

1. CAPITULO I ANTECEDENTES

1.1. Problema

La salud es un derecho fundamental de todos los seres humanos por que les permite alcanzar así una vida social plena. La salud es vital para el desarrollo económico, social y cultural de todas las comunidades.

En la actualidad el centro de salud de Guerrahuayco es el único centro que da servicio a la comunidad de Guerrahuayco, Lazareto y Turumayo, con el crecimiento poblacional con el paso de los años este centro de salud ya no abastece la atención.

Anteriormente para una atención odontológica y otras de medicina general que se daban dos veces a la semana por falta de un centro de salud en la comunidad, la misma tenía ambientado un aula de la escuela, actualmente por dificultades de instalación de equipos e incomodidad para los estudiantes se tiene pensado adecuar otro ambiente en la sede comunal de Turumayo donde por el momento a solicitud podrá ir un médico dos veces por semana para atender consultas de medicina general de esta forma las personas mayores y familias escasas de recursos podrán asistir sin mayor dificultad.

1.1.1. Planteamiento del problema

El incremento de la población en la comunidad de Turumayo los últimos años tiene un crecimiento significativo alrededor de 350 habitantes según el censo de 2024.

Tabla 1.1. Población Comunidad de Turumayo

Comunidad	Año	Hombres	Mujeres	Total
Turumayo	2001	250	306	556
	2012	1200	1700	2900
	2024	1321	1929	3250

Fuente: Instituto Nacional de Estadísticas (INE)

El principal problema de la comunidad de Turumayo al no contar con un centro de salud son:

- Personal reducido en el centro de salud más cercano Guerrahuayco.
- No cuenta con laboratorios el centro de salud actual.
- La población tiene que padecer todo problema de salud por falta de un centro de salud.

Con el fin de dar solución al problema de salud se plantean las siguientes alternativas de solución:

- Construcción de un centro de salud que cuente con ambientes amplios para cubrir todas las necesidades básicas de salud.
- En emergencias contar con una ambulancia que preste servicio hasta el hospital central en la ciudad.
- Postas móviles que puedan llegar hasta los lugares más alejados de la comunidad.

Con la construcción de un centro de salud se puede solucionar el problema en la atención médica en la comunidad.

1.1.2. Formulación

¿Cómo mejorar la calidad de atención médica en la comunidad de Turumayo, sin tener que padecer la distancia ni migrar a la ciudad de Tarija por una atención oportuna y con las necesidades básicas de cada habitante de la comunidad?

1.1.3. Sistematización.

¿En qué condiciones se encuentra actualmente la atención médica para los habitantes de la comunidad Turumayo?

¿Cuenta la comunidad de Turumayo con un área destinada para acoger los problemas de salud que puedan suscitarse en el día a día?

¿Cómo se podrá evitar casos de mortalidad o infecciones respiratorias dentro del entorno de la zona de estudio sin tener que recorrer grandes distancias?

¿Se podrá reducir la mortalidad en niños con la construcción de un centro de salud amplio y con instalaciones adecuadas para acoger a todo el personal necesario?

1.2. OBJETIVOS.

1.2.1. General

Realizar el Diseño Estructural del “**Centro de Salud Cristo Pobre**”, comunidad Turumayo Municipio de Tarija, aplicando los criterios y lineamientos establecidos por la

norma boliviana CBH-87 y la norma AISI 2007 para Aceros conformados en frio, usando el método LRFD, para la estructura metálica.

1.2.2. Específicos

- Verificar el estudio topográfico.
- Realizar el estudio de suelos, la capacidad portante del suelo el cual se va a realizar la construcción y fundación de la estructura.
- Diseñar los elementos de sustentación y comprobación de resultados obtenidos mediante programa estructural. (estructura a porticada de H°A°).
- Analizar los elementos estructurales de cubierta (Cerchas metálica).
- Obtener los cómputos métricos, precios unitarios y presupuesto general del centro de salud para determinar el costo de la obra gruesa (estructura de sustentación), sin contemplar obra fina ni instalaciones.
- Elaborar un plan de ejecución de la obra y el cronograma de trabajo de proyecto y estimar el tiempo de ejecución del mismo.

