

CAPÍTULO I: ANTECEDENTES

1.1 ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

El Problema

El problema que se pretende solucionar está planteado en función a requerimientos de los funcionarios públicos y la demanda de la población, para poder contar con una infraestructura moderna y cómoda que beneficiara a la segunda sección de la Provincia Arce.

Antecedentes

La Sub Gobernación Bermejo, actualmente se encuentra en plena actividad organizativa – administrativa, en beneficio de las Comunidades que componen la segunda sección de la Provincia Arce y por lo que su ampliación y mejoramiento responde a una necesidad administrativa, técnica y operativa, significando un mayor y eficiente relación con la población solicitante.

La actual infraestructura ubicada en el barrio Luis de Fuentes de la ciudad de Bermejo, es insuficiente para realizar todas las actividades técnicas, operativas y administrativas del personal y garantizar un eficiente desempeño laboral, ya que no se cuenta con los suficientes ambientes como para poder brindar un buen servicio a la población.

En este sentido, uno de los principales problemas que atraviesan los pobladores de la segunda sección de la Provincia Arce y el personal técnico de la Institución, es la falta de una ampliación de la Sub Gobernación Bermejo que reúna las condiciones mínimas requeridas para prestar un buen servicio o asistencia técnica de un alto nivel, lo que permitirá resolver problemas de tipo social, administrativas, técnicas, operativas y económicas que se justifican la ampliación de la infraestructura.

Planteamiento

La Gobernación Sección Bermejo no cuenta con una infraestructura adecuada que brinde comodidad, que sea suficiente para realizar todas las actividades técnicas, operativas y administrativas del personal, garantizar un eficiente desempeño laboral y responda a las exigencias de la población de Bermejo.

Es así que se pueden identificar claramente las dos variables más importantes que intervienen en el problema, estas son:

Inadecuada infraestructura y deficiente desempeño laboral de los funcionarios públicos.

Crecimiento de la demanda de servicios públicos.

En función a estas variables está el problema en estudio ya que las condiciones de trabajo de los funcionarios públicos no son las adecuadas y no tienen un rendimiento laboral adecuado para poder atender todos los requerimientos de la población de Bermejo. Por lo que se hace necesario plantear como solución al problema las siguientes alternativas:

Ampliación y Mejoramiento Sub Gobernación Bermejo.

Construcción de ambientes para el área administrativa, técnica y operativa.

Equipamiento de los ambientes.

Alquiler de un edificio más equipado y amplio.

A consecuencia de la falta de infraestructura en la Sub Gobernación Bermejo, se generaran situaciones que afectan directamente a la población, generando una serie de conflictos sociales.

Dichas situaciones futuras son:

Perjuicio en el desarrollo de la segunda sección de la Provincia Arce, ya que si no se define una alternativa de solución al problema, se generara conflictos sociales.

Perdida de interés en los funcionarios públicos al realizar sus obligaciones, debido a la falta de una infraestructura adecuada que pueda acoger a todos dándolos una comodidad necesaria.

Gastos económicos en la población, cuando vayan a la Sub Gobernación a realizar algún requerimiento y no se les atiende, por falta de funcionarios públicos y ambientes apropiados.

Formulación

Como ya se indicó, la construcción de la ampliación y mejoramiento de la Sub Gobernación Bermejo está en ejecución, por lo que la alternativa de alquilar un edificio más equipado y amplio sería innecesario ya que sería antieconómico para la Sub Gobernación, en donde influenciaría al desarrollo de la segunda sección de la Provincia Arce, de modo que podemos descartar esta alternativa como solución al problema.

En consecuencia se establece como alternativa de mayor viabilidad, la construcción y ampliación de la infraestructura de la gobernación sección Bermejo que se encuentra el barrio Luis de fuentes.

La ampliación y mejoramiento de la Sub Gobernación Bermejo se va a dividir en dos módulos, los cuales son:

Modulo "I" elaborado por Univ. Henry Gabriel Burgos Nogales

Modulo "II" elaborado por Univ. Arnulfo Ortega Tapia

Sistematización

Como por alternativa se tiene la construcción, ampliación de la Sub Gobernación Bermejo, para lo cual es necesario hacer un análisis de las alternativas que este posee para su construcción, pudiendo utilizar una gran variedad de materiales de construcción y alternativas de diseño estructural para la infraestructura, como el tipo de muro, vigas, escalera, losa, cerchas, piso, contra piso, zapatas, etc.

Dentro del desarrollo del diseño estructural se definirá la alternativa de cimentación, la cual estará sujeta al estudio suelos. Además en función a la topografía y a los planos arquitectónicos el planteamiento estructural definido es:

Estructura de Cubiertas: Cerchas metálicas.

Estructura de Entrepiso: Losa alivianada dependiendo de la valoración del diseño.

Estructura de Edificación: Estructura Aporticada H° A°,

Estructura de cimientos: Losas de cimentación (dependiendo del estudio de suelo)

OBJETIVOS

Objetivo General

Realizar el Diseño estructural del Módulo II Ampliación y Mejoramiento Sub Gobernación Bermejo, en base a la Norma Boliviana Hormigón CBH-87.

Objetivos Específicos

Realizar el levantamiento topográfico.

Realizar el estudio de suelos.

Realizar el diseño de la cubierta con elementos metálicos mediante el reglamento SIRSOC y la norma LRFD.

Analizar y diseñar los elementos desde el punto de vista técnico y económico como de la cubierta (cercha metálica), de sustentación (estructura aporticada de H°A°), de fundación, que van a ser definidos en base al estudio de suelos.

Realizar una verificación manual de los resultados del análisis del diseño estructural del programa CYPECAD, de los elementos más solicitados.

Estimar el costo económico y tiempo de ejecución aproximado de la edificación de la estructura de sustentación, para el emplazamiento físico del proyecto.

Realizar el diseño de una escalera auto portante.

JUSTIFICACIÓN

Académica

La razón por la cual se realiza el presente diseño estructural es para aplicar todos los conocimientos adquiridos en la formación académica, en la selección de alternativa estructural de un edificio. Razón que argumenta el deseo de verificar, rechazar o aportar aspectos teóricos referidos al objeto del proyecto, analizando las alternativas que se tienen para solucionar el problema en estudio de manera que se puedan realizar comparaciones entre los diferentes esquemas estructurales de los edificios que se pueden llegar a realizar a fin de llegar una solución técnica viable que pueda llevarse a cabo.

Técnica

Para realizar el diseño se usará el programa de resolución de estructuras CYPE CAD que permitirá el cálculo de estructuras de Hormigón Armado y estructura metálica dando su respectiva

verificación manual aplicando los conocimientos de la ingeniería civil logrados en la carrera universitaria asimismo creando planillas auxiliares que faciliten la realización de los cálculos.

Social

Con la realización del presente proyecto se pretende resolver el problema de la incomodidad y desempeño deficiente de los funcionarios públicos, ya que no cuenta con una infraestructura adecuada y equipada que brinde comodidad y responda a las exigencias de la población de Bermejo, logrando así una solución justificable por lo siguiente:

Deficiente desempeño laboral de los funcionarios públicos al realizar sus obligaciones, debido a la falta de una infraestructura adecuada y equipada que pueda acoger a todos dándolos una comodidad necesaria.

Perjuicio en el desarrollo de la segunda sección de la Provincia Arce, ya que la exigencia de la población cada día va creciendo y se aumenta la demanda de los servicios públicos.

La ampliación y mejoramiento de la Sub Gobernación Bermejo brindara un mejor desempeño laboral de los funcionarios públicos, se podrá atender todas las demandas de la población, contribuyendo así con el desarrollo de la segunda sección de la Provincia Arce.

ALCANCE DEL PROYECTO

En base a la información preliminar del proyecto se procede a realizar un análisis de alternativas técnicas del Planteo Estructural, y el aporte académico del estudiante.

Resultados a Lograr

Recopilación y procesamiento de la información técnica disponible en la gobernación sección Bermejo.

Levantamiento Topográfico: Se realizara el levantamiento de la topografía del terreno, para poder hacer el diseño correspondiente de la estructura nueva.

Estudio de suelos: para el diseño estructuras, se hace un estudio de suelos estratificado para determinar la capacidad máxima de carga que acepta el terreno, la cual debe ser suficiente para soportar el peso propio de la estructura.

Además con la capacidad portante, diseñar las fundaciones, la profundidad a la cual van a estar ubicadas, este estudio será realizado en el laboratorio de suelos de la U.A.J.M.S. a base de muestras tomadas en el lugar de emplazamiento.

Diseño y calculo estructural del nuevo bloque de la Sub Gobernación Bermejo (Estructura de sustentación de la cubierta, estructura de sustentación de la edificación e infraestructura).

Planos estructurales a detalle del cálculo de la construcción.

Elaboración del informe del proyecto.

Estudios que sean necesarios para realizar el cálculo estructural y el aporte académico.

Restricciones del proyecto

En el presente proyecto a desarrollarse, no se realizara el diseño de instalaciones (eléctricas, sanitario, agua potable fría-caliente, desagüe pluvial, gas, etc.), debido a que el proyecto se centra solo en el diseño y calculo estructural de la obra.

No se realizará el diseño de accesos al edificio.

DESCRIPCION GENERAL DEL AREA DEL PROYECTO

Ubicación Geográfica

La ciudad de Bermejo se encuentra al sur de Bolivia dentro del departamento de Tarija, limita al Norte con la Primera sección de la Provincia Arce, al Sur con la confluencia del Río Bermejo y Río Grande de Tarija y con la República Argentina, al Este con el Río Grande de Tarija y con la República Argentina y al Oeste con el Río Bermejo y la República Argentina.

Geográficamente se encuentra entre las coordenadas 22°35'24" y 22°52'09" de latitud sur y 64°26'30" y 64°14'16" de longitud oeste, a una altitud de 417 m.s.n.m. perteneciendo a la cuenca hidrográfica del Río Tarija y Río Bermejo.

Localización

La ubicación del emplazamiento de la estructura del proyecto se encuentra ubicado, en el barrio Luis de Fuentes entre las calles Narciso Campero y la Abaroa al lado del hospital Virgen de Chaguaya.

Emplazamiento
del proyecto

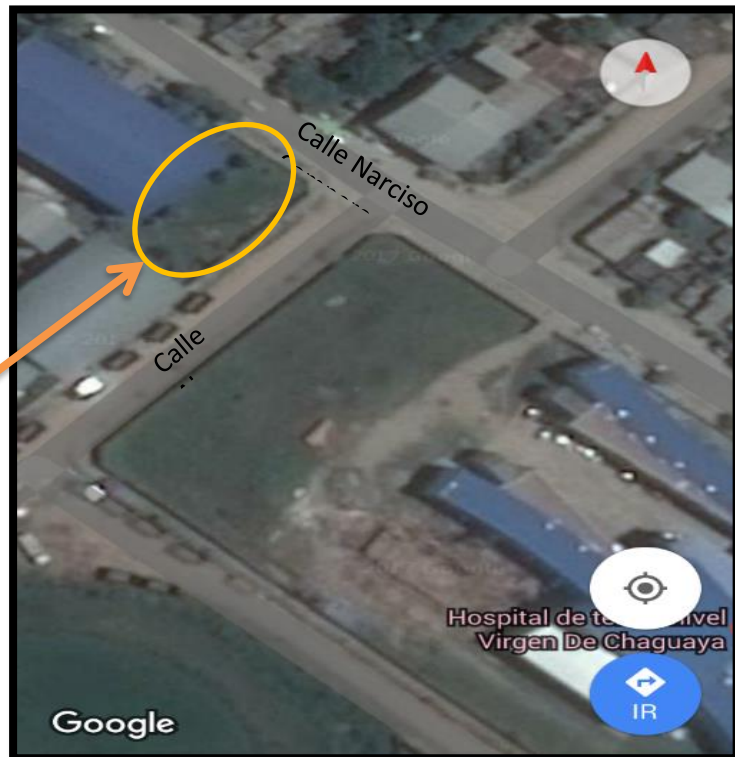


Ilustración 1 Ubicación Geográfica del Proyecto, Elaboración Propia

ASPECTOS DEMOGRÁFICOS

Población del área de influencia del proyecto

La ciudad de Bermejo, según datos INE, tiene una población de 33.310 habitantes. La densidad promedio es bastante alta, alcanzando a los 87,45 hab/km². La Segunda Sección de la provincia

Arce, está estructurado de la siguiente manera: el área urbana compuesta por 24 barrios, y el área rural por cuatro cantones (distritos) que aglutinan a 23 comunidades.

