

CAPITULO I

1. ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

1.1. EL PROBLEMA

1.1.1. Antecedentes

Actualmente, la ciudad de Bermejo no cuenta con una nueva infraestructura de un centro policial en el que cuente espacio para la formación de los efectivos policiales. De acuerdo con esta observación, se puede deducir que la falta de esta infraestructura ha ocasionado el crecimiento de la inseguridad ciudadana de Bermejo.

La seguridad ciudadana no sólo es la principal preocupación de los tarijeños que habitan en la ciudad, sino también es sinónimo de un conjunto de medidas preventivas, de control y represivas contra el delito. Se entiende a la seguridad de la población a partir de hechos que el Código Penal tipifica como delitos, reduciendo una temática estratégica de la convivencia entre ciudadanos muy diversos, a la necesidad de prevenir, controlar y reprimir actos delictivos y contravenciones.

La ciudad de Bermejo como varias ciudades del departamento de Tarija y del país sufren el incremento de la inseguridad ciudadana, los problemas más frecuentes son los robos agravados en domicilios, asesinatos y sobre todo la trata y tráfico de personas, siendo que la ciudad Bermejo es frontera con la República Argentina.

1.1.2. Planteamiento

De acuerdo con las observaciones y datos preliminares se observa la necesidad de una infraestructura del centro policial debido al crecimiento de la inseguridad ciudadana de la ciudad de Bermejo.

Los probables orígenes del problema de crecimiento de la inseguridad ciudadana son:

- ✓ Crecimiento de la población de la ciudad de Bermejo.
- ✓ Espacio insuficiente para los nuevos efectivos policiales.
- ✓ Falta de educación ciudadana.
- ✓ Falta de oportunidades laborales.

De permanecer la situación actual, el crecimiento de la inseguridad ciudadana de la ciudad de Bermejo, se acrecentará y como resultado se tendrá una tardía y mala atención de ayuda a los ciudadanos, un incremento del índice de robos y delincuencia en la ciudad.

- ✓ Como posibles soluciones para la problemática se plantea:
- ✓ Alquiler de ambientes como estación policial.
- ✓ Capacitar a la población en seguridad ciudadana.
- ✓ Control policial permanente en el área de ingreso a la ciudad de Bermejo.
- ✓ Construcción de la Nueva Estación Policial.

1.1.3. Formulación

A través de la elaboración y la construcción del proyecto del Módulo II de la Estación Policial Integral Provincia Arce-Bermejo, se podrá sanear la problemática existente en la ciudad al generar ambientes idóneos para la formación técnica.

En base a las alternativas planteadas para sanear la problemática existente, se decide como la alternativa más apropiada la construcción del Módulo II de la Estación Policial Integral Provincia Arce – Bermejo, que garantice una solución viable para la problemática.

1.1.4. Sistematización

En base a la 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

El propósito del proyecto es realizar el “**DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MODULO II DE LA ESTACION POLICIAL INTEGRAL PROVINCIA ARCE – BERMEJO**”, el cual cuenta con ambientes adecuados para este fin, en el que se

contará con personal calificado y especializado en diferentes ramas, que satisfaga las necesidades de los ciudadanos del área beneficiada.

1.2.2. Objetivos Específicos

Como objetivos específicos se tienen los siguientes:

- ✓ Realizar el cálculo estructural aplicando parámetros de diseño y normas vigentes en nuestro país, con el uso de un paquete de diseño estructural, efectuando verificaciones manuales de diseño estructural.
- ✓ Elaborar los planos estructurales de losas, columnas, vigas y fundaciones.
- ✓ Realizar el diseño de la estructura metálica aplicando el método de diseño AISC-LRFD.
- ✓ Determinar el presupuesto general de la estructura, necesario para la materialización del proyecto.
- ✓ Elaborar las especificaciones técnicas para la construcción y el cronograma de ejecución de la obra.
- ✓ Realizar una comparación técnica entre dos tipos de losas, tomando en cuenta ciertos parámetros previos para proceder a la elección adecuada.

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, más 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 de los efectivos policiales con la Estación Policial Integral, brindando a los habitantes de la ciudad de Bermejo y plantel administrativo ambientes cómodos, amplios y apropiados para el desarrollo de sus actividades, reduciendo en gran manera los posibles problemas de inseguridad.

Este proyecto cuenta con el respaldo de las autoridades de la Gobernación de la ciudad de Bermejo, ya que su elaboración atenuaría los problemas de deficiencia en la infraestructura existente en la ciudad, que son las prioridades para sus autoridades.

1.4. ALCANCE DEL PROYECTO

En base a la información preliminar que sustenta 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 incorporan 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 es 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 sollicitaciones

- ✓ 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.
- ✓ Cálculos 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 consideran las instalaciones eléctricas, instalaciones de agua potable fría-caliente, instalaciones sanitarias y desagüe pluvial, puesto que solo se profundiza el análisis y diseño estructural en el proyecto.

1.5. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ÁREA DEL PROYECTO

1.5.1. Aspectos Físicos

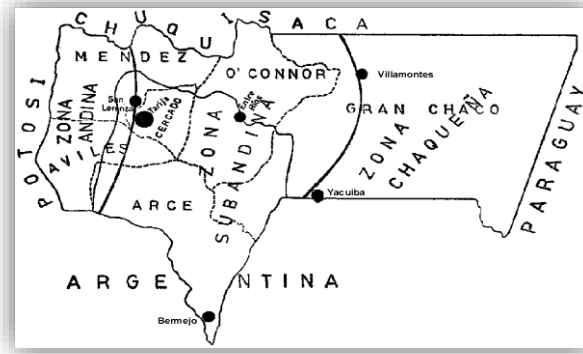
1.5.1.1. Ubicación geográfica

Bermejo es una ciudad y municipio en el extremo sur de Bolivia, ubicada en el departamento de Tarija. Su nombre original es Pozo del Bermejo.

Pertenece a la provincia de Aniceto Arce del departamento de Tarija, la misma que se encuentra ubicada en el extremo sur del departamento, entre las coordenadas geográficas 22° 35' 24" y 22° 52' 09" de Latitud Sur y 64° 26' 30" y 64° 14' 55" de Longitud Oeste (22°35'24"S 64°14'55"O).

Los límites del Municipio de Bermejo son los siguientes: al norte, con la serranía de San Telmo y la comunidad Colonia Ismael Montes (San Telmo Río Tarija), al sur con el río Bermejo y la República Argentina, al este con el río Grande de Tarija y la República de Argentina, y al oeste con la comunidad de San Telmo, el río Bermejo y la República Argentina.

Ilustración 1: Ubicación Geográfica del Proyecto.

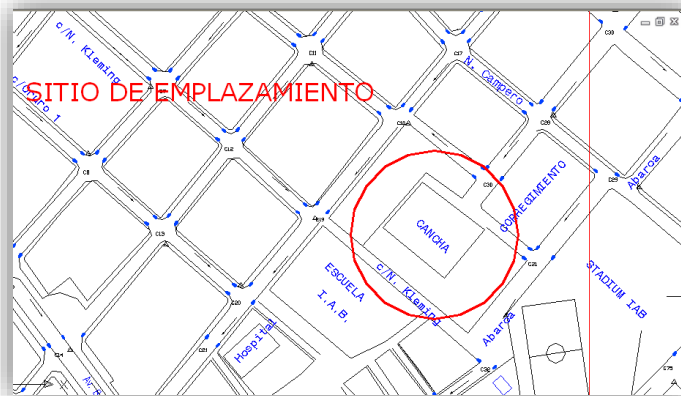


Fuente: Elaboración Propia.

1.5.1.2. Localización

La ubicación de emplazamiento de la estructura de la Estación Policial Integral Provincia Arce-Bermejo ubicada en las calles Kleming y Abaroa.

Ilustración 2: Ubicación en la Ciudad del Proyecto.



Fuente: Elaboración Propia.

1.5.2. Aspectos Demográficos

1.5.2.1. Población actual

Por su ubicación geográfica, Bermejo se cataloga como ciudad de frontera, caracterizada por un dinámico crecimiento, pero también por una fuerte inestabilidad del mismo. Cuenta con un alto porcentaje de población flotante. Según el "Censo 2001", tiene 34.937 hab., de los que 16.956 son mujeres y 17.981 son varones. Se tiene proyectado en la gestión 2005, un total de 37.300 habitantes, de los que 17.993 serían mujeres y 19.307 varones (Fuente INE). No se dispone de datos de población con discapacidad.

1.5.3. Aspectos Económicos

1.5.3.1. Actividades económicas

La mayor parte de la población ocupada se encuentra en el sector agropecuario (23%), seguido de los trabajadores de los servicios y vendedores del comercio (22%). Los trabajadores no calificados son el 17% y los de la industria extractiva, construcción y manufactura el 16%.

1.5.4. Aspectos Sociales y Culturales

Bermejo, frontera con la República Argentina, se encuentra a 208 km de la ciudad de Tarija. Esta región se caracteriza por su vegetación, lugar ideal para la caza y la pesca. Entre sus atractivos turísticos están: "el Chorro" o "Quebrada del Nueve", "El Cajón", atractivo lugar de pesca, con variedades de peces como el róbalo, surubí, dorado (aproximadamente de 12 kilos) y otros característicos de la zona.

A quienes les gusta el turismo de aventura tienen en "El Cajón" el mejor lugar para la pesca deportiva. El Cajón, a 70 km de Bermejo, es uno de los lugares de mayor atracción del Triángulo del Sur, donde anualmente se efectúa un concurso internacional de pesca; tan sólo se necesita un motorizado 4x4, ya que el camino hasta "El Cajón" no es transitado diariamente, no obstante los organizadores comparten un camión para todos los pescadores, que sale de la plaza principal, en la madrugada del día de la competencia. Es un lugar muy visitado por gente del interior y del vecino país

Argentina. Todos los años se realiza la "Regata Internacional del Bermejo", el "Festival Internacional del Lapacho" y la gran entrada Folclórica en devoción al patrono San Santiago.

El árbol llamado lapacho con sus flores de colores rosado, amarillo y blanco, constituyen la identidad vegetal de la región.

En la localidad se destaca el Jardín Botánico.

1.5.5. Servicios Básicos Existentes

1.5.5.1. Agua potable

En el área urbana un 90% de la población cuenta con conexión a la red de agua potable de la población y el restante 10% obtiene el agua de norias, pozos u otras fuentes. Mientras que en área rural sólo cerca del 30% de la población se provee a través de la red de agua potable de la comunidad, siendo que la mayor cantidad de población (70%) obtiene el agua de norias, pozos, quebradas, vertientes o ríos.

Debiendo indicarse que en este sector de la cobertura del sistema de agua potable es muy bajo, ya que sólo se dispone de este servicio en siete comunidades.

1.5.5.2. Alcantarillado

Sólo en el área urbana se dispone de una red de alcantarillado sanitario, la cual sólo un 55% de la población está conectado, por lo cual el resto de la población utiliza letrinas con pozos sépticos o cámaras, mientras que en el área rural, al no existir sistemas de alcantarillado la población, realizan la eliminación de excretas a campo abierto, siendo un bajo porcentaje (aproximadamente 20%) los que disponen letrinas.

1.5.5.3. Electricidad

El servicio de energía eléctrica en el área urbana es generado, distribuido y comercializado por la empresa SETAR, teniendo ya cobertura de aproximadamente un 85% de las viviendas urbanas, mientras que en área rural la cobertura es baja ya que solo un 15% de la población utiliza energía eléctrica en la vivienda.

1.5.5.4. Manejo de residuos sólidos

Para el área urbana el gobierno municipal a través de la unidad de aseo urbano, realiza la recolección de los residuos sólidos producidos en los domiciliarios, áreas comerciales y vías públicas, los cuales son transportados y depositados en el relleno sanitario ubicado a 5Km del centro urbano.

CAPITULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1. GENERALIDADES

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

2.2. 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 3: Ensayo de SPT.



Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 4: Ensayo de SPT.
Fuente: Elaboracion 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 ubican de inmediato los valores de la capacidad admisible.

2.3. TOPOGRAFÍA

El levantamiento topográfico del proyecto “Diseño Estructural del Módulo II de la Estación Policial integral Provincia Arce-Bermejo”, fue proporcionado por la Secretaria Departamental de Obras Públicas de la Gobernación de Bermejo.