1.3. Justificación

Las razones por las cuales se plantea el Proyecto de Ingeniería Civil son las siguientes:

1.3.1. Técnica

El proyecto técnicamente es viable y con las técnicas actuales tanto de diseño, de dimensionamiento y de construcción se puede realizar el diseño del proyecto.

El diseño de la estructura del centro de salud, plantea una propuesta de solución técnica a las exigencias del diseño arquitectónico, el cual plantea retos debido a la importancia del proyecto, la estética y sobre todo la formas que implican desafíos a la parte ingenieril, como por ejemplo la implementación de elementos estructurales como vigas curvas.

También se debe tener en cuenta los niveles de seguridad para el diseño de una infraestructura, lo cual debe ir asociado a la economía del proyecto, motivo por el cual se debe diseñar con secciones más efectivas y resistentes.

1.3.2. Académica

Con la elaboración del proyecto “DISEÑO ESTRUCTURAL CENTRO DE SALUD CRISTO POBRE” se pretende dar a conocer los conocimientos adquiridos en los semestres cursados de la carrera de Ing. Civil, priorizando los temas que intervienen en el proyecto como hormigón armado, planificación, etc.

De esta manera complementar al desarrollo correcto del proyecto planteado. Dicho proyecto terminado servirá para obtener el título de licenciatura en Ing. Civil.

1.3.3. Social

Asumiendo que la salud es una necesidad para el desarrollo de la sociedad, que toda persona necesita para poder desarrollar sus habilidades es cualquier área, por esto se pretende contribuir con el diseño estructural de un nuevo Centro de Salud Cristo Pobre, que brindara una edificación confortable y segura, con ambientes aptos para cambiar la salud en la comunidad.

El proyecto tendrá un gran impacto en la salud en la comunidad de Lazareto y comunidades vecinas ya que el proyecto se encuentra ubicado en la comunidad de Turumayo.

Donde los comunarios y visitantes pueden asistir para la atención de enfermedades y accidentes ya que en la ruta Tarija-San Andrés se tienen muchos accidentes automovilísticos.

