse de la caída de cualquier objeto (ladrillos, lámparas, artefactos eléctricos, maderas, biblioteca, cuadros, equipos de laboratorio, tableros, etc.) colocándose debajo de mesas, escritorios o de un lugar resistente de la edificación.*
- 4) *Deberá alejarse de las ventanas y/o puertas con vidrios.*
- 5) *Si estuviera en la zona expuesta, todos sus desplazamientos lo hará arrastrándose, nunca lo hará de pie.*
- 6) *Si observará daños visibles y considerables en la edificación, tales como caída de muros, rotura de columnas, evacuará en forma inmediata y no esperará la activación de la alarma de evacuación.*
- 7) *Si los alumnos se encontrarán dentro de los vehículos de transporte, ordenará que se arrojen al piso boca abajo con la boca abierta y cubriéndose los oídos con sus manos.*
- 8) *La persona encargada de la cocina deberá cerciorarse de cerrar llaves de gas y de energía eléctrica, si fuese posible.*

c. Que hacer después:

- 1) *Evacuará el lugar y se ubicará en los sitios previsto por grupos y esperará a que se normalice la situación.*
- 2) *Cada docente responsable del grupo de alumnos deberá llevar consigo la carpeta de emergencias e inmediatamente verificará la presencia o no de cada alumno en su grupo.*
- 3) *Deberá tener en cuenta que los organismos de socorro podrán estar ocupados atendiendo otras emergencias, por lo cual tratará de resolver los problemas que se originasen en el interior del Centro Educativo.*
- 4) *No difundirá rumores, ya que podrán causar el descontrol y el desconcierto entre los alumnos y demás personas (docentes, familiares, etc.)*

- 5) *Antes de iniciar actividades educativas, deberá inspeccionar el estado de deterioro en que quedaron las diferentes aulas y los bloques administrativos.*
- 6) *Deberá prohibir el paso de energía eléctrica y gas, hasta estar seguros que no existan rotura y/o fugas de los mismos.*
- 7) *Procederá a observar si existen personas heridas, en el caso de haber heridos, no los moverá a no ser que exista la posibilidad de sufrir un peligro mayor.*
- 8) *No deberá pisar los escombros en forma indiscriminada, si requiera moverlos deberá ser muy cuidadoso, pues al hacerlo podrán pisar o desplazar cualquier muros o columnas deterioradas que podrán estar soportando la estructura edilicia, las cuales probablemente se derrumbarán ante cualquier movimiento.*
- 9) *Si detectará la presencia de un foco de ígneo procederá a informar de inmediato al Grupo de Emergencia pertinente para controlarlo.*

c. Recomendaciones específicas:

- 1) *Mantendrá permanentemente las puertas abiertas o ajustadas y libres de obstáculos.*
- 2) *Procederá a trasladarse directamente al lugar asignado.*
- 3) *Los responsables de cada sector deberán permanecer en su área.*
- 4) *Atenderán a las recomendaciones del Grupo de Emergencia.*
- 5) *Si usted estuviese en un campo abierto, patio interno o externo, se quedará en ese lugar.*
- 6) *Si usted fuese Jefe de Piso pero no estuviese en ese lugar, se dirigirá inmediatamente al mismo e iniciará su actividad de coordinación.*
- 7) *No abandonará al grupo de personas que estuviesen bajo su responsabilidad bajo ninguna circunstancia. Esperará instrucciones.*
- 8) *En el momento de la evacuación todo el personal deberá salir sin llevarse consigo sus pertenencias o cualquier objeto o elemento.*

5. Inundaciones:

a. Que hacer antes:

- 1) *Deberá confeccionar un mapa de riesgo previendo las diferentes inundaciones a la que puedan afectar al centro educativo. Estas inundaciones pueden ser:*
 - a) *Súbitas originadas por rotura de represa, crecida repentina del río, lagunas, etc.*
 - b) *Lentas como consecuencia de precipitaciones, desbordes fluviales y otras causas.*
- 2) *Capacitará al personal del estableciendo (directivos y docentes) en cuanto al proceso de tomas de decisiones que deben adoptarse ante la potencial manifestación de este siniestro.*

b. Que hacer durante:

- 1) *Dará aviso al Director del Comité de Emergencias quien decidirá la conducta a seguir.*
- 2) *En el caso de inundaciones súbitas, procederá a suspenderá o cortará el suministro de energía eléctrica, gas y otros fluidos.*
- 3) *Deberá cerrar o bien llevar a un lugar adecuado y seguro (a cierta altura) todo combustible derivado de hidrocarburo.*
- 4) *La evacuación deberá iniciarse en forma vertical, es decir, tendrán prioridad indefectiblemente los sitios más elevados del edificio.*
- 5) *En el caso de inundaciones lentas, deberá determinarse si es conveniente que los alumnos permanezcan el interior o no del establecimiento.*
- 6) *Deberá darse aviso de tal evento al personal policial, Bomberos, Defensa Civil y demás organismo quienes arbitrarán los medios para su evacuación.*

b. Que hacer después:

- 1) Los directivos, los docentes y sus alumnos deberán reunirse en el punto de previsto para tal fin.
- 2) En todo momento se procurará tranquilizar a los alumnos.
- 3) Cada Docente deberá constatar que en el punto de reunión y/o evacuación se encuentren la totalidad de los alumnos que están bajo su responsabilidad, valiéndose para ello de la Carpeta de Emergencia.
- 4) No se deberá obstruir la labor de los bomberos, policía, Defensa Civil y demás organismos de socorro.
- 5) Deberá esperar que el personal especializado determine que el lugar es seguro para regresar a las aulas.