2.4. DISEÑO ARQUITECTÓNICO

El diseño arquitectónico del proyecto “Diseño Estructural del Módulo II de la Estación Policial integral Provincia Arce-Bermejo”, fue proporcionado por la Secretaria Departamental de Obras Públicas de la Gobernación de Bermejo.

2.5. MATERIALES

2.5.1. 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.

2.5.1.1. 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; ésta se convierte en cemento cuando se le agrega yeso, éste le da la propiedad a esta mezcla para que pueda fraguar y endurecerse.

2.5.1.2. Áridos

Como áridos para la confección de hormigones pueden emplearse arenas y gravas naturales o procedentes de machaqueo, que reúnan en igual o superior grado las características de resistencia y durabilidad que se le exijan al hormigón.

2.5.1.3. Agua

El agua de amasado juega un doble papel en el hormigón. Por un lado, participa en las reacciones de hidratación del cemento; por otro, confiere al hormigón la trabajabilidad necesaria para una correcta puesta en obra.

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.

2.5.2. 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

2.5.2.1. Propiedades del hormigón

2.5.2.2. 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:

Tabla 1: Hormigones según su resistencia en Mpa.

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

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

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

2.5.2.3. 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 coqueras. 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.

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:

Tabla 2: Asentamientos Admisibles.

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

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

2.5.3. Aceros

2.5.3.1. 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.

2.5.3.2. Características geométricas

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

Tabla 3: Diámetro y Áreas de Barras Corrugadas.

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

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

2.5.3.3. 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:

Tabla 4: Tipos de Acero.

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

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

2.5.4. 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: el de asegurar el anclaje de las barras y el de transmitir las tensiones tangenciales periféricas que aparecen en la armadura principal como consecuencia de las variaciones de su tensión longitudinal.

2.6. Armaduras

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

Las armaduras longitudinales tienen por objeto, bien absorber los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o a tracción directa o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón. Las armaduras transversales se disponen para absorber las tensiones de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsores), para zunchar las zonas de hormigón comprimido y para asegurar la necesaria ligadura entre armaduras principales, de forma que se impida su pandeo y la formación de fisuras localizadas.

2.6.1. 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.

Un anclaje adecuado es fundamental para el buen comportamiento frente a rotura de los elementos de hormigón armado, ya que de él depende que las barras puedan trabajar a la tensión necesaria.

2.6.2. 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. Siempre que sea posible, deben evitarse los empalmes de las armaduras; de ser necesarios, conviene que queden alejados de las zonas en que las armaduras trabajen a su máxima carga, También conviene alejar entre si los empalmes de las distintas barras de una misma armadura, de modo que sus centros queden separados, en la dirección de las barras, un mínimo de l_b .

2.6.3. 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

2.6.4. Distancia entre Barras

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

2.6.5. Distancia de 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.

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

Tabla 5: Recubrimientos Mínimos.

Elementos	Recubrimiento
Para losas y paredes en el interior de los edificios	1.50 cm
Para losas y paredes al aire libre	1.50 cm
Para vigas y pilares en el interior de edificios	1.50 cm
Para vigas y pilares al aire libre	2.00 cm
Para piezas en contacto con el suelo	3.00 cm
Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo	4.00 cm

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

2.6.6. 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.

2.7. 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:

Tabla 6: Coeficientes de Minoración.

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+0.05
		Normal	0
		Intenso	-0.05
hormigón	$\gamma_s = 1.5$	Reducido	+0.20
		Normal	0
		Intenso	-0.10

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

2.8. 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:

Tabla 7: Coeficientes de Mayoración.

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

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

2.9. ACCIONES

2.9.1. 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 adoptan las siguientes masas específicas:

- ✓ Hormigón sin armar 23 KN/m³
- ✓ Hormigón armado con cuantías normales 21 KN/m³

2.9.2. 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 se seguirá 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.

Tabla 8: Cargas Permanentes.

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
		21
	Argamasa de arena y cemento	12.50
	Argamasa de yeso	23
	Hormigón simple	25
diversos	Hormigón armado	
	Alquitrán	12
	Vidrio plano	26

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

Tabla 9: Cargas Permanentes.

Uso del elemento	Sobrecarga Kg/m ²
B. Viviendas	
Habitaciones de viviendas económicas	150
Habitaciones en otro caso	200
Escaleras y accesos públicos	300
Balcones volados	Según art. 3,5
D. Oficinas y comercios	
Locales privados	200
Oficinas públicas, tiendas	300
Galerías comerciales, escaleras y accesos	400
Uso del elemento	Sobrecarga Kg/m²
Locales de almacén	Según su uso
Balcones volados	Según art. 3,5
E. Edificios docentes	
Aulas, despachos y comedores	300
Escaleras y accesos	400
Balcones volados	Según art. 3,5
F. Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos	
Locales con asientos fijos	300
Locales sin asientos, tribunas, escaleras	500
Balcones volados	Según art. 3,5
G. Calzadas y garajes	
Sólo automóviles de turismo	400
Camiones	1000

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

2.9.3. 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/m²) 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 toman los siguientes valores que se indican a continuación:

P =Presión dinámica del viento (kg/m²).

W =Sobrecarga unitaria del viento (kg/m²).

2.9.4. Presión Dinámica 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/m²)

2.10. HIPÓTESIS 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:

$$HIPÓTESIS I \quad G + Q$$

$$HIPÓTESIS II \quad 0.90(G + Q) + 0.90 * W$$

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 la 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.

Tabla 10: Cargas Permanentes.

Materiales		Peso específico kn/m ³
Rocas	Mármol y calcáreo	28
Bloques artificiales	Bloques de mortero	22
	Loetas cerámicas	18
	Ladrillos con huecos	13
	Ladrillos macizos	18
	Teja colonial	0.50
Revoques y hormigones	Argamasa de cal arena y cemento	19
		21
	Argamasa de arena y cemento	12.50
	Argamasa de yeso	23
	Hormigón simple	25
diversos	Hormigón armado	25
	Alquitrán	12
	Vidrio plano	26

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

Tabla 11: Cargas Permanentes.

Uso del elemento		Sobrecarga Kg/m ²
B.	Viviendas	
	Habitaciones de viviendas económicas	150
	Habitaciones en otro caso	200
	Escaleras y accesos públicos	300
	Balcones volados	Según art. 3,5
D.	Oficinas y comercios	
	Locales privados	200
	Oficinas públicas, tiendas	300
	Galerías comerciales, escaleras y accesos	400
Uso del elemento		Sobrecarga Kg/m ²
	Locales de almacén	Según su uso
	Balcones volados	Según art. 3,5
E.	Edificios docentes	
	Aulas, despachos y comedores	300
	Escaleras y accesos	400
	Balcones volados	Según art. 3,5
F.	Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos	
	Locales con asientos fijos	300
	Locales sin asientos, tribunas, escaleras	500
	Balcones volados	Según art. 3,5
G.	Calzadas y garajes	
	Sólo automóviles de turismo	400
	Camiones	1000

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

2.11. 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.

2.11.1. Elementos Estructurales

2.11.1.1. 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.

2.11.1.1.1. 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.

2.11.1.1.2. 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:

- Cubiertas de poca pendiente cuya inclinación no pasa de 5°.
- Cubiertas de pendiente media que pasan de 5° hasta 40°.
- Cubiertas de pendiente fuerte que pasan de 40°.

2.11.1.1.3. Cargas de Viento

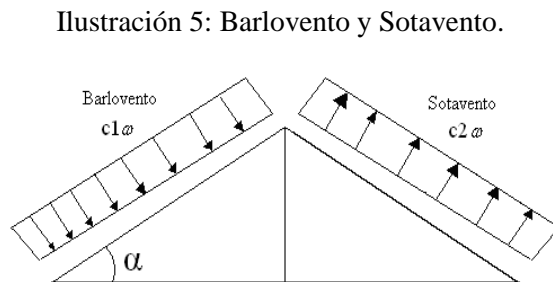
En el caso de cubiertas se debe tomar en cuenta la influencia del viento para lo cual se necesita un estudio detallado del sotavento y el barlovento, el cual se resume en la carga dinámica de viento dada por:

Dónde:

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

ω = Carga dinámica de viento kg/m²

V = velocidad del viento m/s.



Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 12: Coeficientes de Viento.

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
Valores intermedios pueden interpolarse linealmente		

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

2.11.1.1.4. Cubierta Metálica

✓ Combinaciones de carga

La norma LRFD nos muestra las siguientes combinaciones:

$U = 1,4 D$	(Ec. A4-1 del LRFD)
$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$	(Ec. A4-2 del LRFD)
$U = 1,2 D + 1,6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (1,0 L \text{ o } 0,8 W)$	(Ec. A4-3 del LRFD)
$U = 1,2 D + 1,0E + (1,0 L \text{ o } 0,2 S)$	(Ec. A4-5 del LRFD)
$U = 1,2D + 1,3W + 1,0 L + 0,5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$	(Ec. A4-4 des LRFD)
$U = 0,9 D \pm (1,3 W \text{ o } 1,0 E)$	(Ec. 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

Tabla 13: Coeficientes de Viento.

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

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

✓ **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.

✓ **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

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

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 $M_p \leq 1,5M_y$, no es necesario para perfiles I y H flexionados respecto al eje fuerte.

✓ **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:

$$\Sigma \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

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

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

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

La limitación de la esbeltez será satisfecha si:

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

Siendo:

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

N_d = 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

Área crítica:

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

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

✓ 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:

$$f_a = \frac{N_d}{A} \leq F_a = F_{c_{crit}} * \phi \quad \therefore \phi = 0,85$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 200$$

Dónde:

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

N_d = 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”.

2.11.1.2. 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.

2.11.1.3. 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.

✓ Diseño a flexión simple

Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_s que se obtiene del cuadro 7.

$$M_d = \gamma_s * M$$

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}

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

Si el momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, la pieza no necesita armadura de compresión, 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:

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

w = Cuantía mecánica de la armadura

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

As = 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 $\rightarrow \mu_{lim} \leq \mu_d$ 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

$$\begin{aligned} \int &= r / d \\ w_{s2} &= \frac{\mu_d - \mu_{dlim}}{1 - \int} \\ w_{s1} &= w_{lim} + w_{s2} \end{aligned}$$

Donde:

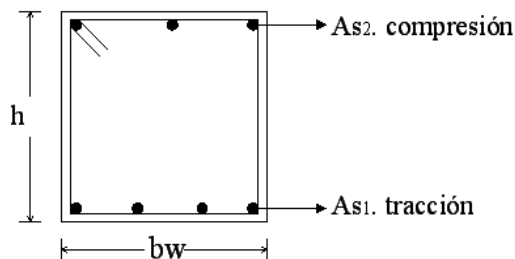
w_{lim} = Este valor se obtiene del cuadro Nº 3.15.

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

$$\begin{aligned} A_{s2} &= \frac{w_{s2} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} \\ A_{s1} &= \frac{w_{s1} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} \end{aligned}$$

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 As1 como para As2.

Tabla 14: Valores Límites.

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

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

Tabla 15: Tabla universal de flexión simple.

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	

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

✓ 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.

$$V_{cu} \geq V_d$$

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

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

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.

$$V_d > V_{cu}$$

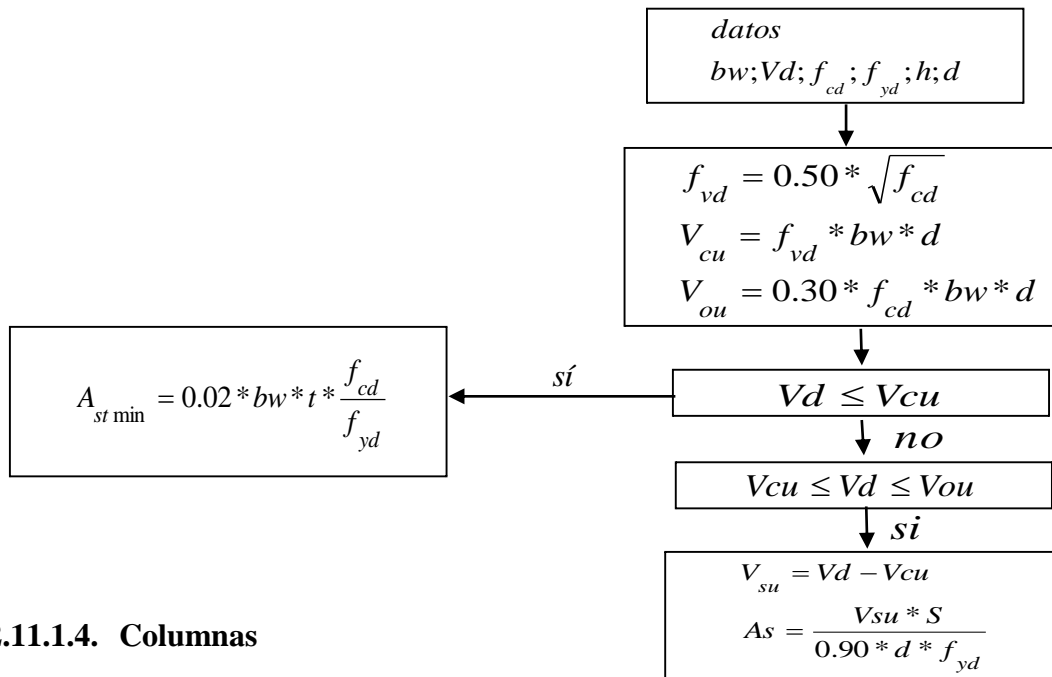
$$V_d = V_{cu} + V_{su} \rightarrow V_{su} = V_d - V_{cu}$$

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.