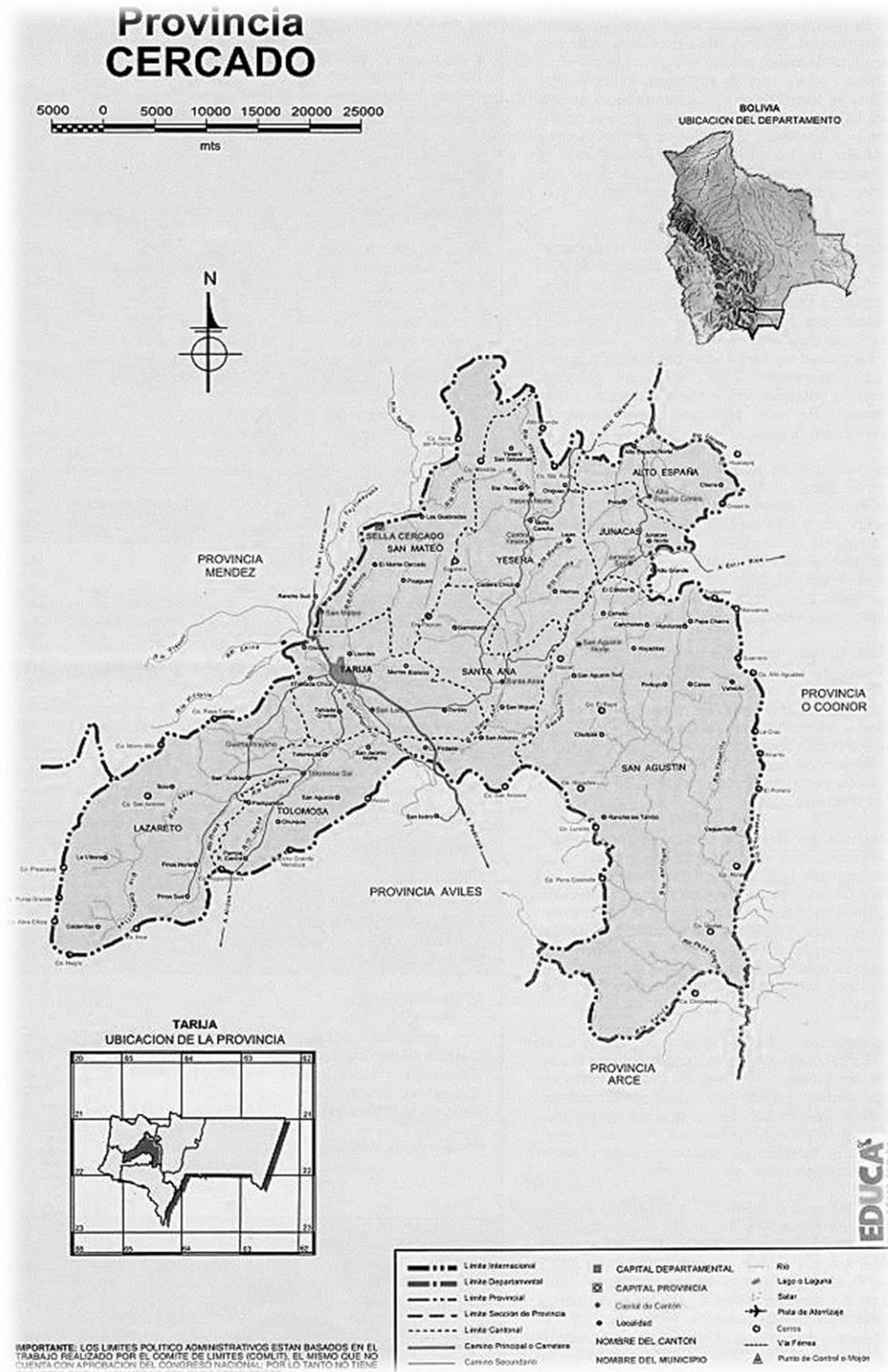
1.4. Marco de Referencia

1.4.1. Espacial

El presente proyecto es elaborado en base a una necesidad actual, que lleva al Diseño Estructural del Centro de Salud Cristo Pobre que estará ubicado en la comunidad de Turumayo, provincia Cercado del departamento de Tarija.

La provincia Cercado está ubicada el centro-oeste del departamento, limita al noroeste con Méndez, al este con Burdet O'Connor, al sur con Arce y al suroeste con Avilés. Su capital es Tarija, que también lo es de todo el departamento.

Figura 1.1. Mapa de la Provincia Cercado



Fuente: Internet (www.educa.com.bo)

La obra se encontrará emplazada en las siguientes coordenadas UTM.

ZONA	ESTE (E)	NORTE (N)
20 K	314070.00 m E	7614057.00 m S

Figura 1.2. Imagen Satelital del emplazamiento del Proyecto en la comunidad Turumayo



Fuente: Google Earth

1.4.2. Información socioeconómica relativa al proyecto

Población:

La población de la Comunidad Turumayo, de acuerdo al censo del Instituto Nacional de Estadísticas, es de 3,250 habitantes.

Extensión:

El área verde de la comunidad de Turumayo está ubicado a unos 100 metros de la carretera Tarija - San Andrés, con una superficie aproximada de 5,061.73 m², de los cuales solo se

intervendrán un porcentaje del sitio dejando el resto de espacio para esparcimiento, una futura ampliación u otro propósito futuro.

1.4.3. Servicios básicos existentes

Los servicios básicos son de vital importancia. Los servicios con que debe contar la población son el agua potable, energía eléctrica, salud, educación y otros. Sin embargo, no todas las comunidades son atendidas por el gobierno municipal, debido a muchos factores tales como la falta de recursos financieros, descuido de las autoridades, entre otros. En este apartado el área de influencia del proyecto cuenta con los servicios anteriormente citados.