6. Accidentes:

a. Ante un accidente con uno o más heridos se procederá de la siguiente manera:

- 1) Como resguardo de él/los heridos, no los moverá salvo que la emergencia o la circunstancias así lo obliguen.
- 2) Dará aviso al Director del Comité de Emergencias.
- 3) Deberá contar con personas capacitadas en primeros auxilios.
- 4) Procurará en todo momento controlar el pánico, los gritos y el desorden.
- 5) Procederá que en el lugar del accidente este libre de toda persona u objeto a los fines de facilitar la actuación del personal capacitado para tal fin.
- 6) El Jefe de Seguridad del Comité de Emergencias deberá enviar sus auxiliares a fin de despejar los accesos del centro educativo para recibir a la ó las ambulancias.
- 7) En caso de Intoxicación, se deberá llamar al Centro Nacional de Intoxicaciones, debiendo contar la información precisa acerca a cerca de la sustancia química y los síntomas de las personas intoxicadas para poder proporcionar una asistencia primaria, ya que en estos casos cada minuto será esencial.

7. Vandalismo:

Será necesaria la capacitación al personal del estableciendo (directivos y docentes) en cuanto al proceso de tomas de decisiones que deben adoptarse ante la potencial manifestación de este ilícito. En caso de presentarse este hecho, deberá:

- a. De ser posible y sin ellos implique algún riesgo hacia su persona tratará de dar aviso al Director del Comité de Emergencias quien decidirá la conducta a seguir.
- b. Si el mismo se materializará en horario de clase se procederá en todo momento con la premisa de proteger a las personas del lugar. Si fuera necesario, se ejecutará la evacuación de las personas.
- c. Previa coordinación con el Director del Comité de Emergencia se procederá a realizar el cierre de todas las puertas y se finalizará toda atención al público.
- d. Asimismo, se deberá alertar de esta anomalía al personal policial jurisdiccional.

Señales de obligatoriedad:



Ilustración 34; Señales de obligatoriedad, Dirección General de Protección Civil y Emergencias, Gobierno de España

Señales informativas:



Ilustración 35; Señales Informativas, Dirección General de Protección Civil y Emergencias, Gobierno de España

Señalización de equipos extintores:



Ilustración 36; Señales de equipos extintores, Dirección General de Protección Civil y Emergencias, Gobierno de España

Señalización de medios de escape:

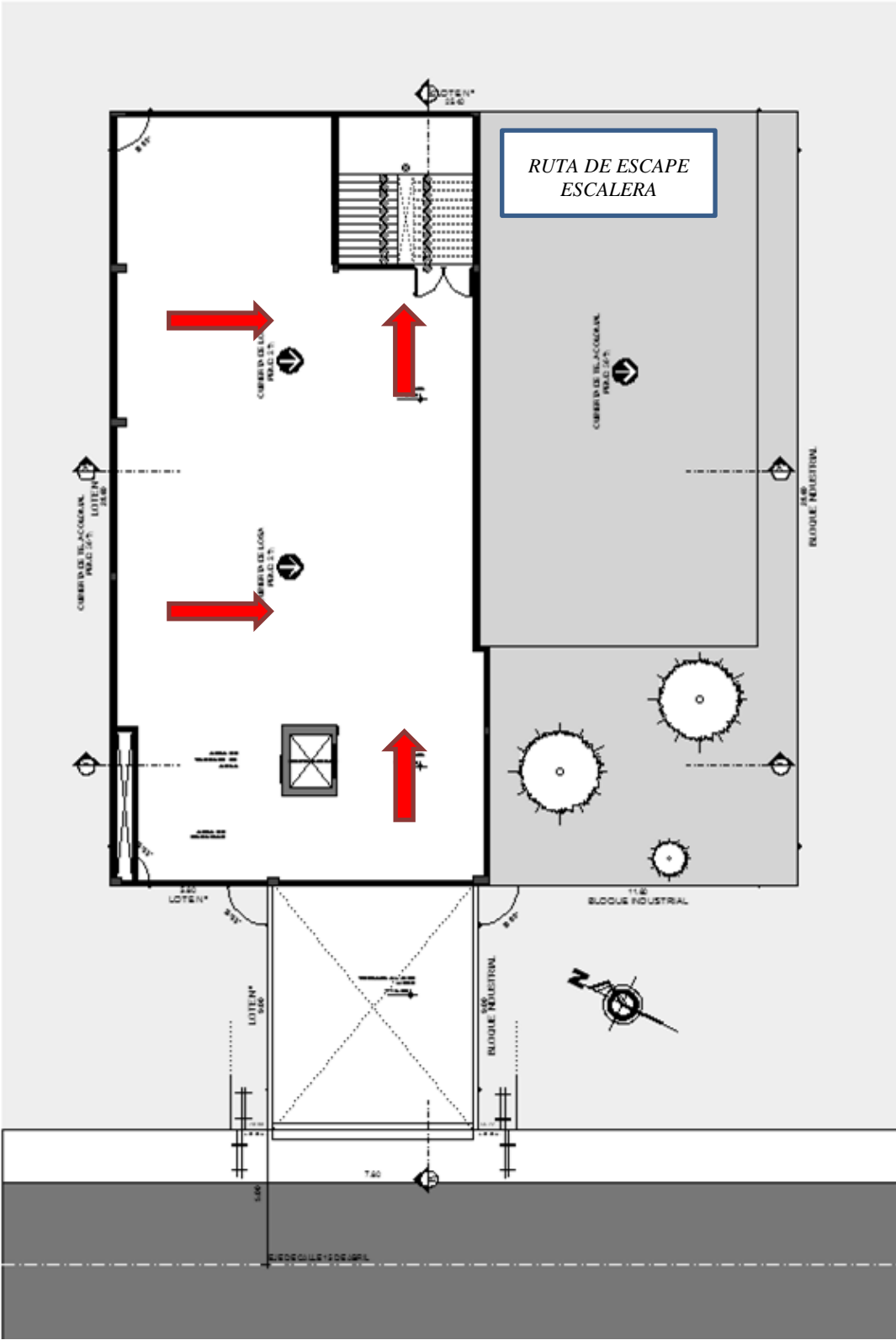


Ilustración 37; Señales de medio de escape, Dirección General de Protección Civil y Emergencias, Gobierno de España

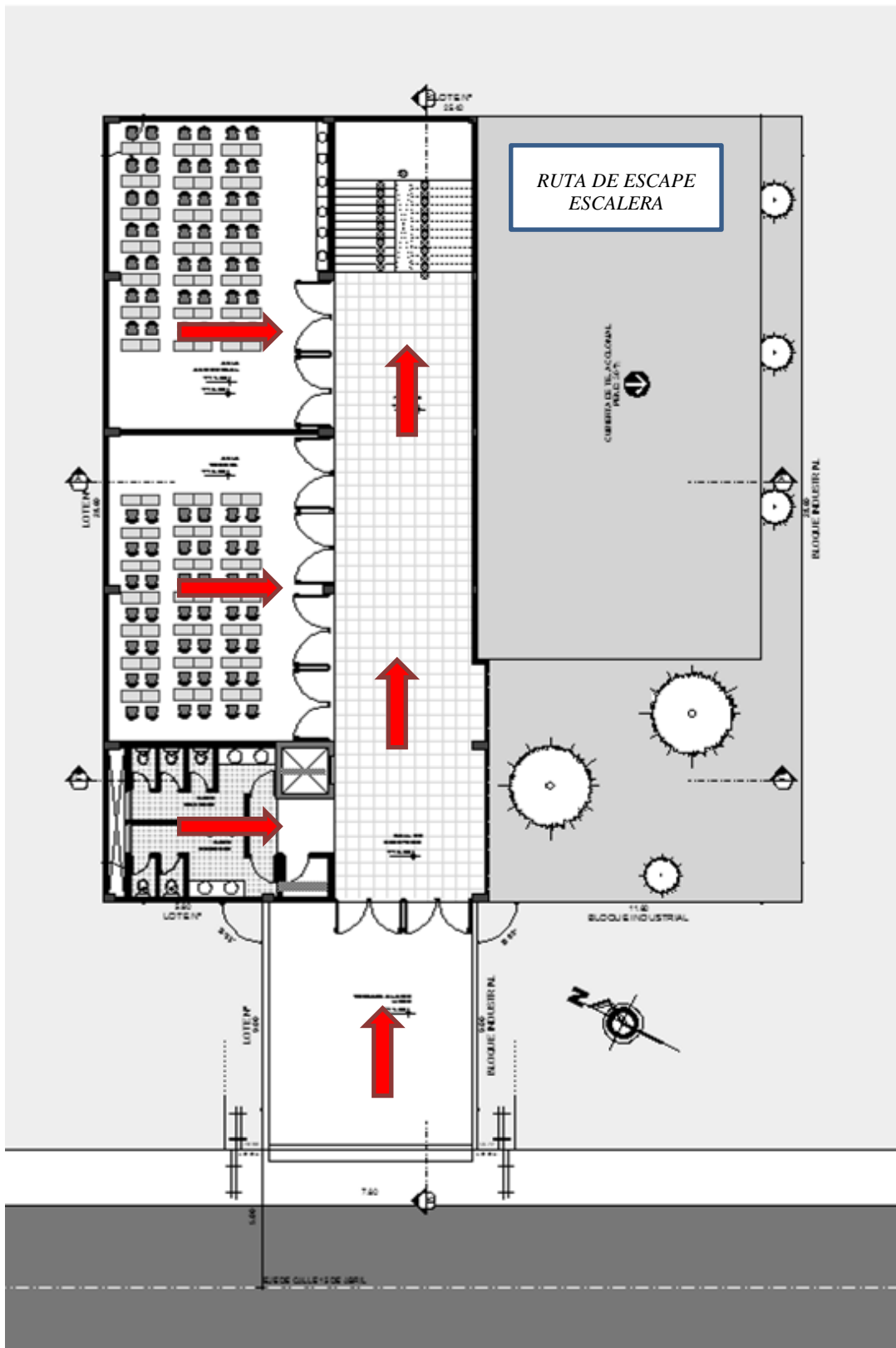
Plan de Evacuación:

A continuación se presenta un plan de evacuación en una posible situación de emergencia donde se indica con gráficos los puntos de reunión y rutas de escape.

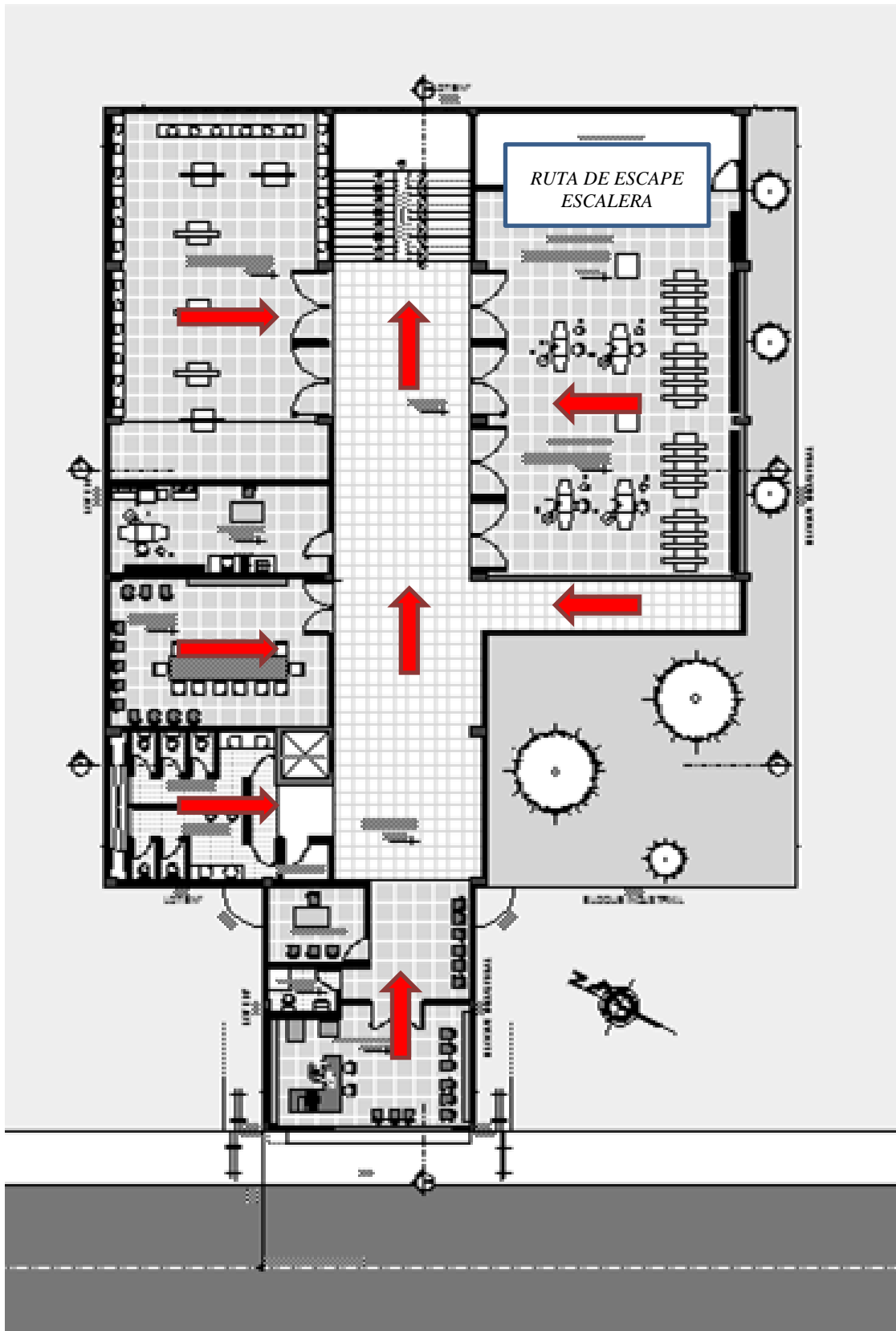
Nivel Cubierta:



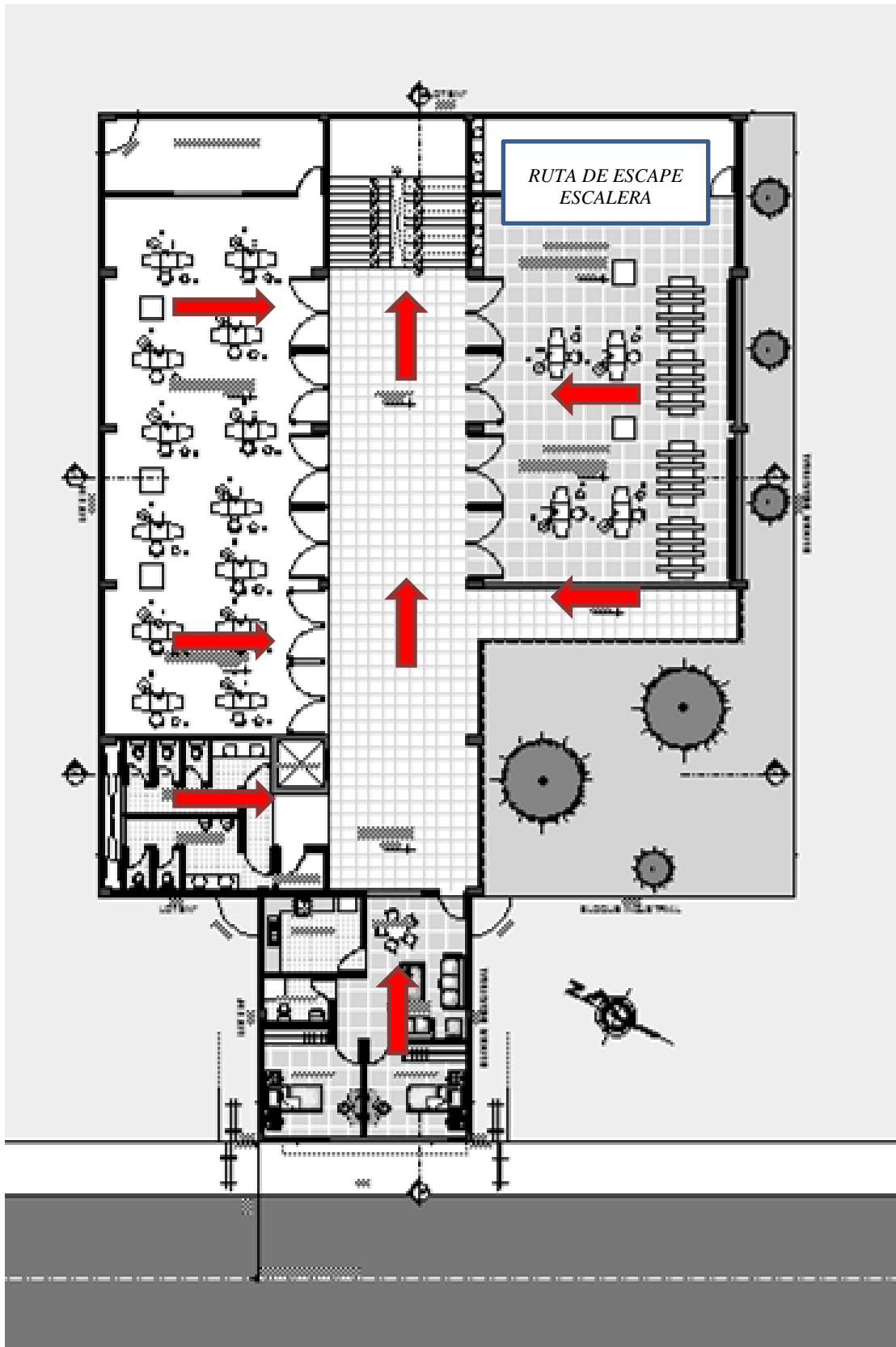
Nivel Tercer Piso:



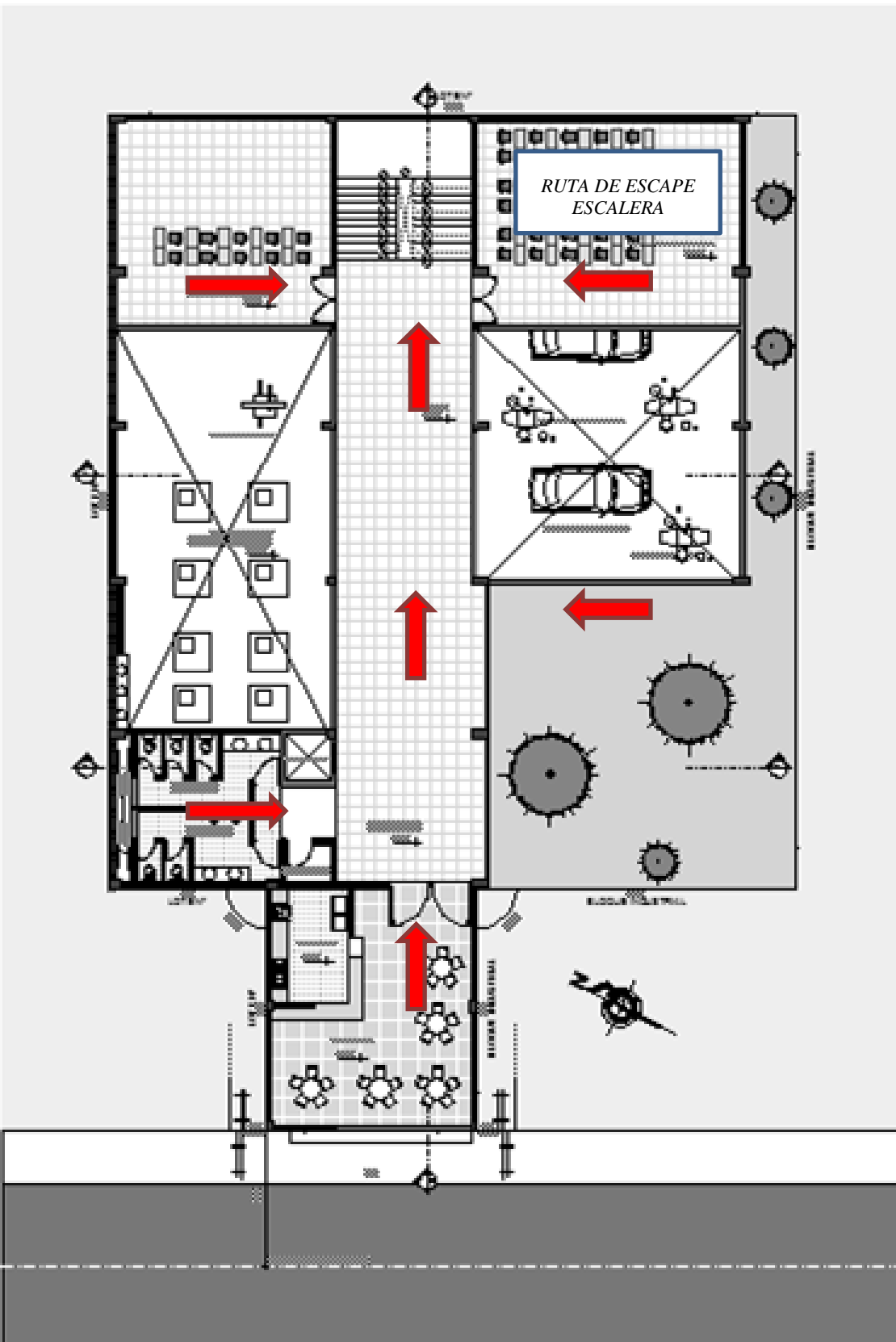
Nivel Segundo Piso:



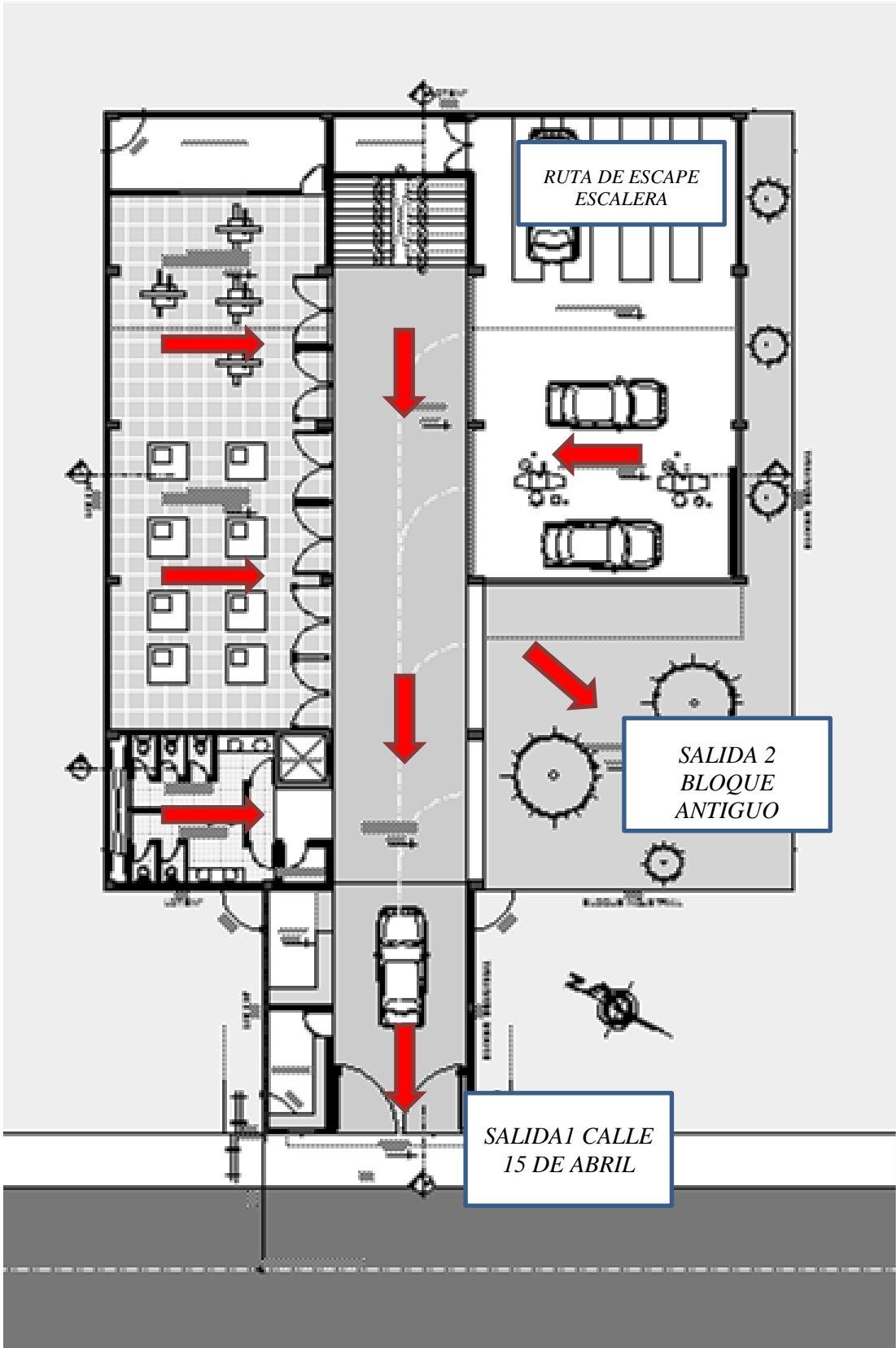
Nivel Primer Piso:



Nivel Mezanine:



Nivel Planta Baja:



CAPITULO N°5
APORTE ACADEMICO

1. APORTE ACADEMICO DEL ESTUDIANTE:

Como aporte académico se propuso un análisis técnico-económico entre dos sistemas estructurales distintos:

- *Sistema Estructural de Losas Planas*
- *Sistema Estructural Pórtico de Hormigón Armado*

El proyecto desde su concepción arquitectónica plantea ambientes con luces significativas en cuanto a magnitud, que van desde los 5 m hasta los 9.5 m.

En base a las implicaciones de la arquitectura se resuelve plantear estos dos tipos de sistemas estructurales, para calcular la estructura, y una vez realizado esto comparar las dos alternativas en lo que a costo económico se refiere.

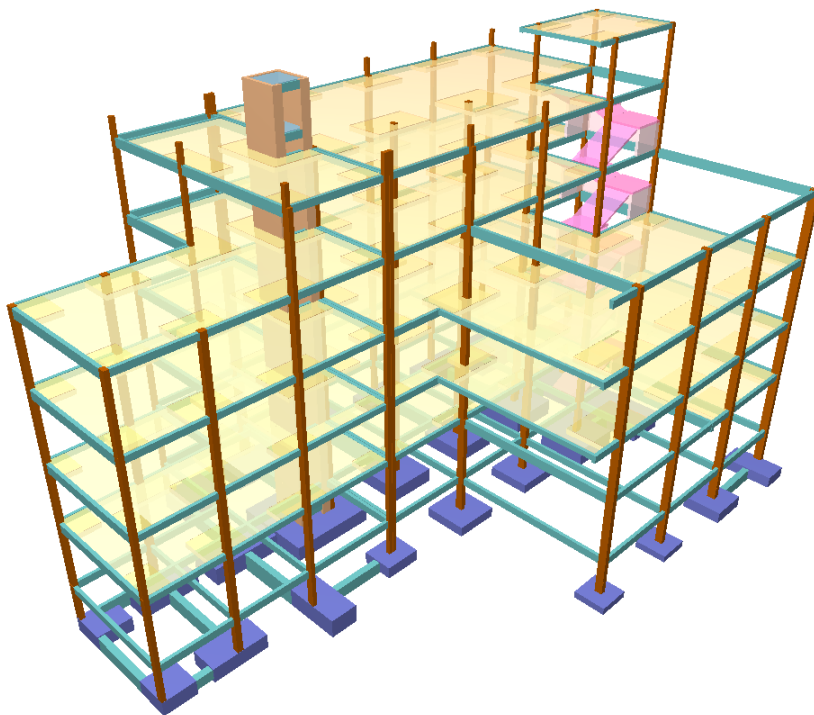
La alternativa de losas planas nos ofrece tener ambientes más amplios con luces entre pisos mayores, que pueden ser beneficiosas para el tema de ventilación e iluminación natural de los ambiente.

La alternativa de pórticos puede ser planteada generalmente a luces medias que no superen los 7 metros, sin embargo ofrecen mayor rigidez estructural que otros sistemas.