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

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.



2.11.1.4. 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.

✓ **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.

✓ **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.

✓ **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.

✓ **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.

✓ **Armadura transversal**

La misión de los estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar asimismo 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.

✓ **Pandeo de piezas comprimidas de hormigón armado**

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”.

✓ **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.

Tabla 16: Coeficiente de pandeo.

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

Fuente: 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.

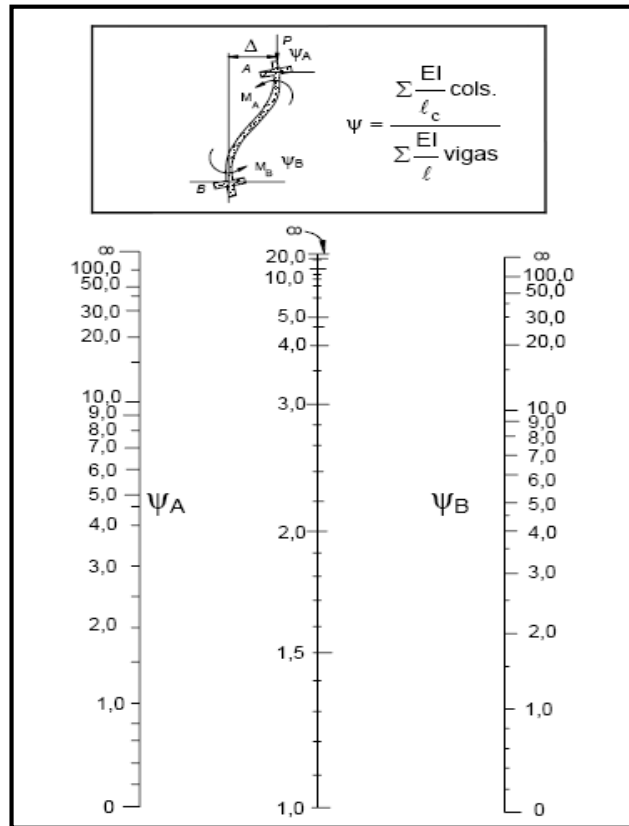
Jiménez Montoya nos dice” la longitud de pandeo de soportes pertenecientes a pórticos depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de los monogramas que se indica en esta parte, _siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico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

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

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

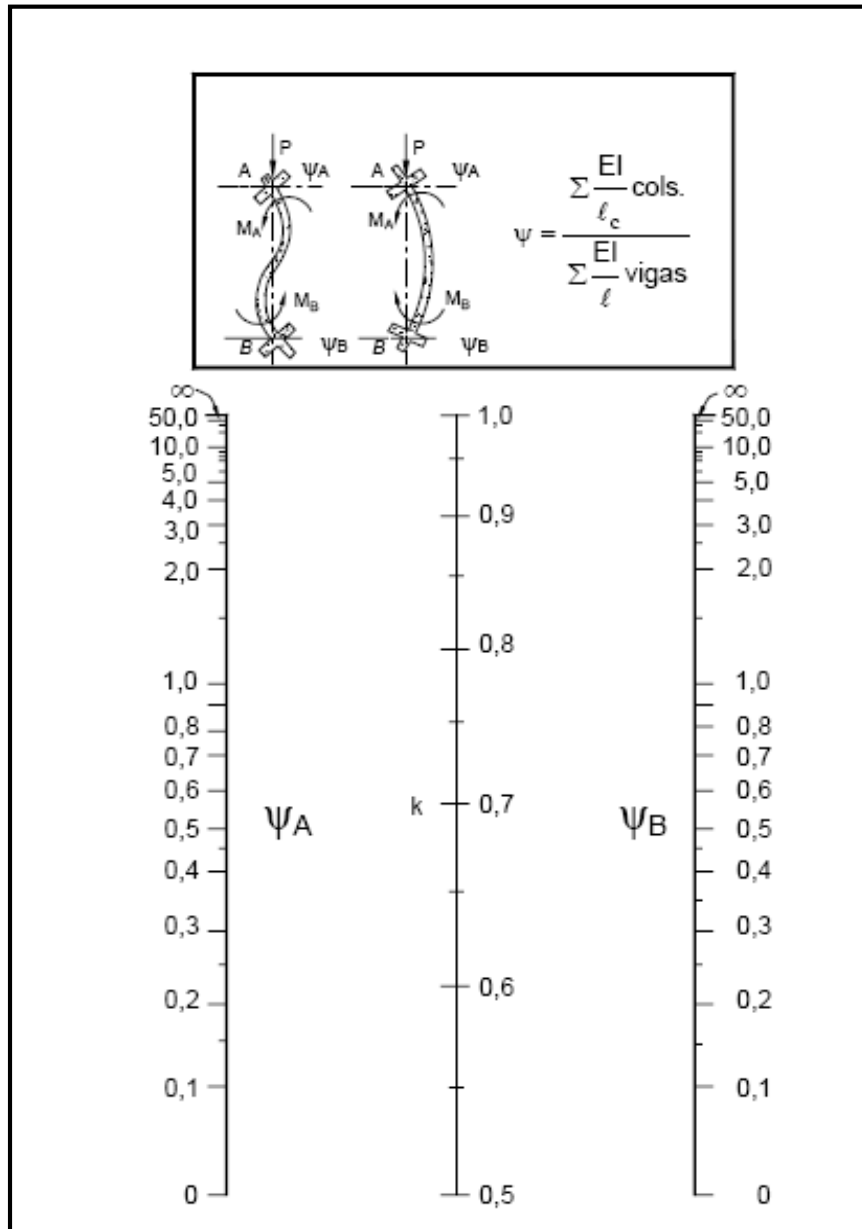
$$\psi_A = \frac{\sum (EI \div l) \text{ de todos los pilares}}{\sum (EI \div l) \text{ de todas las vigas}}; \text{ (igual para } \psi_B \text{)}$$

Ilustración 6: Pórticos Traslacionales.



Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

Ilustración 7: Pórticos intraslacionales.



Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

✓ **Esbeltez geométrica y mecánica**

Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación $\lambda_g = \ell_o/h$ entre la longitud de pandeo y la dimensión h de la sección en el plano de pandeo, y la esbeltez mecánica a la relación $\lambda = \ell_o/i_c$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro

i_c , de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que $i_c = \sqrt{I/A}$, siendo I y A respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón.

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 $10 \leq \lambda_o < 29$), puede aplicarse el método aproximado.
- ✓ Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda_o < 58$), 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 $\lambda_o > 58$).
- ✓ **Flexión esviada**

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

- ✓ En aquellas secciones que, por su forma, no presentan un plano de simetría, como las 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.
- ✓ **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.

- ✓ **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=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 .

✓ **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.

$$\lambda = \frac{l_o}{\sqrt{\frac{I}{A}}} \leq 35 \quad \text{Esbeltez mecánica}$$

$$\lambda = \frac{l_o}{h} \leq 10 \quad \text{Esbeltez geométrica}$$

$$l_o = k \cdot l$$

} La pieza puede considerarse corta

l_o : Longitud de pandeo

k : Coeficiente de pandeo

i : Radio de giro

✓ **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.

2.11.1.5. 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:

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

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 %, 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.

Axil reducido.

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

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

De los ábacos en rosetas (ANEXO) $\rightarrow w$

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

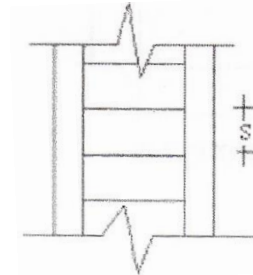
La armadura mínima es: $A_{smin} = 0,008 \cdot A_c$

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:

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

✓ Escaleras

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.

✓ 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

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

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

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

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

$$q_u = pp + Acab + sc$$

Donde:

q_u= 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:

A_s = Área de armadura positiva

$f'c$ = Resistencia característica del hormigón a los 28 días (kg/cm²)

f_y = Limite de fluencia del acero(kg/cm²)

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

$$(-)A_s = \frac{(+)A_s}{2}$$
$$A_{s \min} = 0,0018 \cdot b \cdot d$$
$$A_{s \min} < (-)A_s$$

Refuerzo transversal por temperatura

$$A_{st} = 0.0018 \cdot b \cdot t$$

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

Donde:

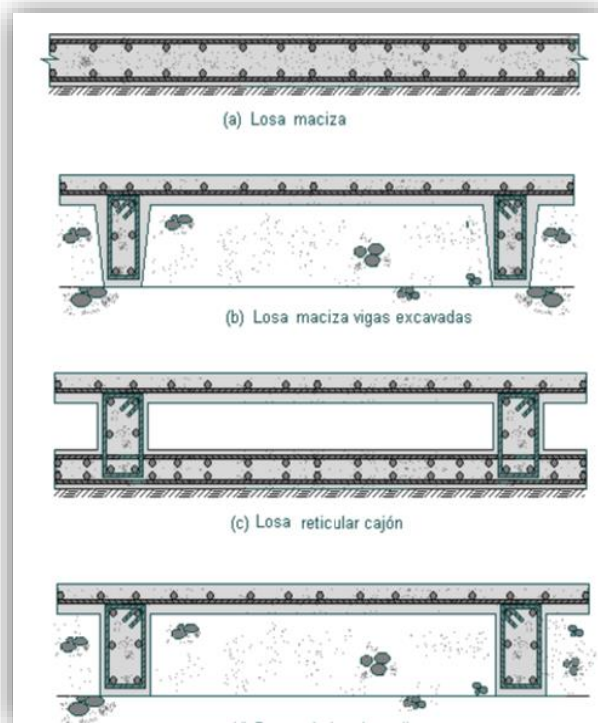
A_{st} = Área de armadura transversal

A_{ϕ} = Área de la barra de hierro

2.11.1.6. Fundaciones

2.11.1.6.1. Losa de cimentación

Una losa de cimentación se define como una estructura que puede soportar varias columnas o muros al mismo tiempo. Generalmente se recomienda que cuando la superficie de cimentación mediante zapatas aisladas supere el cincuenta por ciento de la planta de la construcción, se estudie el posible interés de una cimentación por placa.



Es obvio lo relativo de una regla simplificada de este tipo, establecida con independencia de la presión de cimentación y de las luces entre pilares.

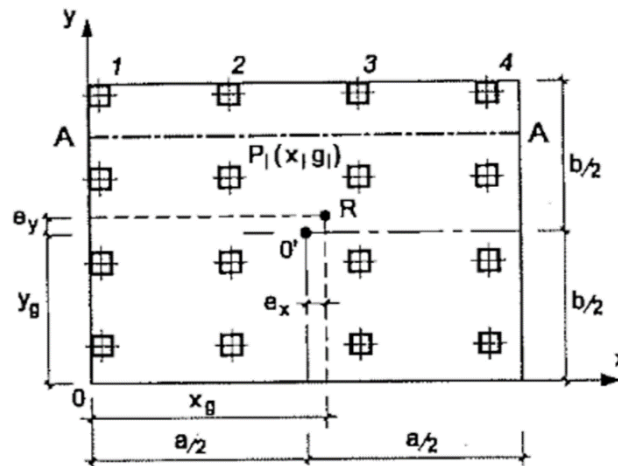
Las losas de cimentación pueden ser diseñadas y construidas de diferentes formas, las cuales se explican a continuación según la figura.