- Servicios de Agua Potable.
- Servicios de Electricidad.
- Telefonía y servicio de Internet.

1.4.4. Clima en el área de proyecto

El clima es templado semihúmedo, las temperaturas y los riesgos climáticos que se dan son muy variados (sequías, granizadas, riadas), definidos de acuerdo a épocas y meses del año.

Temperaturas medias y extremas que van entre los 30°C a 38°C; como también épocas secas y temperaturas bajas extremas de hasta 0°C.

1.4.5. Temporal

El diseño final del proyecto a llevarse a cabo tiene estimado una vida útil de 30 años como mínimo. Está diseñado para una proyección futura, tomando en cuenta el crecimiento poblacional; además de garantizar una estructura estable de acuerdo a los materiales que se emplearán para su ejecución.

1.5. Alcance

1.5.1. Alternativa seleccionada

El proyecto contempla el “Diseño Estructural del Centro de Salud Cristo Pobre” en la comunidad de Turumayo, en el cual se desarrolla lo siguiente:

- Estudio de suelos.

- Topografía.
- Idealización de estructura.
- Cálculos estructurales.
- Verificación de sus elementos.

Al tratarse de un diseño estructural, el contenido del informe final contempla:

- Antecedentes.
- Marco teórico.
- Ingeniería del proyecto.
- Aporte académico.
- Conclusiones y recomendaciones.
- Bibliografía.
- Anexos (planos estructurales).

Cabe aclarar que dentro de las restricciones se tiene las siguientes:

- No se diseñan redes de servicio (agua potable, red eléctrica y alcantarillado).
- No contempla obra fina.
- En consecuencia, el presupuesto no contempla estos ítems.

1.5.2. Aporte Académico

Se realizará el análisis, diseño y comparación entre vigas de equilibrio a nivel de fundación y viga de equilibrio a nivel de piso con pedestal.

2. CAPITULO II MARCO TEÓRICO

2.1. Levantamiento Topográfico

El levantamiento topográfico consiste en llevar a cabo la descripción de un terreno en concreto, se realiza un escrutinio de una superficie, incluyendo tanto las características naturales de esa superficie como las que haya hecho el ser humano.

Con los datos obtenidos en un levantamiento topográfico se pueden trazar mapas o planos en los que aparte de las características mencionadas anteriormente, también se describen las diferencias de altura de los relieves o de elementos mediante las curvas de nivel, que se encuentran en el lugar donde se realiza el levantamiento.

En términos generales, el trabajo topográfico se puede dividir en dos grandes partes:

- a) **Trabajo de campo.** - Antes de realizarlo se debe analizar el objetivo del trabajo, y en función de distintas consideraciones tomar una decisión, seleccionando el método del levantamiento, el instrumental más adecuado, etc. La realización de las mediciones y el registro de los datos en forma comprensible, rutinaria y estandarizada constituyen el trabajo de campo, además de la clásica libreta de campo con apuntes manuales y croquis, actualmente se ve sustituida por un colector de datos digital.
- b) **Trabajo de gabinete.** - Comprende la elaboración de cálculos con base en los datos registrados en la libreta de campo o más modernamente en la colectora digital externa o en el microprocesador interno del instrumento. En efecto, los datos registrados en la libreta de campo, son procesados en hojas de cálculo, como Excel, para obtener coordenadas totales de los puntos relevados. También incluye la representación gráfica de los datos para obtener un plano, un gráfico, o para transferir los datos a un formato digital y procesar la información en un sistema CAD. (Medina, 2019)

2.2. Estudio de Suelos

Las propiedades geotécnicas del suelo, como la distribución del tamaño del grano, la plasticidad, la compresibilidad y la resistencia por cortante, pueden ser determinadas mediante apropiadas pruebas de laboratorio. Recientemente, se ha puesto énfasis en la

determinación in situ de las propiedades de resistencia y deformación del suelo, debido a que así se evita la perturbación de las muestras durante la exploración de campo.