1.6.2 Actividades Económicas

- a).- Productivas.- La actividad principal es la producción de la caña de azúcar, que está además fuertemente vinculado con la actividad industrial de producción de azúcar.
- b). Industrial.- El Ingenio Azucarero es su principal industria, la cual produce azúcar, y sus derivados como: el Alcohol, la melaza y la cachaza.
- c). Comercialización.- La producción industrial de azúcar y alcohol, tiene su mercado principal al departamento de Tarija, Potosí y Chuquisaca. También se destaca por su condición de ciudad fronteriza, el comercio internacional (exportación e importación).

Servicios Básicos Existentes

- a). Agua Potable.- El 12% de las viviendas del municipio no cuentan con servicio de agua potable o por cañería, aunque en el área rural el porcentaje es mayor, alcanzando al 63%.
- b). Energía Eléctrica.- Distribuida por Servicios Eléctricos de Tarija (SETAR). El área urbana tiene una cobertura del servicio de 85% aproximadamente. En el área rural la situación es totalmente diferente, solamente 12 comunidades cuentan con el servicio.
- c). Salud.- cuenta con 1 hospital Virgen de Chaguaya y 3 postas sanitarias en el área rural. También existen 3 Cajas de Seguros (Caja CORDES, Caja Petrolera y Caja Nacional de Salud) y varios Consultorios Médicos de orden privado.
- d). Educación.- cuenta con 30 establecimientos educativos, de los cuales 13 se encuentran en el área rural y 17 en la área urbana. La U.A.J.M.S ofrece las carreras de Contabilidad, Ingeniería en Sistemas, Comercio Internacional y un Instituto Superior Agropecuario.
- e). Transporte y Comunicación.- La carretera asfaltada Bermejo-Tarija, y el puente internacional que nos conecta con la Argentina.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

GENERALIDADES

Para lograr el objetivo general del proyecto se mencionarán los fundamentos teóricos, para el posterior desarrollo de la ingeniería del proyecto, además se detallará la definición de cada uno de los materiales, la metodología a utilizar para realizar los cálculos y el diseño de cada uno de los elementos estructurales del proyecto. Para garantizar los resultados de diseño se aplicarán las recomendaciones del Código Boliviano del Hormigón Armado (CBH-87), normativa que es de aplicación obligatoria para el diseño de estructuras de hormigón en el país y una norma vigente para el diseño, en este caso las normas LRFD para la estructura metálica.

LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS

El principal objetivo de un levantamiento topográfico es determinar la posición relativa entre varios puntos sobre un plano horizontal, es decir define las inclinaciones del terreno y determinar la configuración del mismo, de elementos naturales o construidos por el hombre.

En un levantamiento topográfico se toman datos necesarios para la representación gráfica del área en estudio mediante curvas de nivel. El levantamiento topográfico se realiza con estación total, eliminando los errores de lectura, anotación, transcripción y cálculo, esto debido a que la toma y registro de datos topográficos es de manera digital.

ESTUDIO GEOTÉCNICO DE SUELOS

Un estudio de suelos permite dar a conocer las características físicas y mecánicas del suelo, es decir la composición de los elementos en las capas de profundidad, así como el tipo de cimentación más acorde con la obra a construir y los asentamientos de la estructura en relación al peso que va a soportar.

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. El ensayo se puede realizar de dos formas, una a cielo abierto (mediante excavación con equipos característicos) y otra por perforación (mediante barrenado). Para la determinación de la resistencia característica del suelo se cuenta con el número de golpes y la clasificación del suelo, se puede entrar a los ábacos B.K. Hough, de acuerdo al tipo de suelo, se ubicará de inmediato los valores de la capacidad admisible.

DISEÑO ARQUITECTÓNICO

El diseño arquitectónico tiene como propósito, satisfacer las demandas por espacios habitables, tanto en lo estático, como en lo tecnológico. Presenta soluciones técnicas, constructivas, para proyectos de arquitectura. Entre los elementos a tener en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno físico, la construcción. La responsabilidad de la arquitectura es de un arquitecto competente. El diseño arquitectónico influye en el planteo estructural.

DISEÑO ESTRUCTURAL

El proyecto comprende un análisis técnico siguiendo la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87 para la estructura a porticada y aplicación de las normas LRFD para la estructura metálica de la cubierta, respectivamente.

El proceso general de cálculo corresponde al método de los estados límites. Con el objeto de limitar convenientemente la probabilidad de que, en realidad, el efecto de las acciones exteriores pueda ser superior al previsto, o que la respuesta de la estructura resulte inferior a la calculada, el

margen de seguridad correspondiente se introduce en los cálculos mediante unos coeficientes de ponderación, que multiplican los valores característicos de las acciones, y otros coeficientes de minoración, que dividen los valores característicos de las propiedades resistentes de los materiales que constituyen la estructura.

En consecuencia, el proceso de cálculo debe cumplir estrictamente lo siguiente:

$$R_d \geq S_d$$

Donde:

S_d: Valor de cálculo de la sollicitación actuante.

R_d: Valor de cálculo de la resistencia de la estructura.

Para el análisis, los elementos estructurales se clasifican en unidimensionales, cuando una de sus dimensiones es mucho mayor que las restantes; bidimensionales, cuando una de sus dimensiones es pequeña comparada con las otras dos; y tridimensionales cuando ninguna de sus dimensiones resulta sensiblemente mayor que las otras.

Se consideran elementos unidimensionales los pilares, vigas y arcos, siempre que una longitud sea mayor que el doble del valor del canto total. Se consideran elementos bidimensionales las losas, muros y placas.

Los métodos matriciales permiten analizar estructuras en las que, por la complejidad de su geometría, por el tipo de carga o por el comportamiento de los materiales, no existen soluciones analíticas o son excesivamente complicadas de obtener. La discretización estructural y los tipos de elementos que se utilicen deben ser adecuados para reproducir correctamente el comportamiento estructural.

Elementos Estructurales

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.

Inclinación de las Cubiertas

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

Ordinariamente, tales pendientes se clasifican en tres grupos o categorías:

a) Cubiertas de poca pendiente cuya inclinación no pasa de 5°.

b) Cubiertas de pendiente media que pasan de 5º hasta 40º.

c) Cubiertas de pendiente fuerte que pasan de 40º.

Análisis de cargas

Se denomina carga o acción a toda causa que pueda provocar y cambiar el estado de tensiones al que está sometido un elemento estructural.

Según su naturaleza, las acciones pueden ser de dos tipos: Acciones estáticas, que son las que no engendran aceleración significativa sobre la estructura ni sobre ninguno de sus elementos; y Acciones dinámicas, que engendran una aceleración significativa sobre la estructura (Acción del viento).

Cargas de Viento

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

$$W = C * P$$

Dónde:

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

$C_1 = -0$ (barlovento) y $C_2 = -0,40$ (sotavento). (Ver anexos tabla N°1).

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

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

Presión dinámica del 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:

ω = Carga dinámica de viento kg/m^2

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

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

Cubierta Metálica

El diseño estructural de la cubierta metálica está basado en el “Reglamento del LRFD (Factor de Carga y Resistencia de Diseño)”.

Combinaciones de carga

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

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

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

$$U = 1,2 D + 1,0E + (1,0 L \text{ o } 0,2 S) \quad (\text{Ecuación -4 de LRFD})$$

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

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

Tabla N° 2 combinaciones de carga Fuente: La norma LRFD

Donde:

U: Carga última

D: Cargas muertas

L: Cargas vivas

Lr: Cargas vivas en techos

S: Cargas de nieve

R: Carga inicial de lluvia o hielo

W: Carga de Viento

E: Sismo

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.

Acero.- El acero guarda gran relación con la madera como materiales de construcción, por compartir algunas características - Buena resistencia tanto a tracción cuanto a compresión - Presentarse en obra en piezas prismáticas rectas - Tener problemas de enlace. El acero estructural se adapta muy bien para construcción de edificaciones de grandes luces y alturas.

Propiedades para el diseño

Módulo de elasticidad $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

Módulo de corte $G = E/2.6 = 808000 \text{ kgf/cm}^2$

Coefficiente de poisson $\mu = 0.3$

Peso unitario $p = 7850 \text{ kgf/cm}^3$
 Coeficiente de dilatación térmica lineal $\alpha = 11.7 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

Soldadura.- La soldadura constituye una unión fija entre dos o más piezas metálicas, por lo general de igual material, las cuales por medio de calor entregado a las mismas, y casi siempre a un material adicional de aporte, se funden y se combinan resultando una unión.

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.

Para realizar el diseño de cualquier miembro sometido a compresión se debe realizar el análisis de cargas y tener conocimiento de los siguientes datos: N_g = Carga muerta, N_q = Carga viva, F_y = Esfuerzo mínimo de fluencia.

La relación entre cargas y resistencia toma la siguiente forma: (ver ilustración N°2 anexos)

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

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 hipérbola de Oile, sin coeficiente de seguridad.

ϕ = Coeficiente de seguridad de la tensión resistente.(ver tabla N°3 anexos).

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 $\Phi_c = 1,5$, las ecuaciones AISC para el refuerzo crítico de pandeo pueden resumirse como sigue:

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

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

Para $\Phi_c > 1,5$, 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 Ref. Norma LRF.

Diseño de miembros sometidos a flexión

Para realizar el diseño de cualquier miembro sometido a flexión se debe realizar el análisis de cargas y tener conocimiento de las Condiciones a cumplir 1) Verificar si es compacto, no compacto o esbelto.

Vigas no compactas.- Se designan por no compactas las vigas en las cuales la relación de la esbeltez λ en uno o más de sus elementos componentes (ala comprimida o alma) excede los límites de la compacidad dados en las vigas compactas.

Vigas esbeltas.- Se designan esbeltas las vigas para las cuales la máxima relación λ de uno o más de sus elementos componentes excede la esbeltez. En sección canal (para diseño en régimen elástico).

Para las alas

$$\lambda = \frac{bf}{t_f} \leq \left\{ \lambda_p = \frac{545}{\sqrt{f_y}} \right\}$$

Para el alma

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \leq \left\{ \lambda_p = \frac{5370}{\sqrt{f_y}} \right\}$$

La resistencia de diseño en flexión debe cumplir.

$$\Phi_b M_t = \Phi_b M_p \geq M_u$$

2) capacidad resistente a corte.

$$\frac{h}{t_w} \leq 260 \qquad \Phi_v V_t > V_u$$

3) capacidad resistente al pandeo lateral torsional.

Si $L_p < L_b \leq L_r$ zona de pandeo inelástico

$$\phi_b M_t \leq \phi_b M_p$$

Si $L_b > L_r$ zona de pandeo inelástico

$$\phi_b M_t = \phi_b M_{cr} \leq \phi_b M_p$$

4) La economía.

Los pasos de diseño son:

1.- Selección del perfil.

2.- Verificar si es compacto o no.