Losa maciza; normalmente requieren refuerzo en dos capas y n mayor volumen de hormigón e incluso de refuerzo. Con este sistema es posible aprovechar las losas de piso como sistema de cimentación. Este sistema es el más fácil y rápido de construir.

- ✓ Losa con vigas excavadas: Es un sistema de losa aligerada en el que las vigas colgadas se excavan dentro del suelo para usarlo como formaleta. Debido a que dispone de una sección más alta para las vigas se puede conseguir una mayor rigidez y economía en los materiales que el que se obtendría con las losas macizas.
- ✓ Losa reticular en cajón: Se realiza construyendo una losa inferior apoyada sobre el suelo la cual tienen embebidos los vástagos para el armado de las vigas que forman la retícula, las cuales se construyen en un segundo vaciado con su respectiva formaleta. Se puede colocar una formaleta provisional o perdida para la losa superior que se realiza en un tercer vaciado. Este sistema puede resultar más económico para luces grandes, además de ofrecer la posibilidad de hacer una compensación total o parcial de la carga del edificio descontando el suelo excavado.
- ✓ Losa vaciada sobre lleno: Puesto que con mucha frecuencia se debe construir la losa sobre materiales de lleno, se puede hacer el vaciado de las vigas con formaleta y posteriormente hacer un segundo lleno que sirva como formaleta para el vaciado de la losa.

En cualquier caso, la distribución tensiones es conocida. De acuerdo con la figura, si llamamos N_i , al esfuerzo del axil del pilar i y x , y las coordenadas de su eje en planta, y siendo M_{xi} , M_{yi} , los momentos en las direcciones x e y , de dicho punto se tiene:

Ilustración 8: Losa de Cimentación.



Fuente: Elaboración propia.

$$x_g = \frac{\sum N_i x_i + \sum M_{xi}}{\sum N_i}$$

$$y_g = \frac{\sum N_i y_i + \sum M_{yi}}{\sum N_i}$$

Donde x_g, y_g son las coordenadas de la resultante. $R = \sum N_i$

Equivalente al sistema (N_i, M_{xi}, M_{yi}).

Conocido el valor y la posición de R , la distribución de tensiones viene dada por la aplicación de la fórmula:

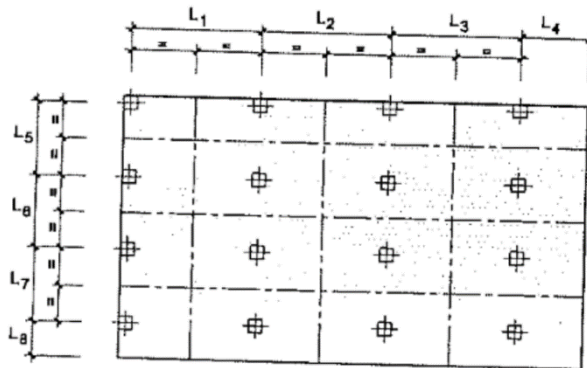
$$\sigma_t = \frac{R}{ab} + \frac{12Re_x(x - x_g)}{ba^3} + \frac{12Re_y(y - y_g)}{ab^3}$$

Donde σ_t es la tensión correspondiente al punto de coordenadas x e y , siendo e_x, e_y las excentricidades de R respecto al centro O de la placa.

Con las tensiones σ_t puede procederse al cálculo de los esfuerzos y si se trata de considerar las tensiones sobre el suelo, hay que considerar los valores σ_t resultantes de añadirá las tensiones debidas al peso propio de la placa. En todo caso los valores $\frac{e_x}{a}, \frac{e_y}{b}$ deben ser pequeños, pues de otra manera las presiones y los asientos serán muy

distintos de unas zonas a otras de la placa. Un procedimiento aproximado es considerar un emparrillado de vigas virtuales tal como se indica en la siguiente figura. El emparrillado, al estar constituido por vigas rígidas, se calcula de acuerdo al método de vigas virtuales. La presión ot bajo cada pilar se toma igual a la semisuma de las obtenidas para las dos vigas que se cruzan en él.

Ilustración 9: Método Vigas Virtuales.



Fuente: Elaboración propia.

Recomendaciones

- ✓ Bajo la placa deben disponerse siempre 100mm de hormigón de limpieza y las armaduras deben apoyarse sobre separadores. La excavación de los 200mm inferiores de terreno no debe ser hecha hasta inmediatamente antes de verter el hormigón de limpieza. Esta recomendación especialmente importante en suelos cohesivos.
- ✓ Salvo grandes placas conviene disponer canto constante. Si se adopta canto variable, debe disponerse junto a los paramentos del pilar unas zonas horizontales de al menos 150mm de ancho para montar los encofrados del pilar.
- ✓ El canto mínimo en el borde será de 250mm.
- ✓ La separación máxima de armadura no será superior a 300mm ni inferior a 100mm. Si es necesario, se agrupan por parejas en contacto.

- ✓ EHE recomienda no emplear diámetros inferiores a 12mm pero no indica la calidad.

2.11.2. 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.

2.11.3. 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.

2.11.4. 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.

2.11.5. Presupuesto del Proyecto

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

2.11.6. 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 III

3. INGENIERIA DEL PROYECTO

3.1. ANÁLISIS DEL ESTUDIO DE SUELOS

3.1.1. Generalidades

EL Estudio de Mecánica de Suelos, del proyecto “Diseño Estructural del Módulo II de la Estación Policial integral Provincia Arce-Bermejo”, se realizó con la finalidad de conocer las condiciones geotécnicas del subsuelo, enmarcadas en sus propiedades físicas y mecánicas

3.1.2. 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 Módulo II de la Estación Policial integral Provincia Arce-Bermejo”.

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

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

3.1.3. Estudio de Mecánica de Suelos

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

3.1.3.1. 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

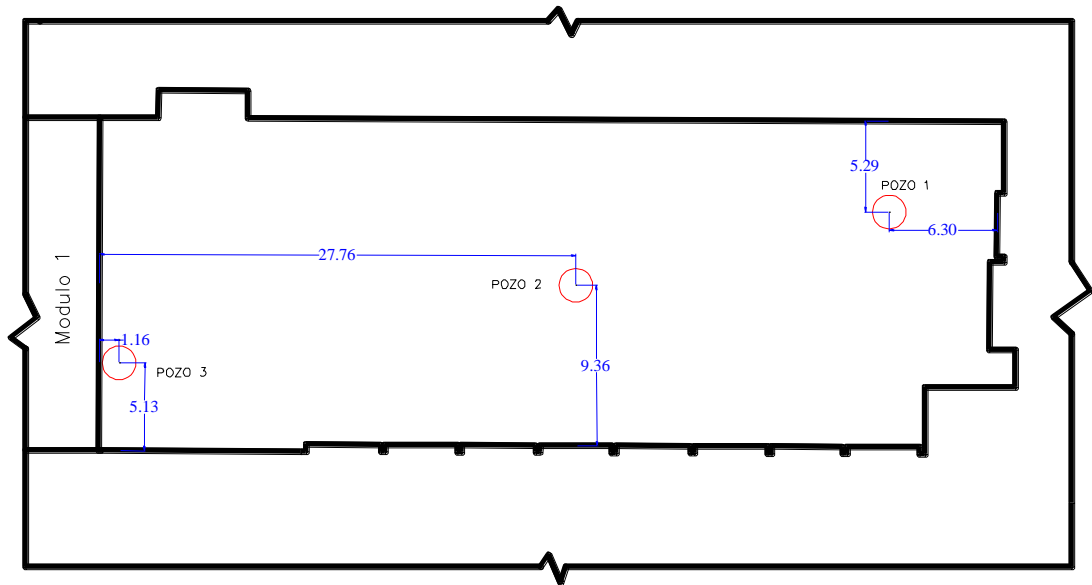
adecuada de la ubicación de los pozos en función a la estructura a emplazar. La profundidad máxima alcanzada en las perforaciones ha sido de 3.5 metros.

Tabla 17: Pozos de Sondeos.

PROYECTO	POZO DE SONDEO	PROFUNDIDAD
“Diseño Estructural del Módulo II de la Estación Policial integral Provincia Arce-Bermejo”.	POZO N°1	2.0 m
	POZO N°2	3.0 m
	POZO N°3	3.5 m

Fuente: Elaboración Propia.

Ilustración 10: Croquis de Ubicación de Pozos de Sondeo.



Fuente: 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.

3.1.3.2. Fase de Laboratorio.

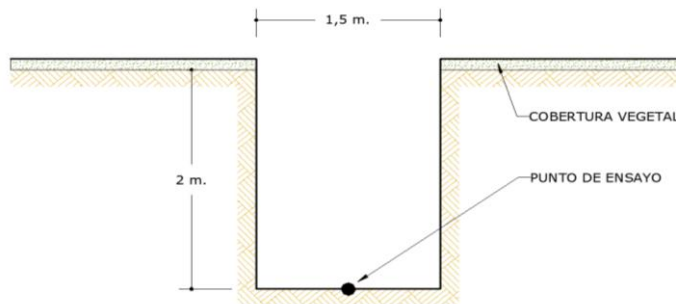
En la fase de laboratorio se realizó la caracterización de las muestras de suelo extraídas de los pozos de sondeos mediante ensayos de laboratorios, que se realizaron en los “Laboratorios de Suelos y Hormigones de la UAJMS”. De los cuales se obtuvieron los siguientes resultados, y cuyo desarrollo se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

3.1.3.3. Fase de Gabinete.

En la fase de gabinete se realiza la clasificación del suelo de acuerdo a las características determinadas en la etapa de laboratorio como así también la capacidad portante del suelo, cuyo desarrollo se encuentra el ANEXO 1.

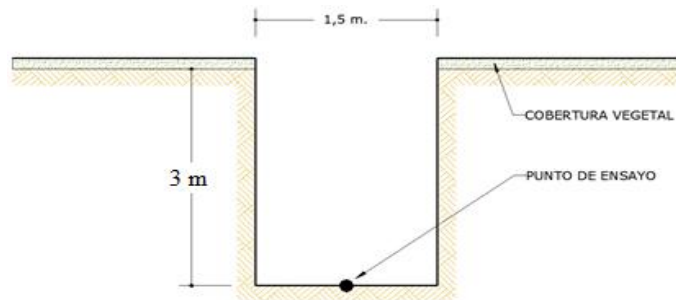
A continuación se muestra las profundidades y dimensiones de exploración de cada pozo:

Ilustración 11: Profundidad Pozo 1.



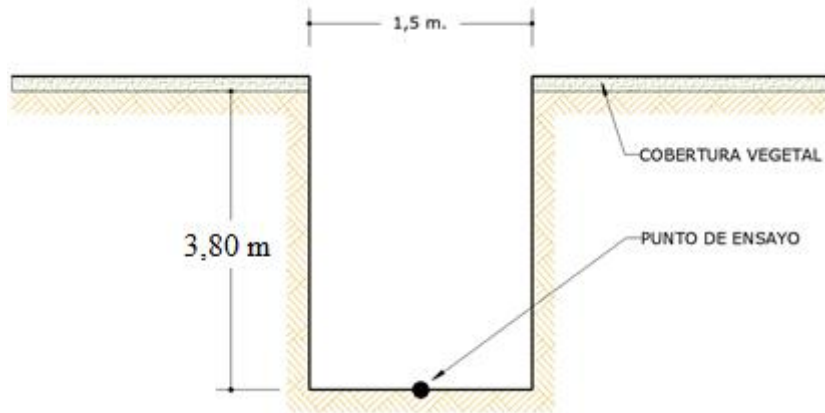
Fuente: Elaboración Propia.

Ilustración 12: Profundidad Pozo 2.