En el sentido general de la ingeniería, “suelo” se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) junto con el líquido y gas que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas. El suelo sirve para soportar las cimentaciones estructurales. Por esto, se deben estudiar las propiedades del suelo, tales como origen, distribución granulométrica, capacidad para drenar agua, compresibilidad, resistencia cortante, capacidad de carga, y otras más. (M. Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2007)

Dichas propiedades se traducen en:

- Distribución Granulométrica
- Límites de Atterberg
- Clasificación de los suelos (según A.A.S.H.T.O. y S.U.C.S.)
- Esfuerzos permisibles en la masa del suelo

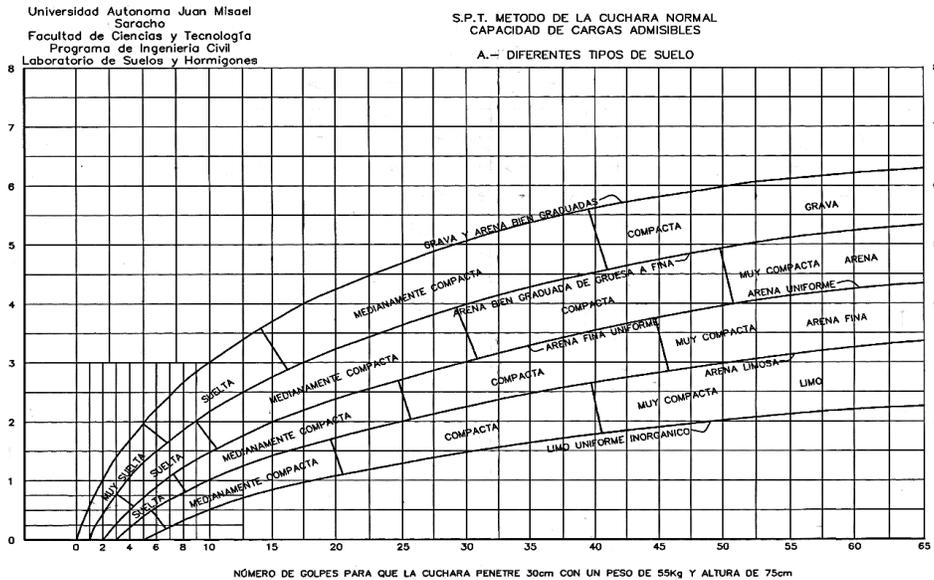
2.2.1. Prueba de Penetración Estándar (SPT)

El ensayo SPT consiste en hincar en el subsuelo un toma-muestras del tipo cuchara partida de dos pulgadas (5 cm) de diámetro, mediante golpes de un martillo de rosca de 140 lb (63.5 kg) de peso en caída libre de 30 pulgadas (76.2 cm). El número de golpes (N) del martillo necesario para hincar el toma muestras 1 pie (30 cm), se registra como la resistencia a la penetración normal del suelo. Este valor suministra una indicación de la densidad relativa, en suelos granulares o de la consistencia, en suelos cohesivos.

En suelos granulares, existen correlaciones entre el número de golpes (N) y la densidad relativa o el ángulo de fricción efectivo (f) de estos (Peck et al., 1974). Cuando los suelos encontrados en la exploración muestran una presencia predominante de grava gruesa o peñones, se dificulta grandemente el paso de la punta de la cuchara partida a través de ellos. En estos casos es común la substitución del toma muestras por un cono sólido con un ángulo de 60°. Esto impide la recuperación de material, pero permite la obtención del número de golpes N (ligeramente mayor que si hubiese sido obtenido con él toma-muestras).