3.- Calculo de L_p

$$L_p = 1.74 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

4.- Calculo del L_r

$$L_r = \frac{C_b * C_1}{C_2} \sqrt{1 + \sqrt{1 + C_2 * C_2^2}}$$

5.- Calculo de X_1 y X_2

$$X_1 = \frac{E}{F_y} \sqrt{\frac{C_1 C_2 C_2^2}{2}} \quad X_2 = \left[4 * \left(\frac{C_2}{C_2} \right) \right] * \left(\frac{C_2}{C_2} \right)^2$$

Donde: $f_L = (F_{cr} - F_y) \leq F_y$ y

J = constante de torsión

$$J = \frac{1}{3} * (2 * b_f * t_f^3 + h * t_w^3)$$

C_w = constante de alabeo

$$C_w = C_2 * \left(\frac{C_1 - C_2^2}{4} \right)$$

Calculo del coeficiente de flexión (C_b): Se aplica la siguiente ecuación

$$C_b = 12.5 \frac{M_{max}}{2.5 * M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

Dónde: $M_{\text{máx.}}$: máximo momento absoluto en la longitud no arriostrada MA, MB, MC:
Momentos absolutos a 1/4, 1/2 y 3/4 de la longitud no arriostrada respectivamente

Si es el caso $L_p < L_b \leq L_r$

Dónde: L_b = Es la separación máxima real a la que se colocan los soportes laterales en la luz de la viga.

L_p = Es la distancia máxima teórica a que es posible colocar los soportes laterales para poder desarrollar la total capacidad resistente de la sección hasta alcanzar su momento plástico.

L_r = Es la distancia máxima teórica a que se permite colocar los soportes laterales para que la sección alcance su límite elástico sin fallar.

El cálculo del momento nominal es:

$$\phi_b M_t = \phi_b \left(M_{\text{máx.}} - (M_{\text{máx.}} - M_{\text{máx.}}) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_b - L_r} \right) \right) * \phi_b \leq \phi_b M_p$$

Dónde: $\phi_b M_b = \phi_b * Z_x * F_y = Z_x * f_y$

Si es el caso $L_b > L_r$

Calculo del momento crítico

$$M_{cr} = C_b * \frac{E I_x}{L^2} * \sqrt{I_y * I_x * \pi^2 * E * I_x + \left(\frac{E * I_x}{L} \right)^2 * I_y} \leq M_p$$

La máxima carga que soporta la viga teniendo en cuenta la flexión es entonces:

$$\phi_b M_p = \frac{P_{\text{mayorada}} * L}{4}$$

$$P_{\text{mayorada}} = \frac{4 * \phi_b M_p}{L}$$

Se revisa luego la capacidad por cortante: $\frac{h}{t_w} \leq 260$

Se aplica la siguiente ecuación. El máximo cortante en la viga es igual a la mitad de la carga concentrada P/2.

$$\phi_v V_t = C_v * 0.6 * \phi_v * A_w$$

$$\phi_v V_t = V_u = \frac{P}{2}$$

$$\frac{P}{2} = C_v * 0.6 * \phi_v * A_w$$

Donde C_v tiene los siguientes valores:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.4 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad ; \quad C_v = 1$$

$$2.4 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} < 3 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad ; \quad C_v = \frac{2.4 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}}{\frac{h}{t_w}}$$

$$3 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} < 260 \quad ; \quad C_v = \frac{7.38 * E}{\frac{h^2}{t_w} * f_y}$$

Verificando: $\phi_v V_t > V_u$

Diseño de miembros a tensión

“El diseño de miembros a tensión implica encontrar un miembro con áreas totales y netas adecuada. Para un miembro con una sección transversal rectangular, los cálculos son relativamente directos.

“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 arriostramiento 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:

$$\phi_t P_n \leq \phi_t P_u$$

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

$$f_{t1} = \frac{N_d}{A_g} \leq \phi_1 \cdot F_y \qquad f_{t2} = \frac{N_d}{A_{crit}} \leq \phi_2 \cdot F_r$$

La limitación de la esbeltez será satisfecha si: $\frac{KL}{r} \leq 300$

Área crítica:

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

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

Donde :

ft1 y ft2 = esfuerzos de la pieza

Nd= La carga mayorada que actúa sobre la pieza

Fy = Límite elásticos del acero

Fr = Límite de ruptura del acero

AB = Área bruta de la pieza

Acrit= 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

Diseño de miembros sometidos a flexo-tracción

Los miembros sometidos a flexo- tracción se deben dimensionar para satisfacer las ecuaciones que se dan a continuación.

$$1. - \frac{N_u}{\phi N_t} \geq 0.2$$

$$\frac{N_u}{\phi N_t} + \frac{8}{9} * \frac{M_u}{\phi M_t} \leq 1$$

$$2. - \frac{N_u}{\phi N_t} < 0.2$$

$$\frac{N_u}{2 * \phi N_t} + \frac{M_u}{\phi M_t} \leq 1$$

Donde:

Nu: es la demanda en tracción

Nt: es la capacidad resistente a la tracción

Ø: es el factor de minoración de la capacidad resistente nominal a tracción

$$\phi N_t = 0.9 * f_y * A$$

Estructura aporcada

El diseño de la estructura aporcada estará fundamentada en base a la Normativa Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.

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.

Propiedades del Hormigón

Resistencia

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

Tipos de Hormigones Según su Resistencia

H12,5 H15 H17,5 H20 H25 H30 H35 H40 H45 H50 H55

Tabla 4 Hormigones según su resistencia en Mpa, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

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

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. La fabricación y puesta en obra de estos hormigones, deberá realizarse según reglas específicas.

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

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

Fluida

10-15

+2

Tabla 5 Asentamientos Admisibles, Código Boliviano del Hormigón CBH-8

Coeficiente de dilatación Térmica

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

Aceros

Generalidades

Las armaduras que se utilizan en el hormigón armado pueden clasificarse en primarias las armaduras longitudinales y secundarias las armaduras transversales.

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

Las armaduras transversales se emplean para absorber las tensiones de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsores), para asegurar la necesaria ligadura entre armaduras principales, de forma que se impida su pandeo y la formación de fisuras localizadas.

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

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

Barras lisas.

Barras corrugadas.

Mallas electro soldadas.

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

Características Geométricas

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

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

Tabla 6 Diámetros y Áreas de Barras Corrugadas, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

Características Mecánicas

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

Designación	Clase de acero	Límite elástico f_y , en MPa no menor que	Carga unitaria de rotura f_s , en MPa no menor que	Alargamiento de rotura, en % sobre base de diámetros, no menor que	Relación f_s/f_y , en ensayo no menor que
AH 400 N	D.N.	400	520	16	1,29
AH 400 F	E.F.	400	440	12	1,1
AH 500 N	D.N.	500	600	14	1,2
AH 500 F	E.F.	500	550	10	1,1
AH 600 N	D.N.	600	700	12	1,16
AH 600 F	E.F.	600	660	8	1,1

Tabla 7 Tipos de Acero, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

Adherencia entre Hormigón y Acero

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

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

Armaduras

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.

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.

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.

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

Distancia a los Paramentos

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

normas establecen para los recubrimientos las limitaciones coincidentes con las que recomendamos a continuación:

- a) Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a un diámetro y a los seis quintos del tamaño máximo del árido.
- b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros. Si es necesario disponer un mayor recubrimiento y salvo casos especiales de ambientes agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento, para sujetar el hormigón del mismo. El recubrimiento mínimo en cualquier caso deberá ser mayor que 1,5cm. (Ver tabla N°8 anexos).

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.

Coefficientes de Minoración de las Resistencias de los Materiales

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

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

Tabla 9 Coeficientes de Minoración, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

Coefficiente 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:

Coefficientes 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
	Mínimos	-0.10
Daños previsible en caso de accidentes	Medios	0
	Muy Importantes	+0.20

Tabla 10 Coeficientes de Mayoración, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

Acciones

Acciones Permanentes

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

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

- Hormigón sin armar23 KN/m3
- Hormigón armado con cuantías normales25 KN/m3

Acciones Variables

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

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

Los siguientes cuadros nos proporcionan valores de las cargas permanentes y accidentales de acuerdo al tipo de estructura, material y la función que cumple la misma. Es importante tomar en cuenta estos valores puesto que son los que recomiendan las normas.(ver tabla N°11-12 anexos).

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:

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

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

Estados Límites de Servicio:

$$\text{HIPÓTESIS I } G + Q$$

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

Dónde:

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

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

W = Valor característico de la carga del viento.

En la tabla 11 y 12 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.

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.

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.

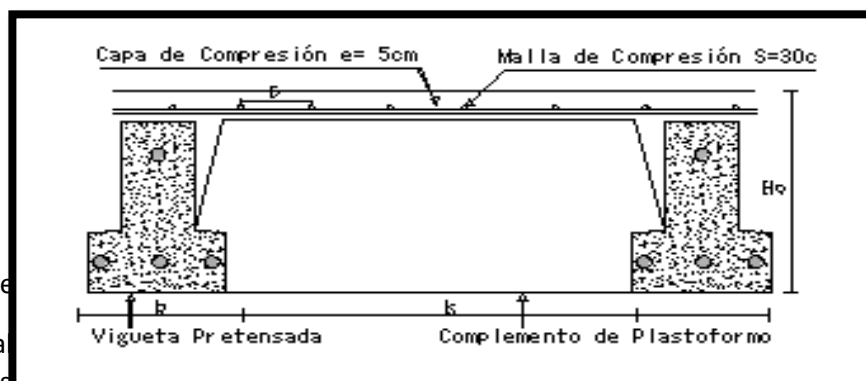


Ilustración 3 Parte

El proyecto se elabora en el departamento de ingeniería de estructuras, donde 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.

Esfuerzos admisibles

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

Esfuerzo de compresión en fibras extremas $\sigma_{cm} = -0,6 * \sigma'_{cm}$

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

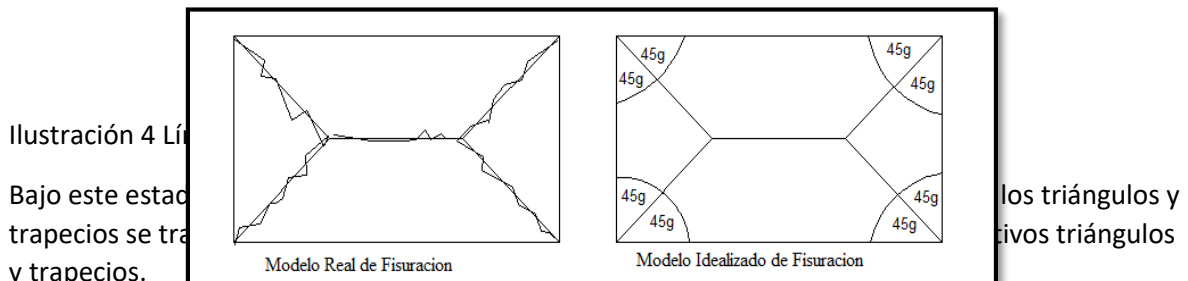
Esfuerzo de compresión en fibras extremas $\sigma_{cm} = -0,45 * \sigma'_{cm}$

Esfuerzo de tensión de fibras extremas $\sigma_{tm} = 1,60 * \sqrt{f'_{cm}}$

Armadura mínima

En losas de espesor constante, cuando se utilice acero de refuerzo con $f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$, la cuantía mínima para resistir cambios de temperatura y retracción de fraguado ω_{min} será de 0.0018. En las losas nervadas, la cuantía mínima de flexión ω_{min} se calculará como una viga. El armado en losas nervadas se calculará tomando como ancho de la franja de hormigón el ancho de los nervios.

Calculo de la resistencia al cortante : De acuerdo con la experimentación en que se basa la " Teoría de Líneas de Rotura " cuando una losa rectangular, sustentada en todo su perímetro sobre vigas de mayor peralte y sometida a una carga uniforme distribuida que actúa en toda la superficie, se encuentra al borde del colapso, se fisura conformando triángulos y trapecios.