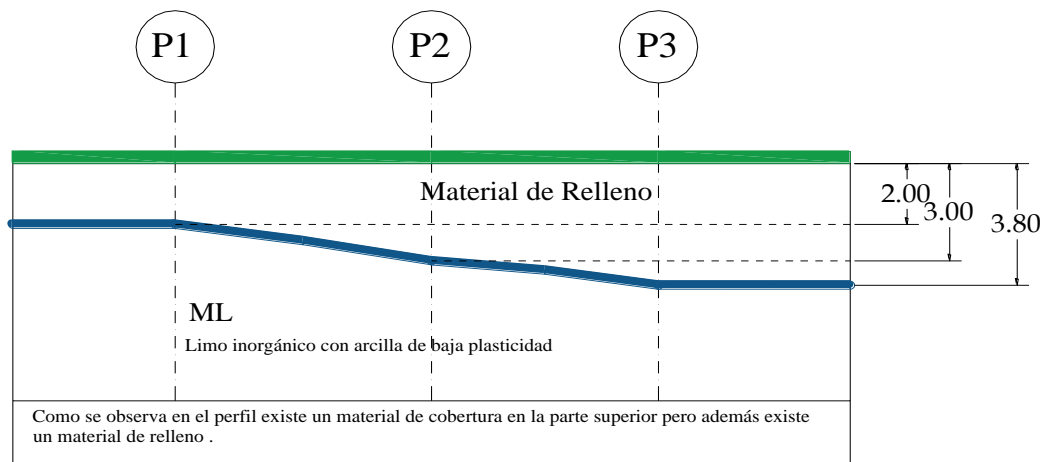
Fuente: Elaboración Propia.

Ilustración 13: Profundidad Pozo 3.



Fuente: Elaboración Propia.

3.1.4. 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.

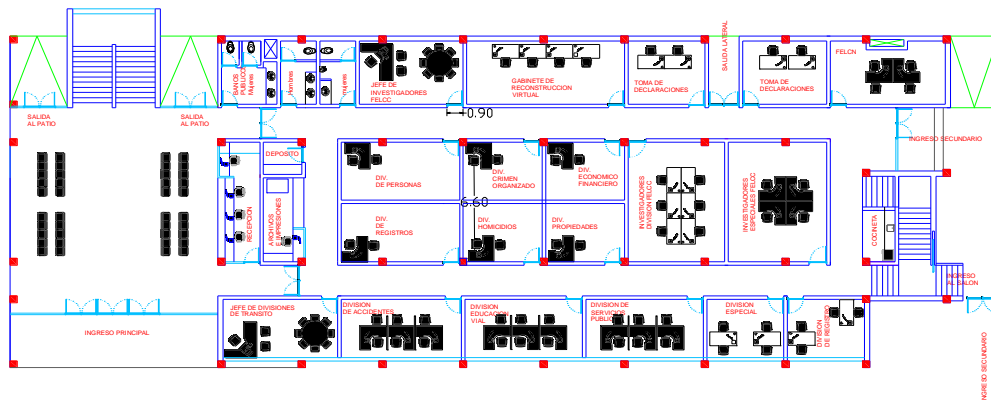
3.2. ANÁLISIS DE LA TOPOGRAFÍA

De acuerdo al levantamiento topográfico proporcionado por la Secretaria Departamental de Obras Publicas de la Gobernación de Bermejo, podemos observar que el terreno no cuenta con desniveles considerables.

3.3. ANÁLISIS DEL DISEÑO ARQUITECTÓNICO

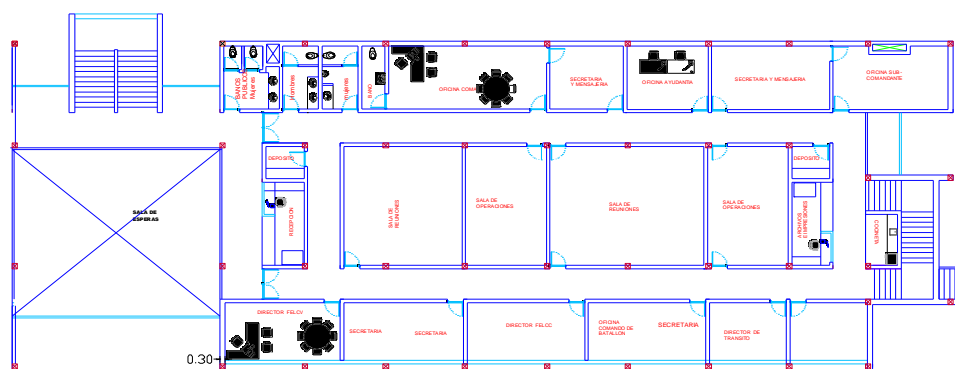
El diseño arquitectónico del proyecto “Diseño Estructural del Módulo II de la Estación Policial integral Provincia Arce-Bermejo”, fue elaborado en consultoría privada, cuyo diseño consiste en una edificación de tres niveles destinados a salas de investigadores, salas de división de accidentes, salas de conferencias, y ambientes administrativos, en general todos los ambientes son amplios, de luces considerables, de acuerdo a sus finalidades.

Ilustración 14: Plano Arquitectónico Planta baja.



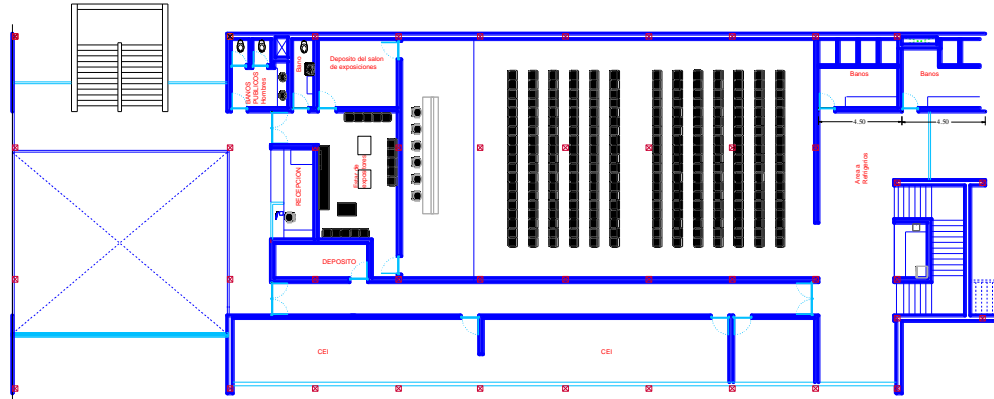
Fuente: Elaboración Propia.

Ilustración 15: Plano Arquitectónico Primer piso



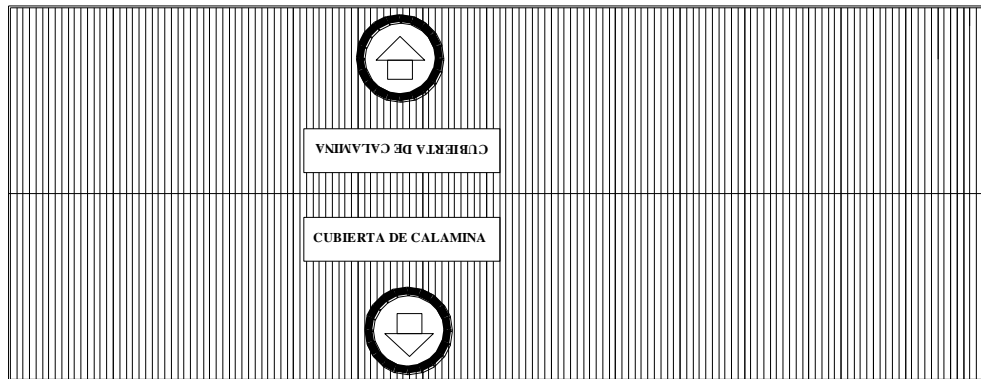
Fuente: Elaboración Propia.

Ilustración 16: Plano Arquitectónico Segundo piso.



Fuente: Elaboración Propia.

Ilustración 17: Plano de Cubierta



Fuente: Elaboración Propia.

3.4. 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 plantea la siguiente alternativa:

Cubierta:

- ✓ Cubierta de acero: compuesta por elementos reticulares de acero conformado (perfiles metálicos) ensamblados por planchas-pernos-soldadura

Estructura de sustentación:

- ✓ Pórtico de hormigón armado: compuesto por elementos verticales (columnas) y elementos horizontales (vigas), dispuestos de tal forma que formen entramados rígidos.

Entrepisos:

- ✓ Losa alivianada con viguetas pretensadas: losas unidireccionales de viguetas pretensadas con complemento de poliestireno expandido o de cerámica.

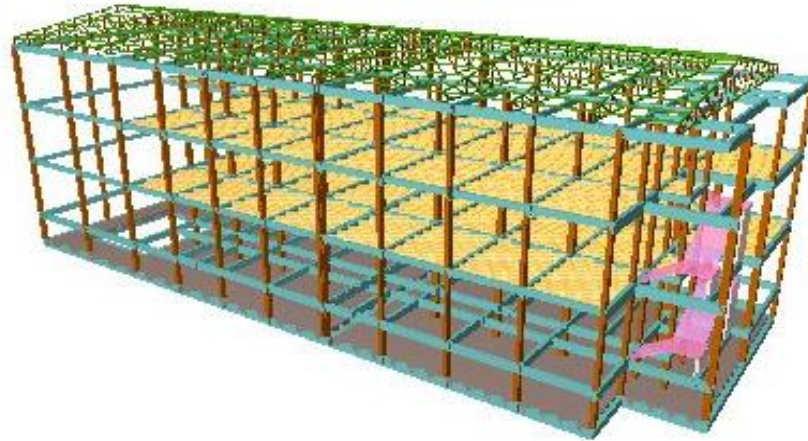
Fundaciones:

- ✓ Losa de fundación: losa de hormigón armado apoyada en el terreno maciza.

3.5. MODELO ESTRUCTURAL

El modelo estructural de la estructura se compone por un sistema de losas alivianada con viguetas pretensadas, compuesta por vigas peraltadas como elementos de borde, columnas rectangulares y losa de fundación maciza.

Ilustración 18: Modelo Estructural.

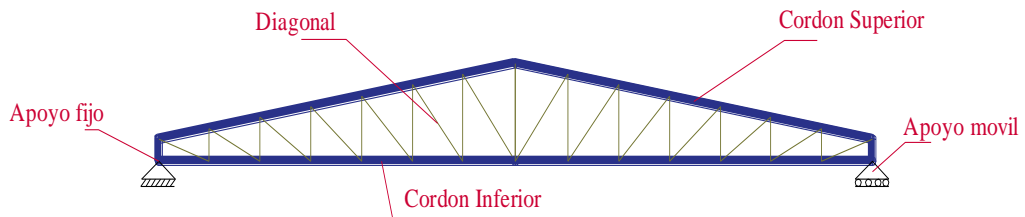


Fuente: Elaboración Propia.

3.5.1. 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 cerchas cada 4m. Como elementos longitudinales se tienen correas de perfiles costanera, que transmitirán las cargas a los nudos de las cerchas, los apoyos de las cerchas serán definidos de tal manera que permitan contemplar los efectos térmicos de los materiales.

Ilustración 19: Modelo Estructural Cercha.



Fuente: Elaboración Propia.

3.5.2. Modelo de la Estructura de Sustentación de la Edificación

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

Columnas:

Las columnas se plantean de secciones rectangulares, con vinculación exterior con luces de cálculo de 4.60 m.

Vigas:

Las vigas se plantean de secciones rectangulares, que funcionaran como elementos de cierre de la losa, con luces de cálculo variables de hasta 6.5m.

Entrepisos:

Los entrepisos se plantean como losas alivianadas con viguetas pretensadas, con espesores de 20 cm.

3.5.3. Modelo de las Estructuras Complementarias

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.

3.5.4. Modelo de las Fundaciones

Las fundaciones se plantean como losas de cimentación y con vigas de cimentación, cuya profundidad de fundación será de 2 m, donde el estrato presenta una resistencia admisible de 0,51 kg/cm².

3.6. 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 aplica la normativa ANSI/AISC 360-10 Normativa “Specification for Structural Steel Buildings”, Normativa norteamericana para construcciones en acero.

3.7. MATERIALES

3.7.1. Hormigón

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

Tabla 18 Resistencia del Hormigón.

Elemento	Resistencia	Nivel de Control	Factor de Minoración
Entrepisos	210 kg/cm ²	Normal	1,5
Vigas	210 kg/cm ²	Normal	1,5
Columnas	210 kg/cm ²	Normal	1,5
Losa de cimentación	210 kg/cm ²	Normal	1,5
Escaleras	210 kg/cm ²	Normal	1,5

Fuente: Elaboración Propia.

3.7.2. Acero de Refuerzo

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

Tabla 19: Propiedades del Acero de Refuerzo.