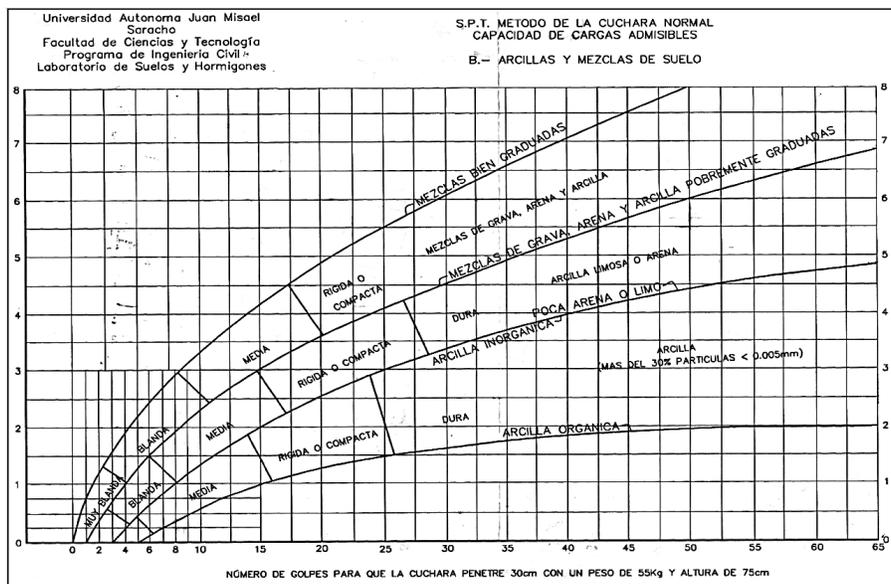
Pero para el trabajo de gabinete en laboratorio se deben contar con otros datos acerca del suelo en estudio como ser su granulometría, los límites de consistencia, su clasificación según la normativa SUCS, y con todos estos datos se puede recurrir a los ábacos de la prueba SPT y determinar el esfuerzo admisible del suelo en estudio.

Figura 2.1. Capacidad portante para diferentes tipos de suelos arenosos



Fuente: Laboratorio de Mecánica de suelos U.A.J.M.S.

Figura 2.2. Capacidad portante para arcillas y mezclas de suelos



Fuente: Laboratorio de Mecánica de suelos U.A.J.M.S.

2.3. Diseño Arquitectónico

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

Mediante el diseño arquitectónico se planifica lo que será finalmente el edificio construido con todos los detalles, imagen de estética, sus sistemas estructurales y todos los demás sistemas que componen la obra.

El diseño arquitectónico debe buscar la eficiencia y la productividad, permitir la accesibilidad a todos los segmentos sociales.

2.4. Planteamiento del diseño estructural.

Se procederá a colocar los datos necesarios para realizar el cálculo estructural, esto incluye el predimensionamiento de vigas y pilares, disposición de cargas de servicio, determinación de la intraslacionalidad de la estructura, coeficientes de pandeo y por último los elementos más solicitados.

2.5. Norma de diseño

2.5.1. Hormigón Armado

Código Boliviano del Hormigón 1987 (CBH-87). La Norma proporciona las prescripciones de obligatorio cumplimiento en el país y que se debe ser observadas en el proyecto de ejecución y control de obras de hormigón armado, tanto públicas como privadas, para conseguir la seguridad, durabilidad y adecuación a las condiciones de utilización requeridas en este caso.

2.5.2. Estructuras metálicas.

El diseño estructural de estructuras metálicas para cubierta se realizará empleando la norma (American Iron and Steel Institute AISI-2007), para aceros conformados en frío utilizando el método de Factores Carga y Resistencia LRFD.

2.6. Cubierta

Las cubiertas son estructuras de cierre superior, que sirven como cerramientos exteriores, cuya función fundamental es ofrecer protección al edificio u obra civil contra los agentes climáticos y otros factores, para resguardo, darle intimidad, aislación acústica y térmica, al igual que todos los otros cerramientos verticales.

Para el proyecto se determinó usar una cubierta de calamina con cerchas metálicas soldadas en los nudos de unión de sus miembros, de acuerdo a los planos arquitectónicos.