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 N° 13.6 del texto de Jiménez Montoya 15ª edición: $M_d = \gamma_s * M$

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 traicionada (también llamado "canto útil")

f_{cd} = Resistencia de diseño del hormigón.

Se calculará el valor *si* : $\mu_{lim} \geq \mu_d$ *no necesita armadura a compresión*

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

Con el valor del momento reducido se obtiene la cuantía mecánica de la armadura.

Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

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

Donde:

w = Cuantía mecánica de la armadura (ver tabla N°15 anexos)

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

A_s = Área de la armadura a tracción.

3) Calcular la armadura mínima y el valor de μ : $A_{min} = \mu * b_w * d$

La ecuación que se muestra, sólo es para secciones rectangulares

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

Cuando el momento reducido es mayor que el momento mínimo.

si $\rightarrow \mu_{lim} \leq \mu_d$ *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.

$$j = r/d$$

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

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

Donde:

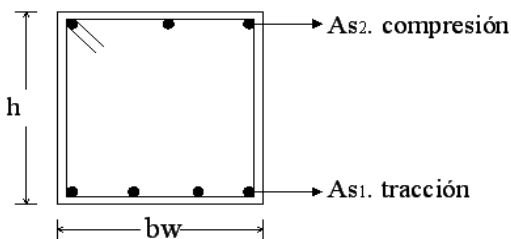
w_{lim} = Este valor se obtiene de tabla N° 13 ver anexos.

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

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

j = Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r = Recubrimiento geométrico.



2) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

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

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

Dónde:

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

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

3) Calcular la armadura mínima, y el valor de μ : $A_{\text{min}} = \mu * b_w * d$

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

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.

$$V_{cu} \geq V_d$$

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

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

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

$$V_d > V_{cu}$$

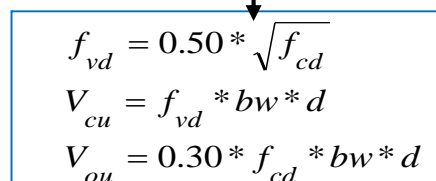
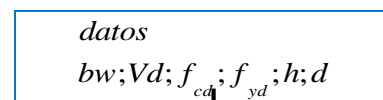
$$V_d = V_{cu} + V_{su} \rightarrow V_{su} = V_d - V_{cu}$$

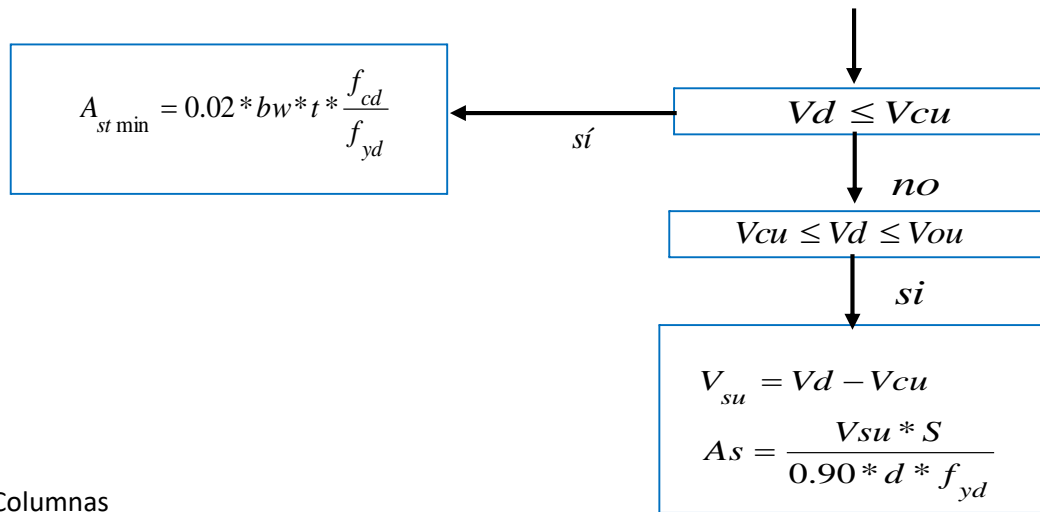
La norma recomienda, en todas las piezas de hormigón armado se debe colocar por lo menos una armadura mínima así para el estribo vertical es el 2% de la sección transversal de la pieza multiplica a t.

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

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.





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 con excentricidades no inferiores a las indicadas para el caso de compresión simple.

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:

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

$$A_1 * f_{yd} \geq 0.05 * N_d \quad A_2 * f_{yd} \geq 0.05 * N_d \quad A_2 * f_{yd} \leq 0.5 * A_c * f_{cd}$$

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

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

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 5000kg/cm².

A1 y A2 = 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 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:

$$S \leq b$$

Siendo b la menor dimensión del núcleo de hormigón, limitada por el borde exterior de la armadura transversal. De todas formas, 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

Longitud de pandeo y esbelteces

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. Un soporte se considera aislado si tiene una sustentación isostática.

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

Sustentación de la pieza de longitud ℓ_0 .	k
-Un extremo libre y otro empotrado	2
-Ambos extremos articulados	1
-Bi empotrado, con libre desplazamiento normal a la directriz	1
-Articulación fija en un extremo y empotrado en el otro	0.70
-Empotramiento perfecto en ambos extremos	0.50

-Soportes elásticamente empotrados	0.70
-Otros casos	0.90

Tabla 16 Coeficiente de pandeo, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

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

Jiménez Montoya nos dice” la longitud de pandeo de soportes pertenecientes a pórticos depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de los monogramas que se indica en anexos A1, 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)*

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

Esbeltez geométrica y mecánica

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

Algunas vigas que pueden estar sometidas a cargas laterales (viento, empuje de tierras en muros y cimientos, empuje de agua en depósitos, empuje de material almacenado en silos, etcétera).

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 (pilares)

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.

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.

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \leq 35 \quad \text{Columna Corta}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} > 35 \quad \text{Columna Larga}$$

} La pieza puede considerarse corta

$$f_{p} = f \cdot k$$

Donde:

l_o: Longitud de pandeo

i: Radio de giro

k: Coeficiente de pandeo

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.

Estructuras complementarias

2.5.10.1 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:

$$e \geq \begin{cases} h/20 & \text{ó} & h/20 \\ 2 \cdot e_{acc} \end{cases}$$

Dónde: h: Canto total en la dirección considerada

2.5.10.2 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.

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

2.5.10.3 Excentricidad de primer orden

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

$$e_{1o} = \frac{M}{N}$$

2.5.10.4 Excentricidad ficticia

Para piezas de sección rectangular viene dada por:

$$e_{total} = \left(3 + \frac{e_{p}}{3500}\right) \cdot \frac{e + 20 \cdot e_p}{e + 10 \cdot e_p} \cdot \frac{e^2}{e} \cdot 10^{-4}$$

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

Excentricidad total: $e_{total} = e + e_p$

2.5.10.5 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.

$$\mu = \frac{M \cdot e_p}{f_c \cdot b^2 \cdot d^2}$$

$$\alpha = \frac{e_p}{b \cdot d}$$

De los ábacos en rosetas (ANEXO) → e_p

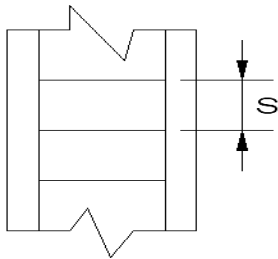
$$e_p = b \cdot d \cdot \mu \cdot \frac{e_p}{d}$$

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

Siendo A_c : Área de la sección bruta del hormigón

2.5.10.6 Armadura transversal

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



$$s \leq \begin{cases} 16 \phi (16 \phi \text{ para } \phi \leq 16 \text{ mm}) \\ 16 \phi * \phi \text{ para } \phi > 16 \text{ mm} \end{cases}$$

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{estribo} \geq \begin{cases} \frac{s}{4} * \phi \text{ para } \phi \leq 16 \text{ mm} \\ \phi \text{ para } \phi > 16 \text{ mm} \end{cases}$$

Escaleras

Definición

Las escaleras son elementos importantes en una edificación, 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.

Donde:

qu = Carga última que actúa sobre la escalera

pp = Peso propio

Acab = Acabados

sc = Sobrecarga de uso

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

$$\text{Cálculo del canto útil: } d = t - \left(r + \frac{\phi}{2} \right)$$

Donde:

t= Espesor de la losa de la escalera

r= Recubrimiento

Φ =Diámetro del hierro

Cálculo de la armadura positiva.

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

Donde:

As= Área de armadura positiva

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

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

$$\text{Disposición de la armadura: } A_s = \frac{\text{Nº barras} \cdot \pi \cdot \phi^2}{4} \quad ; \quad S = \frac{b \cdot 2 \cdot r \cdot \phi}{\text{Nº barras} - 1} \quad ; \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

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

Dónde: S = espaciamiento entre barras

$$\text{Refuerzo de momento negativo: } (-)A_s = \frac{(+A_s)}{2} \quad ; \quad A_{s \min} = 0,0018 \cdot b \cdot d \quad ; \quad A_{s \min} < (-) A_s$$

Refuerzo transversal por temperatura.

$$A_{st} = 0.0018 \cdot b \cdot t \qquad S = \frac{A_{\phi}}{A_{st}}$$

Donde:

Ast=Área de armadura transversal

$A\Phi$ = Área de la barra de hierro

Fundaciones

Zapatas aisladas

En las zapatas de espesor variable, el canto h_0 en el borde debe ser $h_0 \geq h/3$ y no menor que 25 centímetros. El ángulo de inclinación suele tomarse $\beta \leq 30^\circ$, que corresponde, aproximadamente, al ángulo de talud natural del hormigón fresco, con lo cual podría no ser necesario el empleo de contra encofrado si bien, en este caso, la compactación del hormigón es muy difícil. (ver ilustración 6 anexos).

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

Tanto las Recomendaciones del Comité Euro-Internacional del Hormigón como la instrucción española y boliviana distinguen entre zapatas rígidas y flexibles. Se consideran como zapatas rígidas aquellas en las que el vuelo v , en ambas direcciones principales, no supera a $2h$, siendo h el canto máximo (Ver ilustración 7 anexos). En las zapatas rígidas puede admitirse una distribución plana de las tensiones del terreno. Pero dada su gran rigidez no se cumple la ley de Bernoulli sobre la conservación de las secciones planas del hormigón

Por el contrario, se consideran como zapatas flexibles aquellas en las que el vuelo v es superior a $2h$, en alguna de las direcciones principales. En este caso la distribución de tensiones del terreno no es plana; y el funcionamiento resistente del hormigón puede considerarse como el de una losa o el de una viga plana.

Dimensionamiento de zapatas aisladas con carga centrada

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

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

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

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

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

$$\begin{aligned} d_1 &= \sqrt{\frac{f_{ct} * b * d^2}{4} + \frac{M * d}{2 * f_{ct} - 1}} - \frac{f_{ct} + f_{ct}}{4} & d &= \frac{4 * M}{f_{ct} * b} \\ d_2 &= \sqrt{\frac{f_{ct} * b * d^2}{4} + \frac{M * d}{2 * f_{ct} - 1}} - \frac{f_{ct} + f_{ct}}{4} & d_{2/3} &= 0.5 * \sqrt{\frac{M}{f_{ct}}} \left(\frac{f_{ct}}{f_{ct}^2} \right) \end{aligned}$$

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

Comprobación a cortante y punzonamiento

Las zapatas dimensionadas de acuerdo con lo indicado en el apartado 1º, no necesitan comprobación a cortante ni a punzonamiento. No obstante, a continuación, se indican las comprobaciones preconizadas por la Instrucción española, análogas a las recomendadas por

el CEB-FIP, que son las que han servido de base para la determinación de las mencionadas fórmulas de dimensionamiento. De acuerdo con la Instrucción española, como resistencia convencional del hormigón a cortante se adopta el valor, $f_{vd} = 0,5 * (f_{cd})^{1/2}$ (kp/cm²).