Elemento	Límite de Fluencia	Límite de Ruptura	Nivel de Control	Factor de Minoración	Peso Especifico	Módulo de Elasticidad
Entrepisos	4000 Kg/cm ²	5000 Kg/cm ²	Normal	1,15	4400 Kg/m ³	2000000 Kg/cm ²
Vigas	4000 Kg/cm ²	5000 Kg/cm ²	Normal	1,15	4400 Kg/m ³	2000000 Kg/cm ²
Columnas	4000 Kg/cm ²	5000 Kg/cm ²	Normal	1,15	4400 Kg/m ³	2000000 Kg/cm ²
Muros	4000 Kg/cm ²	5000 Kg/cm ²	Normal	1,15	4400 Kg/m ³	2000000 Kg/cm ²
Zapatas	4000 Kg/cm ²	5000 Kg/cm ²	Normal	1,15	4400 Kg/m ³	2000000 Kg/cm ²
Vigas Centradoras	4000 Kg/cm ²	5000 Kg/cm ²	Normal	1,15	4400 Kg/m ³	2000000 Kg/cm ²

Fuente: Elaboración Propia.

3.7.3. Acero Estructural

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

Tabla 20: Propiedades del Acero Estructural A-36.

Elemento	Límite de Fluencia	Módulo de Elasticidad
Correas	2548,42 Kg/cm ²	2069317,02 Kg/cm ²
Cordón Superior	2548,42 Kg/cm ²	2069317,02 Kg/cm ²
Cordón Inferior	2548,42 Kg/cm ²	2069317,02 Kg/cm ²
Diagonal	2548,42 Kg/cm ²	2069317,02 Kg/cm ²

Fuente: Elaboración Propia.

3.8. 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 II, a continuación se muestra una tabla resumen de las cargas consideradas en el diseño.

Tabla 21: Cargas Consideradas Estructura de Acero.

Cargas Consideradas		
Cargas Permanentes	Peso Propio	Para cada Elemento
	Cobertura (Placas Asbesto-Cemento)	23,20 Kg/m ²
	Peso Cielo Falso	25 Kg/m ²
	Peso Aislante Termico-Acustico	5 Kg/m ²
Sobrecargas de Uso	Carga Viva (Mantenimiento)	80 Kg/m ²
	Presión de Viento	1,34 Kg/m ²
	Lluvia (canaleta)	52,5 Kg

Fuente: Elaboración Propia.

Estructura de Hormigón Armado:

Tabla 22: Cargas Consideradas Estructura de Hormigón Armado.

Cargas Consideradas			
Cargas Permanentes	Peso Propio		Para cada Elemento
	Sobrepiso y Acabados		69,50 Kg/m ²
	Muro de Ladrillo Exterior (e=18 cm)		731,94 Kg/m ²
	Muro de Ladrillo Interior (e=12 cm)		472,58 Kg/m ²
	Peso Paneles de Vidrio		93,60 Kg/m ²
Sobrecarga de Diseño	Carga Viva	Salas y Pasillos	350 Kg/m ²
		Escaleras	400 Kg/m ²
		Azotea	100 Kg/m ²
	Presión de Viento		33,54 Kg/m ²
	Carga de Granizo		45 Kg/m ²

Fuente: Elaboración Propia.

3.9. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

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

3.9.1. 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:

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

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

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

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

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

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

Donde:

U: Carga última

S: Cargas de nieve

D: Cargas muertas

R: Carga inicial de lluvia o hielo

L: Cargas vivas

W: Carga de Viento

L_r: Cargas vivas en techos

E: Sismo

3.9.2. 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

3.9.2.1. Diseño de Estructura Metálica

El diseño estructural de la **CUBIERTA METALICA**, fue elaborada con la ayuda de una hoja electrónica Excel, en la cual se detalló cada uno de los pasos de la secuencia del cálculo estructural, hasta obtener los esfuerzos transmitidos y la geometría de los elementos que componen la Cercha, y las cargas que transmite la Cercha a la Viga de encadenado donde estará apoyada. La cercha metálica se idealizo con dos apoyos, uno fijo y uno móvil. (**VER ANEXO III**).

3.9.3. 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.

3.9.3.1. Diseño estructural de vigas

Las vigas se diseñan 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 **VER ANEXO VI**.

3.9.3.2. Diseño estructural de columnas

Las columnas se diseñan a efectos de esfuerzos de flexo-compresión y cortante, serán columnas de sección rectangulares. VER ANEXO V.

3.9.3.3. Diseño estructural de losa de cimentación

Para el diseño de la losa de fundación se realizó con el método de las vigas virtuales, el cual se detalla VER ANEXO IV.

3.9.4. Estructuras Complementarias

3.9.4.1. Diseño estructural de escaleras

Para el diseño de escaleras VER ANEXO VII.

3.9.5. 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 han de exigirse, las precauciones que deban adoptarse durante la construcción, los niveles de control exigidos para los materiales y la acción, y finalmente las normas y pruebas previstas para las recepciones correspondientes.

3.9.6. Precios unitarios

Tomado en cuenta como beneficios sociales el 55% 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 8%, IT se toma 3,09%. VER ANEXO

3.9.7. Cómputos métricos

Según la lista de los ítems elaborados en las especificaciones técnicas se realizó los cómputos métricos para cada ítem los mismos se encuentran en el anexo.

3.9.8. Presupuesto del Proyecto

El presupuesto general de proyecto es de:

Nº	ÍTEM	UNID.	Cantidad	P.U. (Bs)	Costo (Bs)	Costo literal
M01 - OBRAS PRELIMINARES						
1	INSTALACION DE FAENAS	glb	1	17372,72	17372,72	Dies y siete mil trescientos setenta y dos 72/100
2	LIMPIEZA Y DESBROCE	m²	1008,64	11,46	11559,01	Oncemil quinientos cincuenta y nueve mil 01/100
3	REPLANTEO Y TRAZADO	m²	3995,776	11,06	44193,28	Cuarenta y cuatro mil ciento noventa y tres mil 28/100
M02 - MOVIMIENTO DE TIERRAS						
4	EXCAVACION CON EQUIPO	m³	2017,28	26,58	53619,30	Cincuenta y tres mil seiscientos diecinueve 30/100
5	RELLENO Y COMPACTADO C/EQUIPO CON MAT	m³	1463,53	163,36	239082,61	Doscientos treinta y nueve mil ochenta y dos 61/100
M03 - OBRA GRUESA						
6	HORMIGON SIMPLE DE NIVELACION	m³	50,43	1032,84	52088,03	Cincuenta y dos mil ochenta y ocho 03/100
7	ACERO ESTRUCTURAL	kg	64045,32	19,11	1223906,07	Un millon doscientos veintitres mil novecientos seis 07/100
8	HORMIGON TIPO A P/LOSA DE CIMENTACION	m³	467,73	2006,15	938344,56	Novcientos treinta y ocho mil trescientos cuarenta y cuatro 56/100
9	HORMIGON TIPO A P/VIGAS DE CIMENTACION	m³	35,58	2314,21	82344,22	Ochenta y dos mil trescientos cuarenta y cuatro 22/100
10	CIMIENTO DE H° C° 1:2:4 60%PD	m³	139,13	768,17	106873,57	Ciento seis mil ochocientos setenta y tres 57/100
11	HORMIGON TIPO A P/SOBRECIMENTOS	m³	56,25	2101,52	118212,60	Ciento dieciocho mil doscientos doce 60/100
12	HORMIGON TIPO A P/COLUMNA	m³	150,74	3211,31	484088,12	ocho 12/100
13	HORMIGON TIPO A P/VIGAS	m³	111,94	3211,31	359489,46	Trescientos cincuenta y nueve mil cuatrocientos ochenta y nueve 52/100
14	LOSA ALIVIANADA C/PLASTOFORM H=20 CM	m²	1180,619	441,23	520924,52	Quinientos veinte mil novecientos veinticuatro 52/100
15	LOSA CASETONADA H=30CM	m²	181,38	582,44	105642,97	Ciento cinco mil seiscientos cuarenta y dos 97/100
16	HORMIGON TIPO A P/GRADAS	m³	19,1866	2963,92	56867,55	Cincuenta y seis mil ochocientos sesenta y siete 55/100
17	IMPERMEABILIZACION DE SOBRECIMENTOS	m²	78,2675	38,87	3042,26	Tres mil cuarenta y dos 26/100
18	MURO LADRILLO 6 HUECOS E=18 CM	m²	3258,15	179,51	584870,51	Quinientos veinte mil novecientos veinticuatro 52/100
19	MURO LADRILLO 6 HUECOS E=12 CM	m²	48,44	155,25	7520,31	Siete mil quinientos veinte 31/100
20	CUBIERTA DE CALAMINA CON ESTRUCT.METALICA	m²	1006,425	466,29	469285,91	Cuatrocientos sesenta y nueve mil doscientos ochenta y cinco 91/100
21	BOTAGUAS DE HoAo	m	180,00	256,95	46251,00	Cuarenta y seis mil doscientos cincuenta y uno 00/100
22	JUNTA DE DILATACION C/PLASTOFORM 1CM	m	268,8	23,72	6375,94	Seis mil trescientos setenta y cinco 94/100
23	MESON DE H° A° INC/REVEST ANCHO 60C	m	32,07	1462,76	46910,71	Cuarenta y seis mil novecientos dies 71/100
M04- OBRA FINA						
24	REVOQUE INTERIOR CAL-CEMENTO-YESO	m²	17109,37	118,28	2023695,79	Dos millones veintitres mil seiscientos noventa y cinco 79/100
25	REVOQUE EXTERIOR CAL-CEMENTO (FACHADA)	m²	1584,43	119,80	189815,23	Ciento ochenta y nueve mil ochocientos quince 23/100
26	REVESTIMIENTO DE CERAMICA	m²	422,98	230,39	97451,46	Noventa y sienta mil cuatrocientos cincuenta y uno 46/100
27	CIELO FALSO PLACAS DE YESO C/TEXTURA	m²	3488,18	226,18	788956,94	Setecientos ochenta y ocho mil novecientos cincuenta y seis 94/100
28	PINTURA LATEX EXTERIOR	m²	1584,43	33,89	53696,48	Cicuenta y tres mil seiscientos noventa y seis 48/100
29	PINTURA LATEX INTERIOR	m²	20597,55	33,58	691665,65	Seiscientos noventa y unmil seiscientos sesenta y cinco 65/100
30	PISO CERAMICO CON CONTRAPISO	m²	833,44	287,18	239347,85	Doscientos treinta y nueve mil trescientos cuarenta y siete 85/100
31	PISO CERAMICO SOBRE LOSA	m²	1452,71	214,60	311750,73	Trescientos once mil setecientos cincuenta 73/100
32	ZOCALO DE CERAMICA	m	6894,73	34,50	237868,31	Doscientos treinta y siete mil ochocientos sesenta y ocho 31/100
33	DINTEL REFORZADO CON ACERO	m	68,10	227,34	15481,85	Quince mil cuatrocientos ochenta y uno 85/100
34	BARANDA METALICA CON TUBO REDONDO	m	41,20	438,64	18071,97	Dieciocho mil setenta y uno 97/100