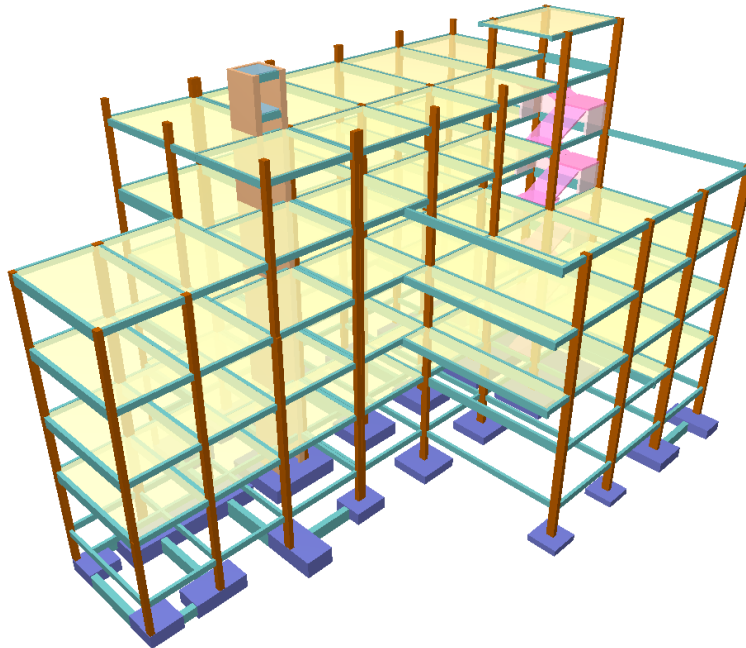
A continuación se muestran los sistemas estructurales planteados como solución a la estructura.

Las alternativas son las siguientes:

- *Sistema Estructural de Losas Planas*



- *Sistema Estructural Pórtico de Hormigon Armado*



Se dio lugar a las siguientes apreciaciones

El sistema de losas planas demostró brindar luces más grandes entre los niveles, permitiendo tener ambientes mas ventilados y con mayor iluminación natural.

El sistema de pórticos presenta dificultado en las luces de 9.5 m debido a las dimensiones necesarias de las vigas. Generando d igual manera incomodidades visuales en los techos de las losas.

Ademas se observa que en la alternativa de losas planas se obtienen mayores cantidades de acero pero se compensan en cuanto al precio debido a la disminución de volúmenes y disminución de pesos.

Los resultados de precios son los siguientes:

- *Sistema Estructural de Losas Planas*

Se tiene un costo de: 5090428,35 Bs.

- *Sistema Estructural Portico de Hormigon Armado*

Se tiene un costo de: 5118336,97 Bs

Conclusiones:

La alternativa de losas planas es un 0.548 % mas barata en comparación a la alternativa de pórticos.

Sin embargo no se tomó en cuenta para el análisis el tema de cronograma, preliminarmente se puede decir que la alternativa de pórticos puede resultar mas fácil de ejecutar debido a la facilidad de la colocación de los forjados de viguetas pretensadas.

La ventaja fundamental de la alternativa de losas planas radica en su funcionalidad debido a que entrega ambientes con cielos de losa planos sin vigas que visualmente pueden generar incomodidades

CONCLUSIONES:

Del presente proyecto “Diseño Estructural del Bloque II de Talleres Unidad Educativa Industrial San Luis” se llegó a las siguientes apreciaciones:

- *Con la implementación del proyecto “Diseño Estructural del Bloque II de Talleres Unidad Educativa Industrial San Luis” se mejora la calidad en la educación, brindando ambientes cómodos y aptos para la enseñanza.*
- *Con la construcción de proyecto se reducirá el hacinamiento de estudiantes en la unidad educativa.*
- *En la zona de emplazamiento de la estructura el suelo presenta una capacidad portante media, con una presencia de humedad que se deberá tener en cuenta al momento de construir.*
- *La alternativa de diseño que demuestra tener las mayores cualidades en cuanto a costo y funcionalidad es la de losas planas.*
- *El sistema estructural de losas planas presenta ventajas en cuanto a funcionalidad, pero no en cuanto a la rigidez de la estructura.*
- *El precio referencial del proyecto es de cinco millones noventa mil cuatrocientos veinte y ocho con 35/100 Bs, con un plazo de ejecución estimado de 386 días hábiles.*

RECOMENDACIONES:

Del presente proyecto “Diseño Estructural del Bloque II de Talleres Unidad Educativa Industrial San Luis” se llegó a las siguientes apreciaciones:

- *Verificar las características mecánicas del suelo de fundación, capacidad portante y tipo de suelo, mediante sondeos geotécnicos adicionales antes de la construcción, a fin de evidenciar los ensayos realizados en este proyecto.*
- *Realizar el control estricto de la obra a fin de garantizar su ejecución de acuerdo a lo especificado en este proyecto; planos arquitectónicos, planos estructurales, especificaciones técnicas, garantizando la calidad de los materiales y un correcto método constructivo.*
- *El diseño sanitario, redes de suministro de agua potable, gas y otras instalaciones que se vean pertinentes deberán adecuarse a las aberturas para ductos que se encuentran en el diseño presentado.*
- *Se deberán generar un plan de procedimientos y recomendaciones generales para el personal del centro educativo ante la presencia de amenaza o riesgo provocados por desastres naturales o inducidos por personas humanas, que se adecue a la infraestructura existente.*