Zapatas flexibles

En las zapatas flexibles es necesario efectuar una doble comprobación: a esfuerzo cortante y a punzonamiento. La comprobación a cortante es idéntica a la indicada para las zapatas rígidas en el apartado anterior. Esta comprobación debe efectuarse en la sección 3-3 cuando sea $a - a_0 \geq b - b_0$; en caso contrario se comprobará en la sección ortogonal.

La comprobación a punzonamiento se efectúa, como en las placas, en la sección crítica A_c formada por las cuatro secciones verticales separadas $d/2$ de los paramentos del soportes decir, en la sección $A_c = 2 (a_0 + d + b_0 + d) * d$. La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuanto sea:

$$\frac{f_{ct} * b * d}{f_{ct} * d} (M * d - (f_{ct} + f_{ct})(f_{ct} + f_{ct})) \leq f_{vd} * 2 * A_c$$

Debe llamarse la atención sobre la seguridad de esta última comprobación en el caso de soportes muy alargados ($a_0 > 2b_0$). La norma boliviana e Instrucción española determina la resistencia a punzonamiento el valor:

$$f_{vd} = 2 * f_{ct} = \sqrt{f_{ct}}$$

Comprobación de adherencia

La comprobación de adherencia se efectúa en las mismas secciones de referencia, 1-1 y 1'-1', tornadas para la flexión. En el caso de soportes de hormigón, el cortante de cálculo en la sección 1-1 es:

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed} * V_{Ed}}{V_{Ed}} \left(\frac{V_{Ed} - V_{Ed}}{2} \right) + 0.15 * V_{Ed}$$

La armadura se encuentra en buenas condiciones de adherencia cuando sea:

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{0.9 * V_{Ed} * V_{Ed} * V_{Ed} * V_{Ed}} = V_{Ed} = V_{Ed} * \sqrt[3]{V_{Ed}}$$

En donde n es el número de barras de diámetro ϕ , y k una constante con el valor k=0,95 para las zapatas rígidas, y k = 2,00 para las flexibles.

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. Las especificaciones técnicas se encuentran conformadas por los siguientes puntos:

Definición.	Disposición administrativa.
Materiales, herramientas y equipo.	Medición y forma de pago.
Método constructivo.	

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.	d) Gastos generales.
Costo de mano de obra.	e) Utilidad.
Desgaste de herramientas	

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

Tomado en cuenta como beneficios sociales el 60% de la mano de obra; como herramientas menores el 5%, de la mano de obra, IVA será 14.94%, como gastos generales el 10% y como utilidad el 10%, IT se toma 3,09%.

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

El trabajo de computar será detallado en todas sus partes 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 definitiva del proyecto.

Presupuesto del Proyecto

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

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.

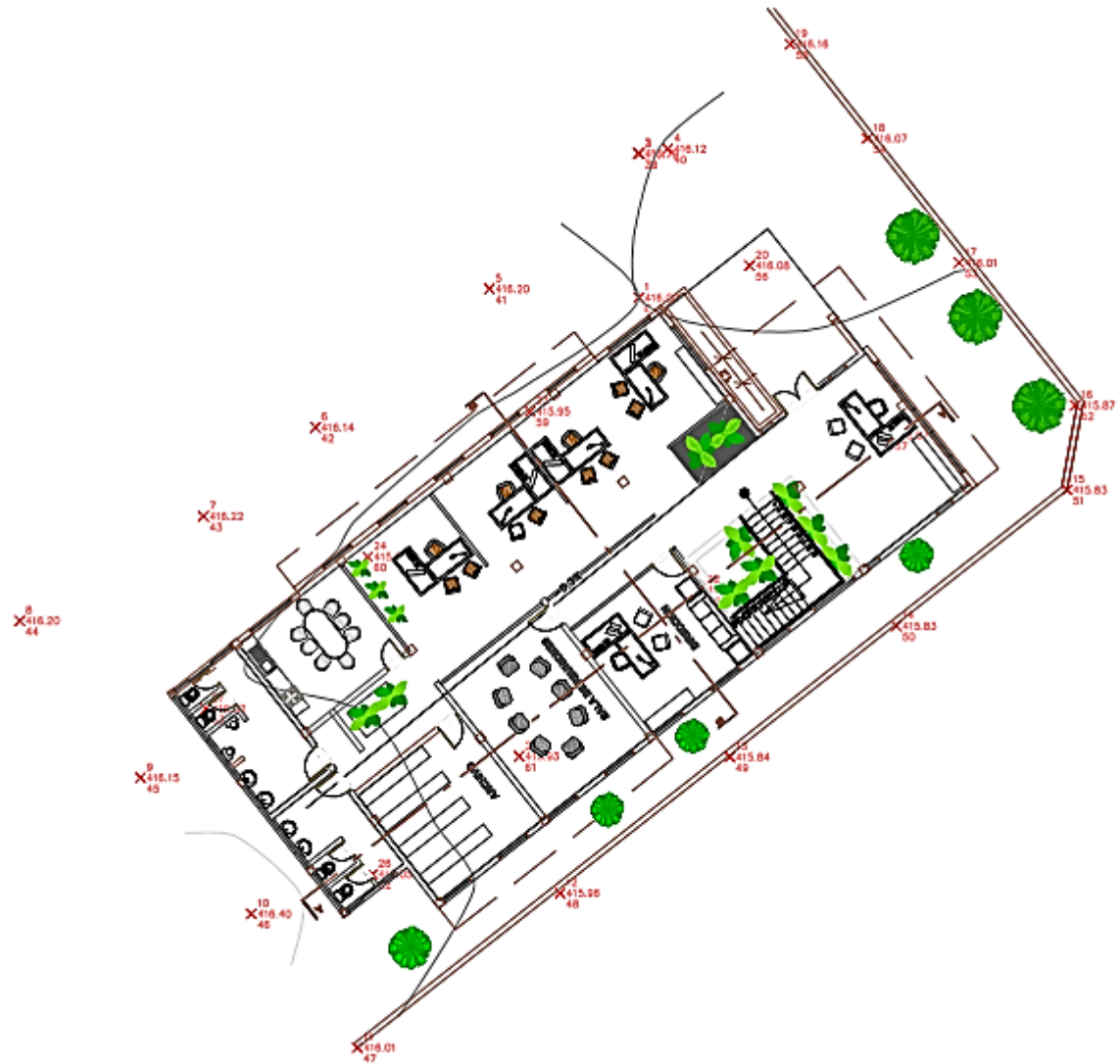
Partiendo de aquí se puede entender como la planificación a la formulación de un conjunto de acciones sucesivas que sirva de guía para la realización del proyecto.

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.

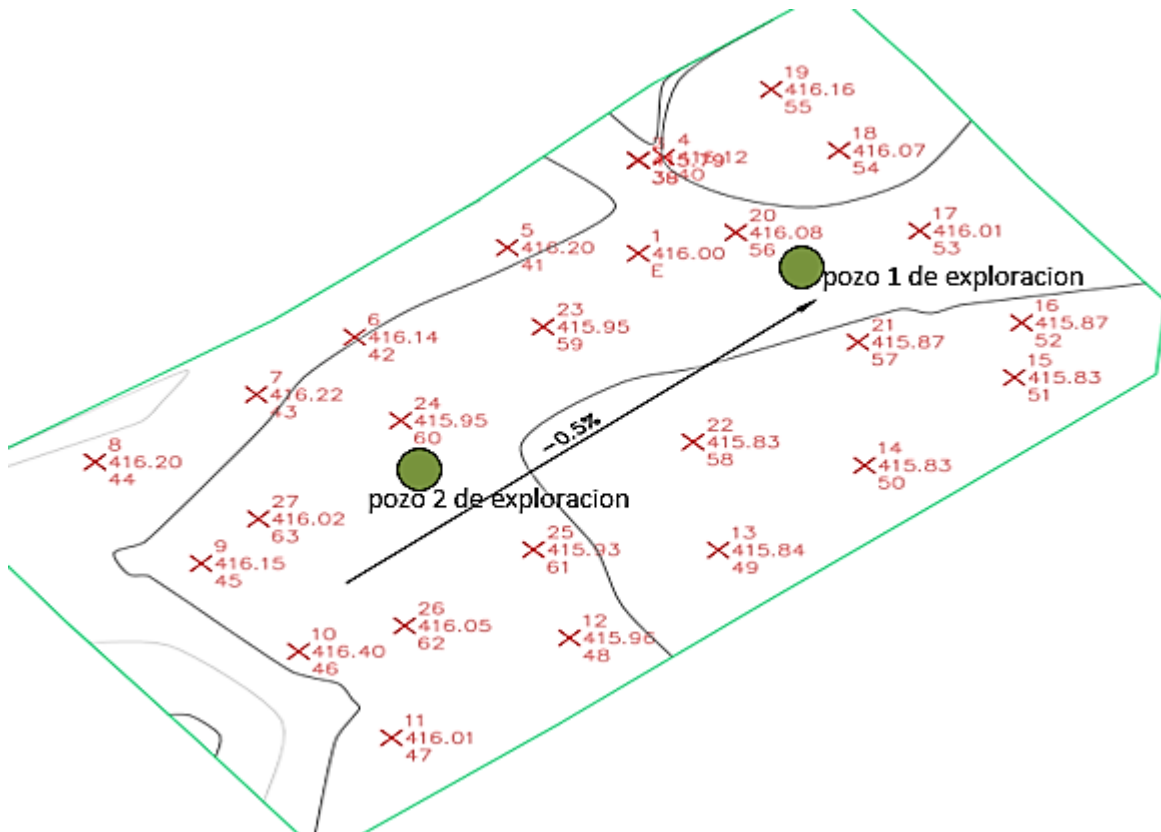
CAPÍTULO III: INGENIERÍA DEL PROYECTO

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Se lo realizó con una estación total, donde se obtuvo los puntos necesarios para determinar las curvas de nivel y definir la proyección sobre el plano, el cual refleja una superficie de 697.8 m² área que cubre el emplazamiento de la edificación, el terreno es relativamente plano con una pendiente de 0.5% por lo que no es relevante realizar trabajos de nivelación del terreno, ni desmonte ya que está libre de malezas y árboles. Como no es muy grande el proyecto se hizo dos pozos de exploración ubicados como se muestra en la imagen. (Anexo).



Emplazamiento de la edificación al terreno



Plano topográfico y ubicación de pozos de exploración

ANÁLISIS DEL ESTUDIO DE SUELOS

3.2.1 Ensayo de carga directa (S.P.T.)

Las características físicas y mecánicas del suelo, y su comportamiento frente a cargas externas son:

Pozo Nº	Profundidad (m)	Nº Golpes	Resist. Adm. Nat.(Kg/cm ²)	Clasificación del Suelo	Descripción
1	1,50	9	1,11	SUCS: CL AASHTO: A-6(8)	Arcilla inorgánica, de plasticidad media.
1	2,50	10	1,19	SUCS: CL AASHTO: A-6(8)	Arcilla inorgánica, de plasticidad media.
2	1,50	10	1,19	SUCS: CL AASHTO: A-6(8)	Arcilla inorgánica, de plasticidad media.
2	2,50	11	1,27		

			SUCS: CL AASHTO: A-6(8)	Arcilla inorgánica, de plasticidad media.
--	--	--	----------------------------	-------------------------------------------

Como se puede observar el pozo 1 es el más crítico por contar con esfuerzo admisible menor. El cual se pudo observar al momento que se realizaba la excavación lo siguiente:

Según la exploración efectuada en el pozo 1 de 2,5m de profundidad, el suelo está constituido por dos capas, la primera de 0,00 - 1,50m es un estrato arcilloso poco blando sin presencia de suelo grueso. La segunda de 1,5 - 2,5m es un estrato arcilloso homogéneo más consistente, no se apreció la presencia del nivel freático.