35	PUERTAS Y VENTANA ALUMINIO C/VIDRIO 6MM	m ²	191,70	693,33	132911,36	Ciento treinta y dos mil novecientos once 36/100
36	PUERTA TABLERO C/MARCO	m ²	152,69	972,80	148533,72	Ciento cuarenta y ocho mil quinientos treinta y tres 72/100
37	PINTURA SOBRE MADERA/MATE	m ²	305,37	43,41	13256,27	Trece mil doscientos cincuenta y seis 27/100
38	VIDRIOS DOBLES	m ²	11,56	135,20	1563,34	Un mil quinientos sesenta y tres 34/100
39	CHAPA INTERIOR	pza	73,00	87,14	6361,22	Seis mil trescientos sesenta y uno 22/100
40	SELLADO DE JUNTA DE DILATACION EN PISO	ml	55,50	12,45	690,98	Seiscientos noventa 98/100
41	PUERTAS Y VENTANAS CON VIDRIO BLINDEX 10 mm	m ²	675,20	1162,47	784899,74	Setecientos ochenta y cuatro mil ochocientos noventa y nueve 74/100
42	PERFIL DE ALUMINIO PARA GRADAS (Esquinero)	ml	202,80	142,43	28884,80	Veintiocho mil ochocientos ochenta y cuatro 80/100
M05- AREAS EXTERIORES						
43	PISO CEMENTO FROTACHADO C/CONTRAP.	m ²	327,50	174,57	57171,68	Cuenta y siete mil ciento setenta y uno 68/100
44	CORDON DE H ² S ² 10 X 20 CM 1:2:4	m	139,00	119,79	16650,81	Dieciséis mil seiscientos cincuenta 81/100
M06- INSTALACION SANITARIA						
45	PROV. Y COLOCADO LAVAMANNOS CON PEDESTAL	pza	20,00	1035,25	20705,00	Veinte mil setecientos cinco 00/100
46	PROV. Y COLOCADO INODORO	pza	18,00	1130,75	20353,50	Veinte mil trescientos cincuenta y tres mil 50/100
47	PROV. Y COLOCADO URINARIO DE PARED	pza	2,00	705,73	1411,46	Un mil cuatrocientos once 46/100
48	CAMARA DE INSPECCION 60x60	pza	25,00	1248,56	31214,00	Treinta y un mil doscientos catorce 00/100
49	LIMPIEZA GENERAL	m ³	30,56	82,75	2528,43	Dos mil quinientos veintiocho 43/100
Monto total en Bs.-					11513803,78	Once millones quinientos trece mil ochocientos tres 78/100

3.9.9. Cronograma de ejecución

Para el cronograma de ejecución se realizó un análisis de tiempo y cantidades que se presentan en el ANEXO XI

CAPITULO IV

4. APORTE ACADÉMICO

Como aporte académico se propuso un análisis técnico entre dos tipos de losa estructurales, para un área en específico del proyecto. Tipos de losas a ser analizadas:

- ✓ Losa alivianada
- ✓ Losa reticular

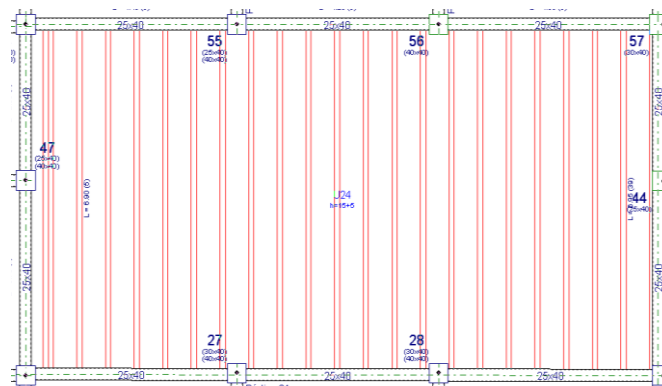
El proyecto desde su concepción arquitectónica plantea ambientes con luces significativas en cuanto a magnitud, que van desde los 3 m hasta los 7 m.

En base a las implicaciones de la arquitectura se resuelve plantear estos dos tipos de losas estructurales, para calcular la estructura, y una vez realizado esto comparar las dos alternativas técnicas se refiere. A continuación se muestran los tipos de losas planteados como solución a la estructura.

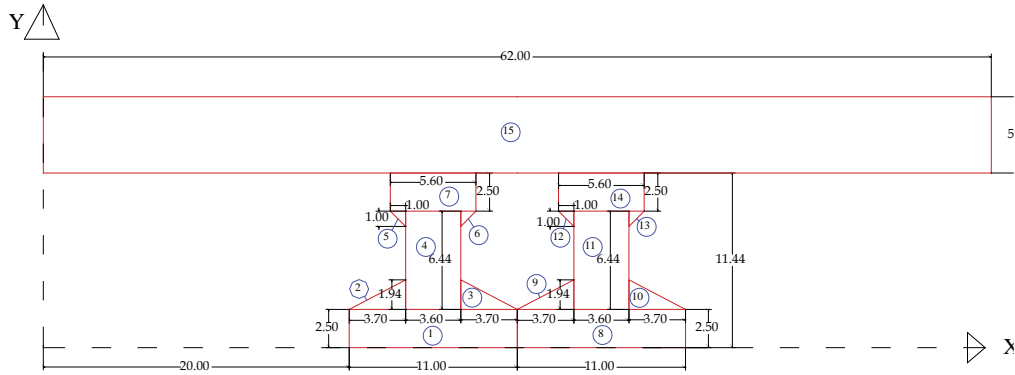
Losa alivianada: La alternativa de losas alivianadas puede ser planteada generalmente a luces medias que no superen los 7 metros.

VERIFICACION CON LOSA ALIVIANADA

Esquema



Calculo de la Inercia



No	b (cm)	h (cm)	Area (cm ²)	yi (cm)	A*yi	Ix (cm ⁴)	di (cm)	A*d ²
1	11,00	2,50	27,50	1,25	34,38	14,32	9,73	2603,50
2	3,70	1,94	3,59	3,15	11,29	0,75	7,83	220,21
3	3,70	1,94	3,59	3,15	11,29	0,75	7,83	220,21
4	3,60	6,44	23,18	5,72	132,61	80,13	5,26	641,45
5	1,00	1,00	0,50	8,61	4,30	0,03	2,71	3,67
6	1,00	1,00	0,50	8,61	4,30	0,03	2,71	3,67
7	5,60	2,50	14,00	10,19	142,66	7,29	0,79	8,74
8	11,00	2,50	27,50	1,25	34,38	14,32	9,83	2658,92
9	3,70	1,94	3,59	3,15	11,29	0,75	7,83	220,21
10	3,70	1,94	3,59	3,15	11,29	0,75	7,83	220,21
11	3,60	6,44	23,18	5,72	132,61	80,13	5,26	641,45
12	1,00	1,00	0,50	8,61	4,30	0,03	2,71	3,67
13	1,00	1,00	0,50	8,61	4,30	0,03	2,71	3,67
14	5,60	2,50	14,00	10,19	142,66	7,29	0,79	8,74
15	62,00	5,00	310,00	13,94	4321,40	645,83	2,96	2716,10
Sumatoria			455,72		5003,09	852,43		10174,40

$$\bar{y} = \frac{\sum \bar{y} \cdot A}{\sum A} = 10,98 \text{ cm}$$

Calculo de la inercia :

$$I_x = \sum (I_x + A \cdot d^2)$$

$$I_x = 11026,83 \text{ cm}^2$$

Propiedades de la vigueta :

A = 79,50 cm ²	Area
I _{xc} = 11026,83 cm ⁴	Inercia x de dos viguetas
f _c = 420,00 kg/cm ²	Resistencia característica del H°
L = 690,00 cm	Luz de la vigueta
b = 50,00 cm	Ancho de influencia
y _h = 2500,00 kg/m ³	Peso específico del hormigon

Deflexion maxima:

$$\frac{L}{500} = 1,38 \text{ cm}$$

Analisis de cargas que actuan sobre la vigueta:

Peso Propio:	0,199 kg/cm		
Pisos y acabados :	69,5 kg/m ²	=	0,348 kg/cm
Sobrecarga de uso :	350 kg/m ²	=	1,75 kg/cm
Carga total :	2,296 kg/cm		

Determinacion del modulo de elasticidad :

$$Ecc = 14000 * \sqrt{fc}$$

fc =	420,00 kg/cm ²	Resistencia característica del H°
Ecc =	286914,62 kg/cm ²	

Deformacion de la vigueta:

$$\delta = \frac{5wL^4}{384EI}$$

w =	2,296 kg/cm	Carga total
δ =	2,14 cm	Deflexion de la vigueta

Realizar la siguiente verificacion :

$$\frac{5wL^4}{384EI} \leq \frac{L}{500}$$

2,14 cm < 1,38 cm **NO CUMPLE !!!**

Debido que la deflexión de cálculo es mayor a la deflexión máxima, el uso de losas alivianadas para una longitud de vigueta de 6,90 no es viable.

Losa reticular:

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

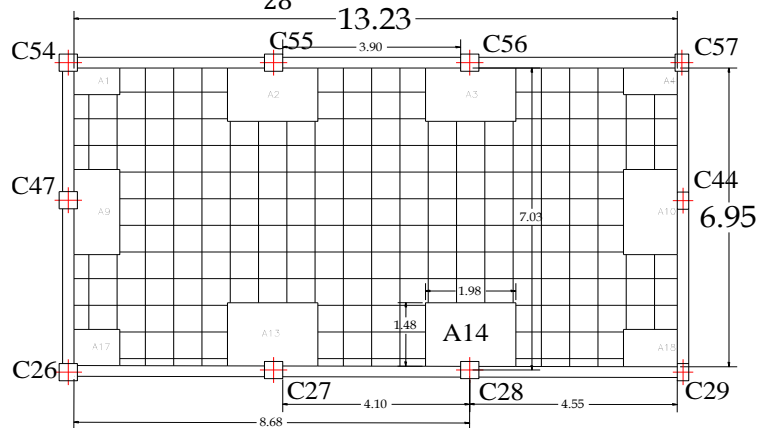
Su principal ventaja es que se pueden lograr peraltes muy altos, lo que nos permite salvar claros muy grandes en comparación a una losa maciza tradicional, lo que la vuelve la opción más viable para naves industriales, o en edificios donde se necesiten salvar claros muy grandes entre apoyos de losas.

Diseño estructural de la losa reticular

Pre dimensionamiento

Para el pre dimensionamiento de la losa reticular se debe realizar con la siguiente expresion :

$$h \geq \frac{L}{28}$$



Para la losa reticular:

$$h = 24,82 \text{ cm}$$

Asumimos : $h = 25 \text{ cm}$

Capa de compresion : $h = 5 \text{ cm}$

Para el abaco:

Para el abaco A14: $l_1 = \frac{L_x}{6}$ $l_2 = \frac{L_y}{6}$

$$l_1 = 184,17 \text{ cm}$$

$$l_2 = 137,17 \text{ cm}$$

Asumiremos :

$$l_1 = 198 \text{ cm}$$

$$l_2 = 148 \text{ cm}$$

1. Definicion de las bases de calculo

1.1 Caracteristicas geometricas y de resistencia de la viga

Solicitaciones en (Kgf.m) y (Kgf)

Momento max positivo $M = 5542,8 \text{ Kgf .m}$

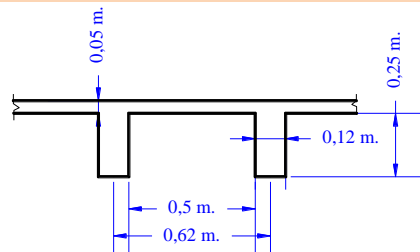
Momento max negativo $M = 22453,2 \text{ Kgf .m}$

Cortante en el apoyo $V = 1922 \text{ Kgf}$

Geometria de la viga obtenida del pre dimensionamiento

b =	12	cm	Base de la viga
h =	30	cm	Altura de la viga
r =	2	cm	Recubrimiento de la
d =	28	cm	Canto de la viga
d' =	2	cm	Recubrimiento superior de la viga
hf =	5	cm	Altura de carpeta de compresion

Esquema grafico



Características de resistencia y volumetricas

γ Ho Ao =	2500 Kgf/m ³	Peso especifico del Ho Ao
f_{ck} =	210 Kgf/cm ²	Resistencia caracteristica del Ho
f_{yk} =	4000 Kgf/cm ²	Limite elastico del acero

Factores de minoracion de resistencia y mayoracion de cargas

γ_s =	1,15	Factor de minoracion del acero
γ_c =	1,6	Factor de minoracion del Ho
γ_f =	1,6	Factor de mayoracion de las cargas

Solicitaciones y características de resistencia de Diseño

f_{cd} =	131,25 Kgf/cm ²	Resistencia de diseño del Ho
f_{yd} =	3478,26 Kgf/cm ²	Resistencia de diseño del Acero
V_d =	1922 Kgf	Cortante de diseño
M_d =	554280 Kgf .cm	Momento de diseño (Positivo)
M_d =	2245320 Kgf .cm	Momento de diseño (Negativo)