3.2.2 Perfil estratigráfico

Al establecer el perfil del suelo en el sitio, se determina la secuencia de los estratos en función con la profundidad, su espesor y continuidad lateral de cada estrato y si es necesario, la profundidad del lecho rocoso y nivel freático. (Ver imagen).

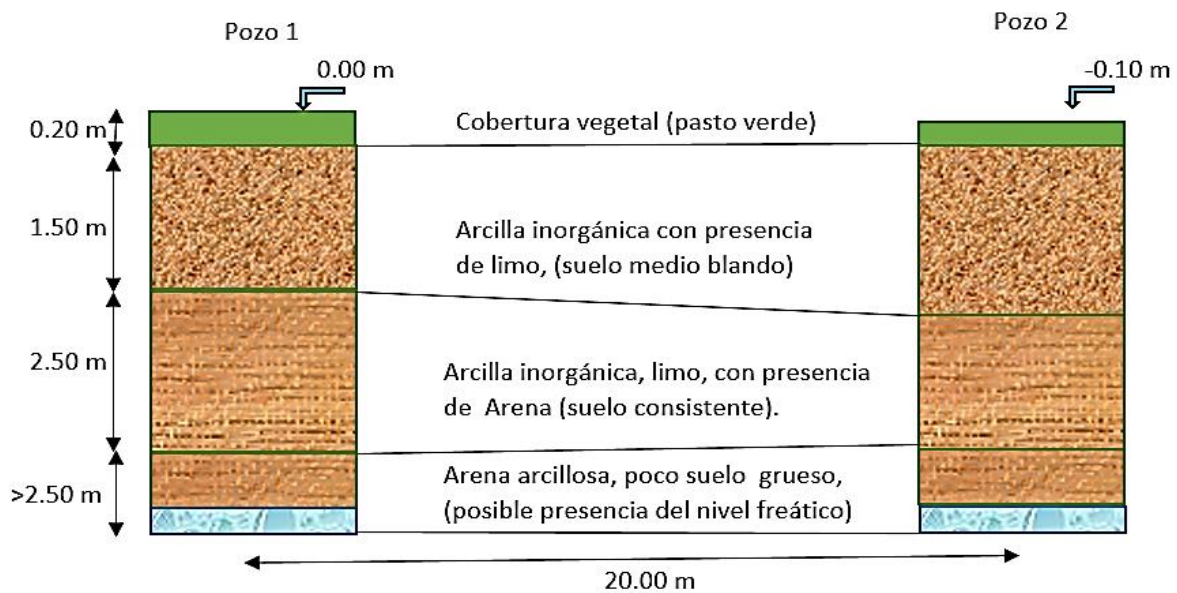


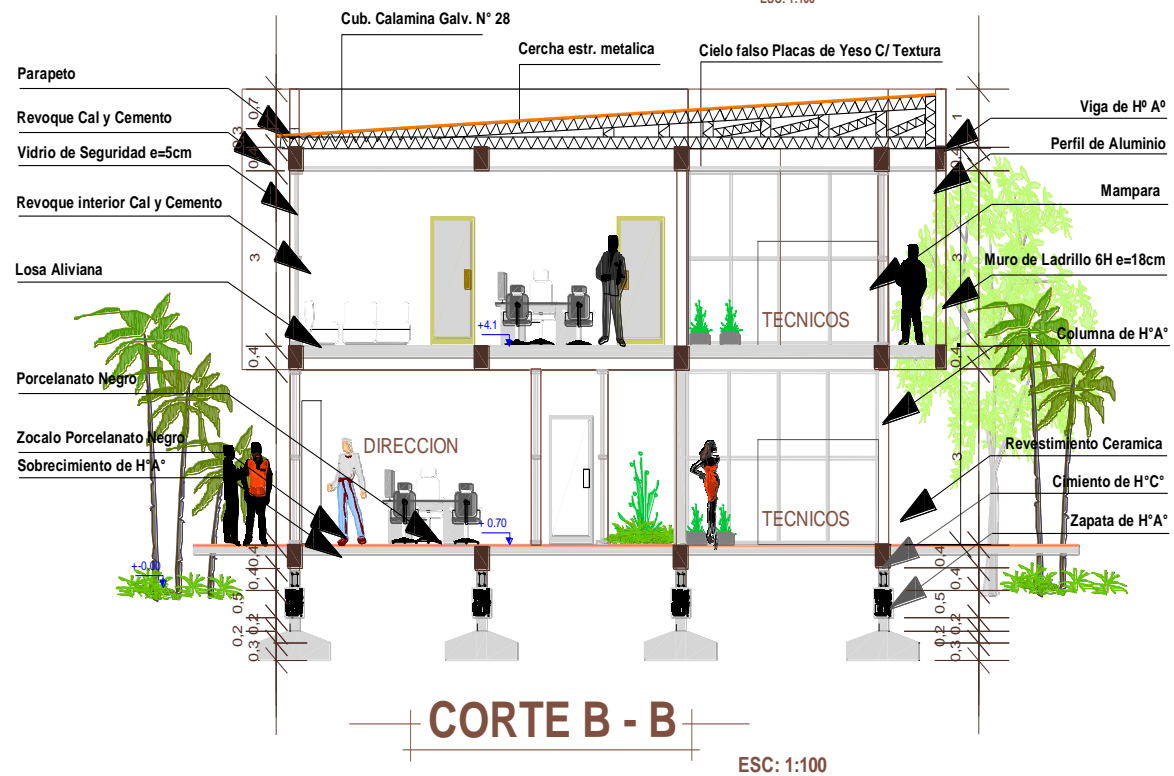
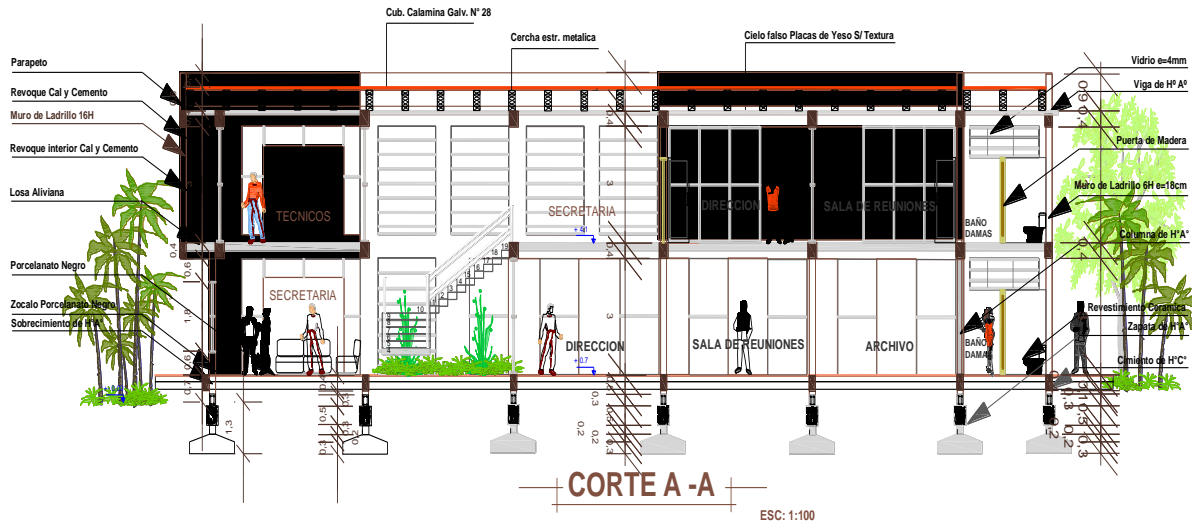
Ilustración 8 perfil estratigráfico

De acuerdo a las características presentadas del suelo se decidió fundar a 2m porque a esa profundidad ya existe un suelo más consistente, por lo que se redujo el esfuerzo admisible por seguridad a 1.15 kg/cm². Cabe señalar que como se hizo la excavación con retroexcavadora es medio imposible tener una profundidad exacta por eso se excedió en la profundidad a 2.5m.

Se eligió zapatas aisladas flexibles ya que se adecuan casi a todo tipo de suelos con resistencia y recoge la carga de un pilar, además resulta económica y práctica su construcción.

ANÁLISIS DEL DISEÑO ARQUITECTÓNICO

El diseño arquitectónico fue proporcionado por la Sub Gobernación de Bermejo y consta de los siguientes ambientes: secretaria, dirección, sala para técnicos, sala reuniones, archivos, cocina y baños para hombres y mujeres, tanto en planta baja como alta los mismos se respetó los planos proporcionado sin hacer ninguna modificación.(ver imagen)



Planos arquitectónicos

PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL

Modelo de la Estructura de Sustentación de la Cubierta

Tipo de cercha: La cubierta más solicitada tiene un ancho de 14,44m y la luz de las cerchas es de 12.20 m. Se diseñará con cerchas metálica tipo “PRATT” debido a que se adapta a las condiciones del lugar y a la luz de cálculo. Con perfiles tipo C para correas y rectangulares para la cercha.

Tipo de cubierta: después de una serie de comparaciones en cuanto a costo, reducción de correas, disponibilidad en el mercado y a rendimiento de instalación, se optó por diseñar con “CALAMINA GALVANIZADA # 28” este tipo de calamina es liviana, resistente, de gran economía y bastante rendimiento en el proceso de instalación.

El tipo de calamina galvanizada # 28 viene a medida a solicitud requerida, el ancho estándar es de 90 cm, espesor de 0.38 mm y tiene un peso de 3.57 kg/m², estas dimensiones se adecuan de manera exacta al tipo de cercha seleccionada.

Altura de la cercha: La cercha tiene una luz de cálculo de 12.20 m tomando en cuenta que las especificaciones técnicas de la calamina galvanizada #28 nos indican que la cubierta debe estar a un ángulo mínimo de 6°, se adoptó una pendiente de 10% lo cual nos da un Angulo de 6.4° y una altura de 1.50m, por otra parte, mientras más alta sea la cercha eso reduce la sollicitación en la cuerda superior (elemento más sollicitado) por esta razón, se adoptó esa altura de cálculo.

Espaciamiento entre cerchas y correas: Asumimos un espaciamiento práctico de 2.5 m entre cerchas y entre correas están entre (1.71- 1.5) m.

Características de los perfiles metálicos:

Acero AST-A36

Límite de fluencia = $F_y = 2.530 \text{ kg/cm}^2$

Límite de ruptura = $F_r = 4.080 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad = $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

Cargas consideradas en el diseño: Las cargas consideradas son permanentes como sobrecargas de uso que se resume en la siguiente tabla:

CARGAS CONSIDERADAS PARA LA CUBIERTA		
Cargas Permanentes	Peso Propio	Para cada Elemento
	CALAMINA GALVANIZADA # 28	3.57 kg/m ²
	Peso Cielo Falso placas de yeso	25 kg/m ²
Sobrecargas de Uso	Carga Viva (Mantenimiento)	80 kg/m ²
	Presión de Viento (V=100km/h)	-20 kg/m ²

Tabla N° 18 fuente elaboración propia

Modelo de la Estructura de Sustentación de la Edificación

El modelo estructural de sustentación de la edificación se compone de columnas, muros, vigas y entrepisos, como se muestra en la figura.

Columnas: Está compuesta de columnas de sección rectangular con luces de 3,5m.

Vigas: Están compuestas de vigas rectangulares, la luz mayor se tiene de 5 m.

Entrepisos: Los entrepisos se plantean como losa alivianada, en las uniones de losa-columna, con espesores de 20 cm.