2. Determinacion de la armadura longitudinal de traccion

Calculando el ancho efectivo de la seccion

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

x =	1 De tabla
b =	62 cm
b_w =	12 cm
b_e =	62 cm

Verificacion al pandeo lateral

Primera condicion

$$h_f \geq \frac{1}{8} \cdot b_l$$

h_f =	5	5	\geq	3,875	Cumple !!!
b_l =	31				

Segunda condicion

$$L \leq 12 \cdot b$$

L =	700 cm	700	\leq	744	Cumple !!!
b =	62 cm				

Momento del bloque de Compresiones

Calculando con la siguiente expresion:

$$M_o = 0.85 \times f_{cd} \times b_e \times h_f \times (d - 0.5h_f)$$

$$\begin{aligned} f_{cd} &= 131,25 \text{ Kgf/cm}^2 \\ b_e &= 62 \text{ cm} \\ h_f &= 5 \text{ cm} \\ d &= 28 \text{ cm} \\ M_o &= 881901,56 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

Se verifica la siguiente condicion: $M_d \leq M_o$ **CUMPLE !!!**

$$\begin{aligned} M_d &= 554280,0 \text{ kg.cm} \\ M_o &= 881901,56 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

Como se verifica la condicion se calcula:

Profundidad del bloque de compresiones

Se calcula con la siguiente expresion:

$$y = d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b_e \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$\begin{aligned} d &= 28 \text{ cm} \\ M_d &= 554280 \text{ Kgf.cm} \\ b_e &= 62 \text{ cm} \\ f_{cd} &= 131,25 \text{ Kgf/cm}^2 \\ y &= 3,025 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de la armadura positiva

$$A_s = 0,85 \cdot b_e \cdot y \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$\begin{aligned} f_{cd} &= 131,25 \text{ Kgf/cm}^2 \\ f_{yd} &= 3478,261 \text{ Kgf/cm}^2 \\ y &= 3,025 \text{ cm} \\ b_e &= 62 \text{ cm} \\ A_s &= 6,02 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Armadura minima

$$A_{smin} = w_{min} \cdot b_w \cdot d$$

$$\begin{aligned} w_{min} &= 0,0033 \\ b_w &= 12 \text{ cm} \\ d &= 28 \text{ cm} \\ A_{smin} &= 1,109 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Determinacion de la armadura de traccion

$$\text{Area necesaria de acero} \quad A_s = 6,02 \text{ cm}^2$$

Calculo de numero de fierros a utilizar

Para un D= 12mm el As es = 1,131 cm²

Para un D= 16mm el As es = 2,011 cm²

Disposicion de armaduras :

1 Ø 16 = 2,01 cm²

2 Ø 16 = 4,02 cm²

Total 6,03 cm²

2 Ø 20 = 6,28 cm²

Total 6,28 cm²

Armatura en cypecad

1 Ø 25 = 4,91 cm²

1 Ø 16 = 2,01 cm²

Total 6,92 cm²

Armadura de reparto por temperatura y retraccion de fraguado

Para absorber los esfuerzos generados en el hormigon de la loseta de compresion, por concepto de cambios de temperatura y retraccion de fraguado y permitir un control eficiente de la fisuraciones:

$$A_{smin} = w_{min} \cdot bw \cdot d$$

$$w_{min} = 0,0018$$

$$bw = 100 \text{ cm}$$

$$d = 5,00 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = 0,90 \text{ cm}^2$$

Para un D = 6 mm el As es = 0,283 cm²

No de barras = 4

Espaciamiento = 25

Se utilizara :

Ø6 mm c/25cm

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot bw \cdot d$$

3. Determinacion de armadura de compresion en el abaco

Dimensiones del abaco A 14

b = 198 cm

Base

l = 148 cm

Largo

h = 25 cm

Altura del abaco

r = 2,5 cm

Recubrimiento

d = 22,5 cm

Canto util

M (-) = 22453,2 Kgf .m

Momento negativo

Calculando por las siguientes expresiones:

$$\mu d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad A_{s1} = \frac{w_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{s_{min}} = w_{min} \cdot b_w \cdot d$$

$\mu d =$	0,17	Momento reducido de calculo
$w_1 =$	0,1924	Cuantia mecanica
$A_{s1} =$	32,34 cm ²	Armadura de traccion
$w_{min} =$	0,0018	Cuantia minima para la viga
$A_{s_{min}} =$	8,02 cm ²	Armadura minima para la viga

Determinacion de la armadura de Compresion (apoyo izquierdo)

Area necesaria de acero $A_s =$ 32,34 cm²

Calculo de numero de fierros a utilizar

Para un D= 10mm	el A_s es = 0,785 cm ²	N° de Fe = 41,18
Para un D= 12mm	el A_s es = 1,131 cm ²	N° de Fe = 28,60
Para un D= 16mm	el A_s es = 2,011 cm ²	N° de Fe = 16,09

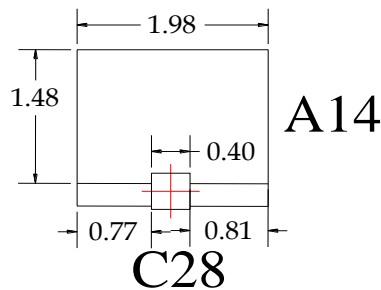
Se asume :

3 \varnothing 20 =	9,42 cm ²
4 \varnothing 25 =	19,63 cm ²
6 \varnothing 10 =	4,71 cm ²
Total	33,76 cm²

5. Comprobacion a punzonamiento

Dimensiones del abaco A 14

b =	198,00 cm	Base
l =	148,00 cm	Largo
h =	25,00 cm	Altura del abaco
r =	2,50 cm	Recubrimiento
d =	22,50 cm	Canto util
ao = bo =	40,00 cm	Seccion de columna C28
Fsd =	63170,00 kg	Esfuerzo de punzonamiento



Determinacion del perimetro critico

Para soportes de borde

$$u_1 = 2\pi d + a_o + 2b_o$$

ao =	40,00 cm
bo =	40,00 cm
d =	22,50 cm
u1 =	261,372 cm

Esfuerzo efectivo de punzonamiento

$$F_{sd,ef} = \beta \times F_{sd}$$

Fsd =	63170,00 kg	Esfuerzo de punzonamiento
β =	1,4	Coefficiente que tiene en cuenta la excentricidad de la carga, para soportes de borde
Fsd,ef =	88438 kg	

La capacidad minima de resistir al punzonamiento sin armadura transversal.

Viene dada por la siguiente expresion :

$$F_{cv} = \frac{0,075}{\gamma_c} \varepsilon^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} \quad \varepsilon = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right)$$

fck =	210 Kg/cm ²	=	21 N/mm ²
γ_c =	1,6		
d =	225 mm		
ε =	1,94		
Fcv =	0,582 N/mm ²	=	5,817 kg/cm ²

Verificar la siguiente expresion :

$$F_{sd,ef} \leq F_{cv} \times u_1 \times d$$

Fsd,ef =	88438 kg	
$F_{cv} \times u_1 \times d$ =	34208,8 kg	NO CUMPLE!!!

Dado que el hormigon no es suficiente el hormigon para resistir a punzonamiento, debe disponerse armadura transversal cumpliendo la siguiente expresion:

$$F_{sd,ef} \leq 0,75 \tau_{rd} \cdot u_1 \cdot d + 1,5 \cdot d \cdot \text{sen} \alpha \sum A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha \cdot d}$$

La colaboracion del hormigon es :

$$0,75 \tau_{rd} \cdot u_1 \cdot d = 25656,59 \text{ kg}$$

La colaboracion de la armadura transversal, para un angulo de 90°, debe ser :

$$1,5 \cdot d \cdot \text{sen} \alpha \sum A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha \cdot d} \geq 62781,4 \text{ kg}$$

Armadura de punzonamiento :

$$A_s = \frac{62781,4 \times 100}{1,5 \times 22,5 \times 3478,26} = 53,48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

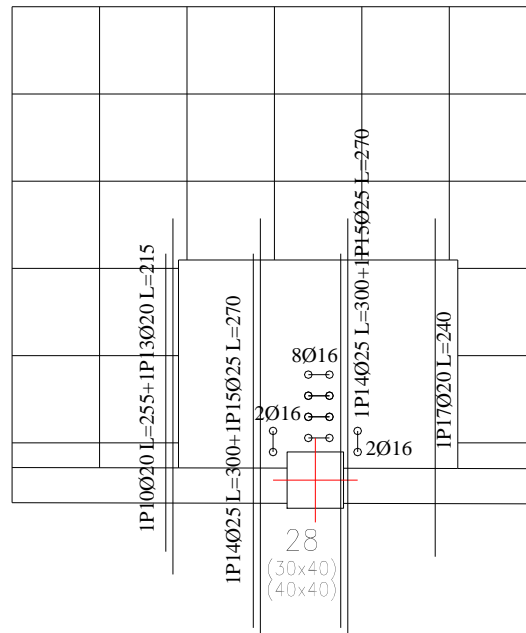
En una distancia de 2d:

$$A = 24,07 \text{ cm}^2$$

Disposicion de armadura:

31	Ø 10 =	24,35 cm ²
22	Ø 12 =	24,88 cm ²
12	Ø 16 =	24,13 cm ²

ESQUEMA GRAFICO



Debido que la verificación con la losa alivianada no cumple con los parámetros de deflexión máxima, es conveniente para las dimensiones de la losa y las cargas actuantes el uso de una losa reticular.

CAPITULO V

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

Finalizado el “Diseño Estructural del Módulo II de la Estación Policial Integral Provincia Arce-Bermejo”, las conclusiones que se obtuvieron son las que se mencionan a continuación:

- ✓ El precio referencial del proyecto es de once millones quinientos trece mil ochocientos tres 78/100 Bs, con un plazo de ejecución estimado de 453 días calendario.
- ✓ Como alternativa de diseño estructural se optó por trabajar con losas alivianadas con viguetas pretensadas y complemento perdido de plastoformo, para aligerar los entresijos, logrando de esta forma reducir el peso propio transmitido a vigas, columnas y losa de cimentación.
- ✓ Habiendo realizado las verificaciones manuales del diseño estructural de los elementos estructurales, se puede concluir que la geometría y disposición de armadura entre una verificación manual y el cálculo a través de un paquete computacional para el diseño de estructuras, como lo es el CYPECAD, no tendrá variaciones significativas si se realiza el cálculo siguiendo los lineamientos de la normativa elegida, para trabajar, y cuando se trabaja bajo metodologías parecidas u aproximadas entre el paquete estructural y la verificación manual.
- ✓ Habiendo realizado el análisis correspondiente entre una losa alivianada con doble vigueta y las cargas que actúan en ella, podemos concluir que para una luz más corta de 6,90m, no cumple con la condición de la deflexión máxima y por eso es conveniente plantear una losa reticular la misma que distribuye las cargas por medio de los nervios a todas las vigas de apoyo, brindando de este modo seguridad y confort a la estructura.

- ✓ Para la elaboración del PRESUPUESTO DE LA ESTRUCTURA, se concluye que la filosofía bajo la cual se arma la misma es: “armar el presupuesto de obra desglosada en módulos, y disponiendo los ítems agrupados por rubros (obra gruesa, obra fina, instalaciones y otros), para que se pueda tener un control más organizado y de esta forma pueda ser fácilmente inidentificable si hay ausencia de un algún ítem o necesidad de implementar alguno”. Además, cumpliendo este orden y/o forma de organizar el presupuesto, es más fácil elaborar el cronograma de obra y en consecuencia, para el momento de ejecución de obra, mucho más fácil de identificar los frentes de trabajo, facilitando la organización de personal cuando se requiere realizar trabajos simultáneos de actividades de Obra.
- ✓ Después de elaborado el presupuesto de la estructura podemos obtener el precio referencial por m², el cual tenemos 546 \$us/m².

5.2. RECOMENDACIONES

Finalizado el “Diseño Estructural del Módulo II de la Estación Policial Integral Provincia Arce-Bermejo”, las recomendaciones que se obtuvieron son las que se mencionan a continuación:

- ✓ Es importante haber modulado los ambientes conjuntamente con el arquitecto, durante el **PROCESO DE DISEÑO ARQUITECTÓNICO**, para facilitar el desarrollo **DEL DISEÑO ESTRUCTURAL**.
- ✓ Se recomienda que en la ejecución del proyecto se respete los planos estructurales según se detalla en los mismos, puesto que la estructura trabaja como se construye no como se diseña.
- ✓ 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.

- ✓ Debido que el proyecto se basó solo en el diseño estructural, sin tomar en cuenta el diseño de las instalaciones, se recomienda realizar dichos diseños, los mismos que incrementarían al presupuesto del proyecto.