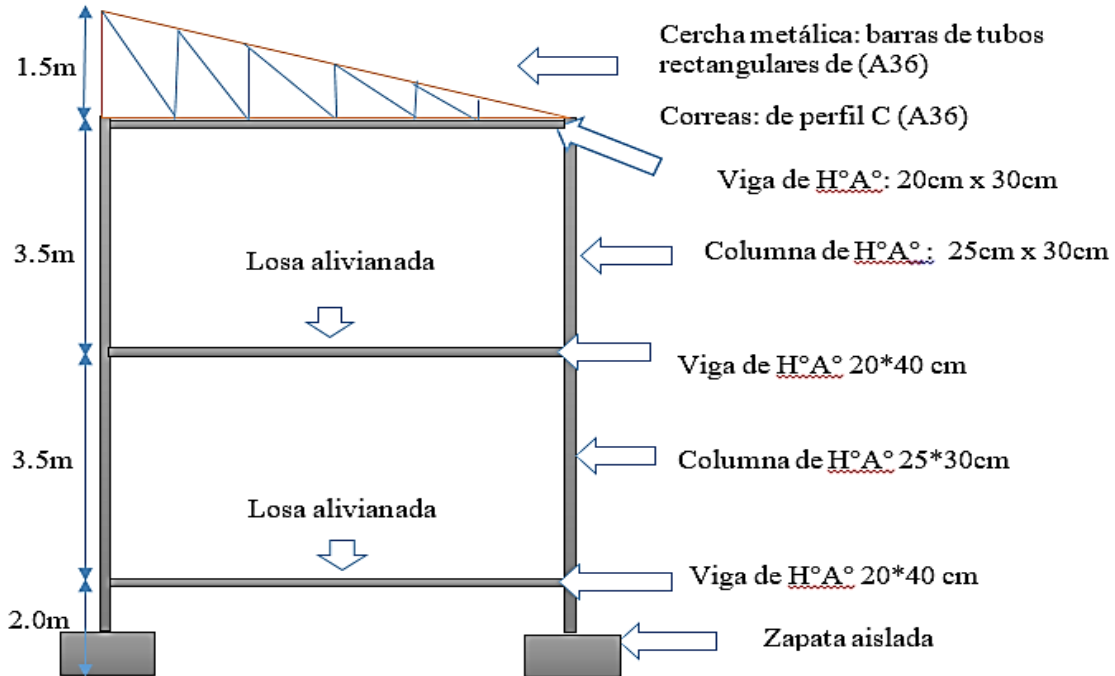


Ilustración N°9 estructura de sustentación

Resistencias características: Para los elementos de hormigón armado se usaron las siguientes resistencias características de compresión a los 28 días.

Elemento	Resistencia	Nivel de Control	Factor de Minoración
Entrepisos, Vigas, Columnas, Muros, Zapatas	210 kg/cm ²	Normal	1,5

Tabla 19 Resistencia del Hormigón, Elaboración Propia

Características de los elementos:

Elemento	Peso Especifico	Módulo de Elasticidad	Módulo de Poisson

Entrepisos, Vigas, Columnas, Muros, Zapatas 2500 kg/m³ 300000 kg/cm² 0,2

Tabla 20 Propiedades del Hormigón, Elaboración Propia

Resistencias del hormigón y acero: se utilizaron la siguiente resistencia tanto para el diseño de zapatas, columnas y vigas.

Hormigón con una resistencia $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$

Acero con una resistencia $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$

Cargas consideradas en el diseño: Las cargas consideradas son permanentes como sobrecargas de uso que se resume en la siguiente tabla N° 21 (fuente elaboración propia):

Cargas Consideradas para edificación			
Cargas Permanentes	Peso Propio		Para cada Elemento
	Sobre piso y Acabados		133 kg/m ²
	Muro de Ladrillo Exterior (e=18 cm)		650 kg/m
	Muro de Ladrillo Interior (e=12 cm)		460 kg/m
	Peso Paneles de Vidrio		120 kg/m
	Peso barandas para gradas		300kg/m
Sobrecarga de Diseño	Carga Viva	Oficinas publicas	300 kg/m ²
		Escaleras	400 kg/m ²
		Azotea	100 kg/m ²

Modelo de las Estructuras Complementarias

Escaleras: Las escaleras se plantean como losas inclinadas en las rampas y horizontales en los descansos, con vinculaciones fijas en las uniones con las losas y en las uniones con los apoyos intermedios, el tipo de apoyo a nivel de planta superior e inferior se supone empotrado, es decir como un pórtico con un momento en el descanso intermedio transferido entre las ramas por una torsión desarrollada a través del descanso.

Modelo de las Fundaciones

Las fundaciones del edificio están compuestas por zapatas aisladas céntricas, puesto que las cargas provenientes de la estructuras son moderadas por tratarse de una edificación de dos plantas y no existen colindantes, las misma se fundaran a una profundidad de 2.0m.

ANÁLISIS, CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL

3.5.1. CALCULO DEL DISEÑO DE CORREAS Y CERCHA

La cubierta calculada y diseñada está conformada por cerchas con elementos de perfil metálico, siguiendo la normativa ASIC método LRFD para estructuras metálicas.

El análisis del cálculo estructural se realizó mediante ordenador CYPE CAD.

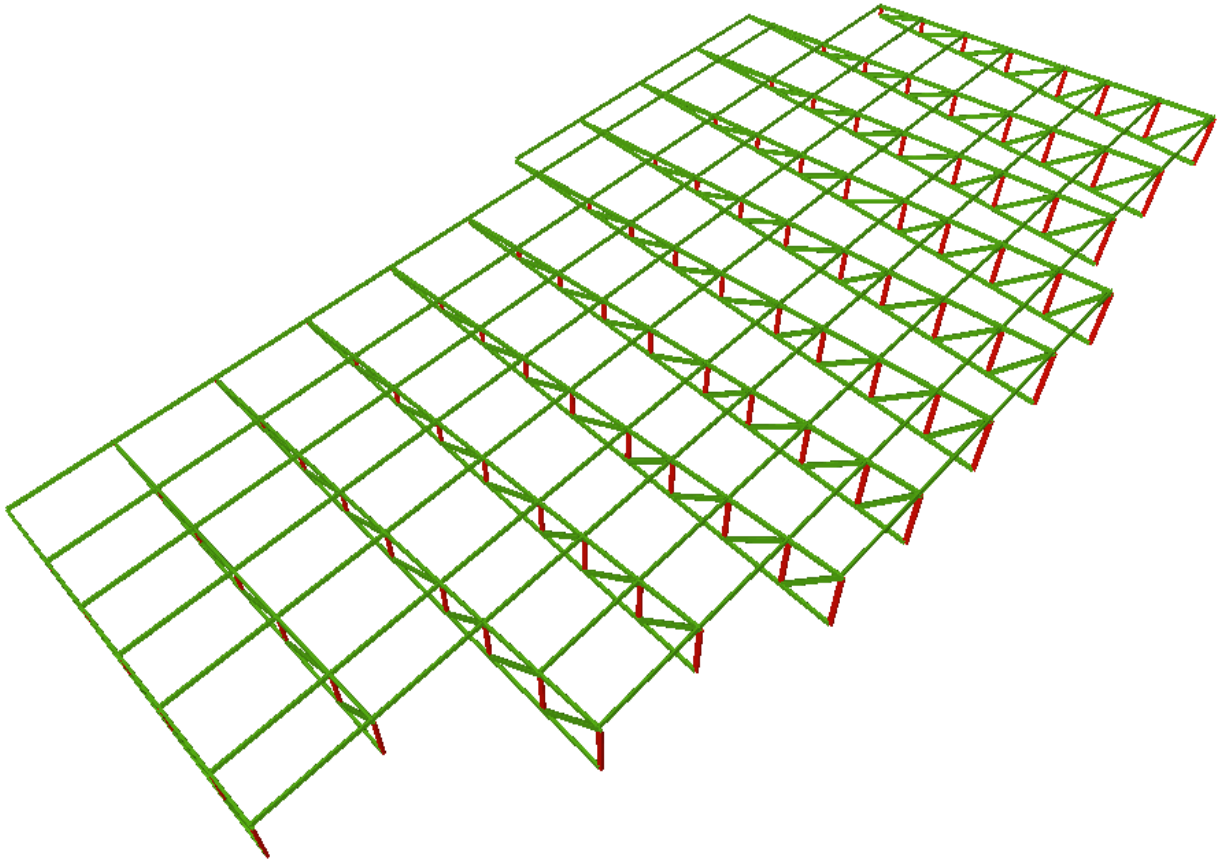


Ilustración 10 Cubierta de toda la estructura, Elaboración propia

CAPITULO IV APORTE ACADÉMICO

“ESCALERA AUTOPORTANTE”

4.1 INTRODUCCIÓN

Los sistemas de escaleras son estructuras muy importantes dentro de la configuración de una edificación, ya que a la vista de cualquier usuario se pueden definir como la estructura que le permite a un individuo trasladarse de un punto a otro de la edificación, dichos puntos con la característica de encontrarse en diferentes cotas de nivel medidas, a partir de un punto común. Así también se puede convertir en un sistema de seguridad y evacuación.

La tipología estructural de las escaleras es muy variada sin embargo las escaleras más comúnmente empleadas son aquellas que su configuración estructural está basada en losas o

placas de concreto armado apoyadas en sus extremos y escalonadas de tal forma que sea fácil la movilización a través de ellas.

4.2 CLASIFICACIÓN DE SISTEMAS DE ESCALERAS

Los factores por medio de los cuales se clasifica un sistema de escaleras pueden ser factores físicos, estructurales y relacionados con el tipo de uso que tiene el sistema dentro de una edificación, sin embargo a continuación se detallan los más importantes.

4.2.1 Clasificación de sistemas de escaleras de acuerdo con el sistema de apoyos que lo sustentan.

Los sistemas de escaleras pueden clasificarse en tres grupos de acuerdo con el sistema de apoyos en el cual se sustenta su estructura y le permiten poseer estabilidad. Estos grupos se detallan a continuación.

4.2.1.1 Escaleras simplemente apoyadas.

Los sistemas de escaleras simplemente apoyadas son las más comúnmente utilizadas dentro de los edificios, estos sistemas se caracterizan por tener una corta longitud la cual puede variar de 3.00m a 4.00m, los apoyos pueden estar constituidos por sistemas de vigas ya sea terminales o de apoyo intermedio.

En caso que el sistema posea sistemas de apoyo de vigas intermedias, las luces de las placas que componen las escaleras pueden alargarse y variar entre 4.00m a 6.00m siempre y cuando el sistema posea vigas terminales en ambos extremos y la viga intermedia sea diseñada con la capacidad estructural para resistir los esfuerzos torsionantes que el sistema le induzca.

El sistema de apoyos simples puede darse en un sistema de escaleras, tanto en el sentido longitudinal como en el sentido transversal. Esto indica que el apoyo simple puede darse en los extremos de la placa de concreto armado o bien en los extremos del escalón.

4.2.1.2 Sistemas de escaleras apoyadas longitudinalmente

En el caso de un sistema de escaleras apoyado longitudinalmente, se puede decir que son sistemas de losas o placas apoyados en sus extremos y que llevan en el sentido del eje de la escalera y del escalón el acero de refuerzo principal, este grupo se puede dividir a su vez en sistemas de escaleras simplemente apoyadas de un tramo y sistemas de escaleras simplemente apoyadas de dos o más tramos que como su nombre lo indica, varía el número de placas y apoyos que conforma el sistema, sin embargo su metodología de diseño es la misma.

4.2.1.3 Sistemas de escaleras apoyadas transversalmente

En el caso especial de un sistema de escaleras apoyadas transversalmente se trata de un sistema que apoya los escalones en sus extremos, generando de esta forma escalones autoportantes con acero de refuerzo principal en el eje del escalón, este sistema de escaleras se sub divide en tres grupos de acuerdo a la configuración de sus apoyos que son: apoyos articulados en ambos extremos, apoyos empotrados en ambos extremos y apoyos combinados, es decir un extremo articulado y el otro extremo empotrado en una estructura altamente rígida.

4.2.2 Clasificación de sistemas de escaleras de acuerdo con su configuración estructural

Cuando se habla de configuración estructural se está hablando acerca de las características estructurales que posee un sistema, es decir se detalla el sistema de apoyos que este posee tanto longitudinalmente como transversalmente, el tipo de estructural que conforma el sistema, es decir escalones en voladizo, losas o placas de concreto armado etc.

Sistema de escaleras auto-portantes

Sistemas de escaleras de losa maciza

Sistemas de escaleras con apoyos intermedios

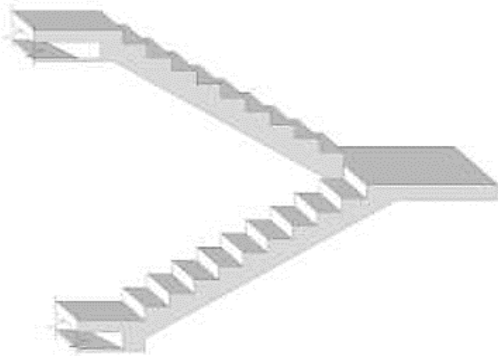
Sistema de escaleras ortopoligonales

Sistema de escaleras helicoidales

4.2.2.1 Sistema de escaleras auto-portantes

Se denomina sistema de escaleras auto-portante a aquel sistema que se conforma por dos tramos de losas de concreto escalonadas y colocadas en sentido contrario una respecto de la otra con un descanso entre ambos tramos, respecto de las losas podemos decir que ambas se encuentran empotradas a elementos rígidos en sus extremos sin embargo el punto común de unión es una losa dispuesta horizontalmente denominada descanso la cual se encuentra en voladizo, se concentran esfuerzos torsionantes que son transmitidos a las losas escalonadas y estas a su vez lo transmiten a los elementos terminales tal y como se aprecia en la figura.

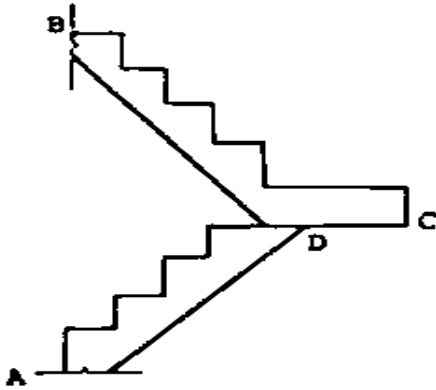
Sistemas de escaleras de dos tramos, apoyada en sus extremos con transmisión de esfuerzos torsionantes en su losa de conexión más comúnmente denominado sistema auto-portante de escaleras.



Fuente: José Calavera / Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón. Página 264

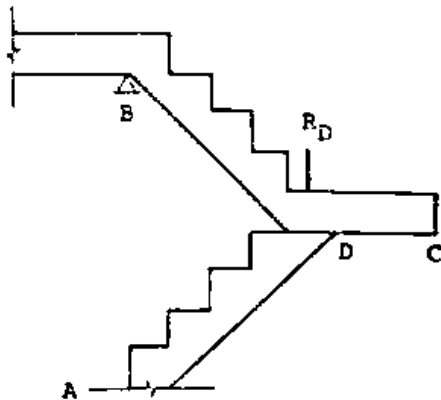
4.3 ANÁLISIS DE DISEÑO:

Para analizar este tipo de escalera se considera como un pórtico con un momento en el descanso intermedio transferido entre las ramas por una torsión desarrollada a través del descanso. El método de análisis usado depende de la condición de soporte del descanso superior. Si la reacción horizontal puede ser desarrollada, la clásica distribución de momentos puede ser usada considerando la escalera sin traslación.



Por otro lado si solo la reacción vertical puede ser desarrollada, el punto D puede trasladarse. Para evitar una corrección de deflexión al procedimiento de distribución de momentos, el problema puede ser resuelto por el teorema de Castigliano respecto a la energía de deformación. Pero un apoyo fijo al punto A, el momento de distribución puede nuevamente ser usado y para una escalera completamente con el extremo libre, el momento puede ser resuelto por estática. Para el caso en el cual el apoyo superior sea flexible, la estructura puede ser resuelta por el teorema de Castigliano.

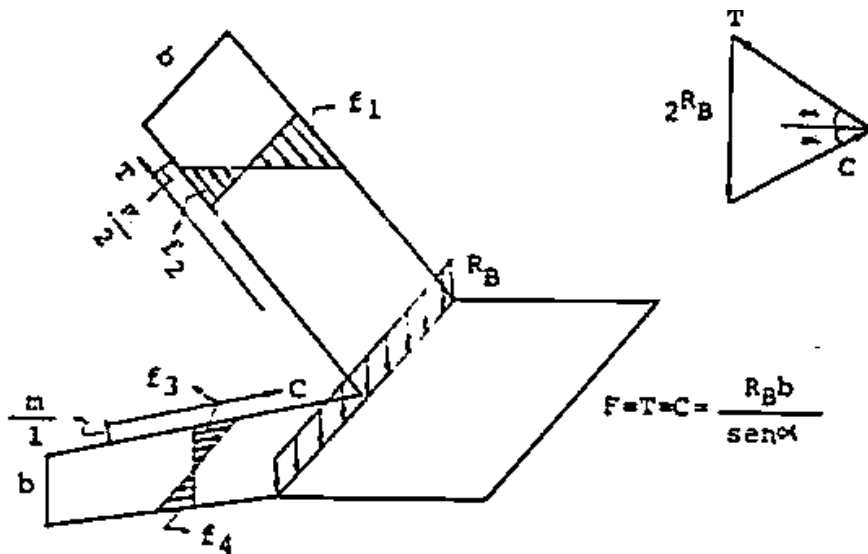
El análisis se hace como si fuera una estructura articulada



Si se supone que el punto D no sufre desplazamiento, se considerara un apoyo ficticio en dicho punto, calculándose así el diagrama de momentos y su respectiva armadura requerida.



Cuando se aplica la reacción R_B se produce además dos fuerzas, una de tensión (T) en las rampas superior y otra de compresión (C) en la rampa inferior, provocándose esfuerzos, tal como se indican:



Las fuerzas T y C son excéntricas para cada una de las rampas. Proyectando la fuerza T , mediante un momento y una fuerza, hasta el centro de la rampa.

CONDICIONES DE UNA ESCALERA:

El trazado de una escalera, una vez elegido el tipo, ha de basarse en las dimensiones de la huella "h" y de la contrahuella "c". Por razones de seguridad para los usuarios todos los peldaños deben ser iguales y para evitar un cansancio excesivo, las dimensiones de "c" y "h" han de cumplir determinadas condiciones, siendo las más frecuentes:

(Tournus) $h + 2c = 53 \text{ cm}$

$h - c = 12 \text{ cm}$

(Neufert) $2c + h = 61 \text{ a } 64 \text{ cm}$

$h - c = 12 \text{ cm}$

VENTAJAS Y DESVENTAJAS:

La alternativa de Escalera auto portante nos ofrece mejor estética, aunque no se aconseja construirlas por su comportamiento estructural, se aconseja al construir este tipo de escaleras alivianarlas al máximo en su peso propio utilizando casetones en el descanso sin disminuir la rigidez ni su resistencia.

La escalera con apoyo en el descanso nos permite dar mayor seguridad y rigidez de la escalera por su apoyo dependiendo de su apoyo en el descanso.

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

Para el diseño de la estructura de H⁹A⁹ (estructura aporticada), se tomó en cuenta la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87), la cubierta metálica están basadas en la normativa del LRFD (Factor de Carga y Resistencia de Diseño). Se cumplió con los requisitos expuestos en el capítulo II en cuanto a resistencia y confort.

Existe el área necesaria para el emplazamiento de la estructura, el terreno es relativamente plano. Del análisis de estudio de suelos se decidió que la profundidad de fundación es de 2m donde se observó un suelo más consistente y puede considerarse empotrado. Se tiene una capacidad portante del suelo de 1.15 kg/cm² por lo cual se determinó el dimensionamiento y el tipo de zapatas que serán aisladas flexibles ya que se adecuan casi a todo tipo de suelos con resistencia y recoge la carga de un pilar, además resulta económica y práctica su construcción.

Al realizar la verificación manual de aquellos elementos más solicitados se observó que existe una variación mínima en las cantidades de armadura requerida para cada elemento estructural esto se debe a que CYPECAD toma ciertas consideraciones, restricciones o modificaciones al cálculo, como ser toma en cuenta la redistribución de momentos negativos en vigas, en forjados de viguetas, considera coeficientes reductores de rigidez a torsión, coeficientes de empotramiento en la última planta coeficiente de pandeo, entre otros.

Al arrojar los resultados y los planos el programa CYPE CAD, se pudo observar que en las vigas la armadura se puede dar en más de una capa y de secciones variables pero el programa nos permite recomodarla, uniformizar las secciones en cada dirección para que elemento sea más fácil de construir. Las vigas en su mayoría no necesitan armadura a compresión pero es necesario poner una armadura mínima para que ésta sujete la armadura de corte es decir los estribos.

Del diseño de estructuras metálicas se tiene correas de perfil tipo C de medidas 100x50x15x2 y para la cercha perfiles rectangulares de sección 120x60x4, se buscó que las mismas sean medidas comerciales y económicas. Como las piezas son soldadas se tubo cuidado de no alterar sus propiedades del material ni disminuir su resistencia.

La alternativa de Escalera auto portante nos ofrece mejor estética, aunque no se aconseja construir las por su comportamiento estructural, se aconseja al construir este tipo de escaleras alivianarlas al máximo en su peso propio utilizando casetones en el descanso sin disminuir la rigidez ni su resistencia. La escalera con apoyo en el descanso nos permite dar mayor seguridad y rigidez.

Tomando en cuenta como beneficios sociales de 60% de la mano de obra, herramientas menores 5% de la mano de obra, IVA 14.94%, IT 3.09%, gastos generales 10%, utilidad 10%. El precio referencial del proyecto es de Un millón cuatrocientos ochenta y uno mil trescientos noventa y cinco con 94/100 Bolivianos, con un plazo de ejecución estimado de 233 días calendario.

5.2. RECOMENDACIONES

Tener cuidado en la introducción de los datos iniciales, norma a utilizar, materiales, hipótesis de carga ya que en base a estos el programa realiza todos los cálculos, también tomar en cuenta las limitaciones, recomendaciones que están establecidas en la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87) y para estructuras metálicas la normativa del LRFD (Factor de Carga y Resistencia de Diseño).

El plantear un buen esquema estructural nos permite acercarnos a la realidad de como trabajara nuestra estructura, esto debe coincidir con los planos arquitectónicos y de esta manera poder procesar los datos de manera más confiable y segura.

Para la optimización de los resultados obtenidos del programa de cálculo estructural es necesario realizar una impetración de lo que te arroja el paquete y una modificación a esos resultados obtenidos ya que no es un medio pensante y diseñara de acuerdo a los parámetros establecidos en su elaboración y de esta forma llegar a un dimensionamiento óptimo.

En las piezas de hormigón armado es recomendable elegir diámetros de barras que no sean muy diferentes para facilitar la construcción, tienen que tener las separaciones mínimas entre cada una de ellas, para permitir que el hormigón, una vez colocado y vibrado, no pueda presentar espacios vacíos en el elemento y tomar en cuenta el recubrimiento en las piezas de hormigón armado, ya cumple la función de protección de las armaduras contra la corrosión.