Las fuerzas externas y reacciones se supone que están en el mismo plano de la estructura y actúan solamente sobre los nudos. Además, se supone que cada uno coincide con la línea que une los centros de los nudos de sus extremos. De las condiciones anteriores se dice que cada barra de una cercha es un elemento sometido a dos fuerzas y sujeto solamente a fuerzas axiales directas (tracción o compresión). El análisis completo de una cercha consiste en la determinación de las fuerzas axiales internas de todas sus barras.

Cercha ideal: Que tiene solamente cargas aplicadas en los nudos. Sólo existen fuerzas normales (fuerza interna perpendicular a la sección). La obtención de las fuerzas internas en cada barra nos permite realizar el dimensionamiento de las mismas.

2.6.1. Combinaciones de carga Cubierta

El método LRFD forma grupos posibles de cargas de servicio, y cada carga de servicio se multiplica por un factor de carga, normalmente mayor de 1. La magnitud del factor de carga refleja la incertidumbre de esa carga específica. La combinación lineal resultante de las cargas de servicio en un grupo, cada uno multiplicado por su respectivo factor de carga, se llama carga factorizada. Los mayores valores determinados de esta manera se usan para calcular los momentos, los cortantes y otras fuerzas en la estructura. Estos valores de control

no deben ser mayores que las resistencias nominales de los miembros multiplicadas por sus factores ϕ o de reducción. Entonces, los factores de seguridad han sido incorporados en los factores de carga, como se muestra a continuación:

$$\phi \cdot R_n \geq R_u$$

Donde:

La resistencia de un miembro para el método LRFD se determina a partir de las combinaciones de cargas. A continuación, las combinaciones de carga más frecuentes:

- 1) $U = 1.4D$
- 2) $U = 1.2D+1.6L+0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
- 3) $U = 1.2D+1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R)+(0.8W \text{ o } 0.5W)$
- 4) $U = 1.2D+1.3E+0.5L+0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
- 5) $U = 1.2D+1.5E+(0.5L \text{ o } 0.2S)$
- 6) $U = 0.9D -(1.3W \text{ o } 1.5E)$
- 7) $U = 0.9D+1.0E$

Donde:

U = carga factorizada o de diseño

D = carga muerta

L = carga viva debida a la ocupación

L_r = carga viva del techo

S = carga de nieve

R = carga nominal debida a la precipitación pluvial o el hielo iniciales, independientemente de la contribución por encharcamiento.

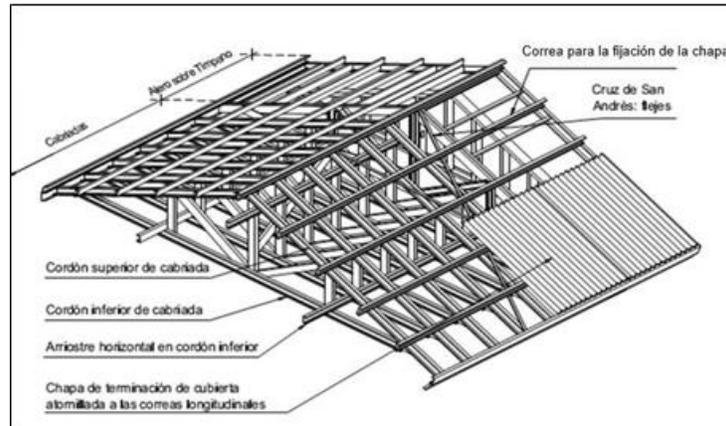
W = carga de viento

E = carga de sismo

2.6.2. Cubiertas metálicas.

Es el conjunto formado por elementos metálicos de carácter estructural y que en junto a elementos de otros materiales conforman la cubierta o techo de un edificio y otras edificaciones.

Figura 2.3. Figura de una cubierta metálica.



Fuente: Manual del Ingeniero civil

2.6.3. Componentes de la cubierta metálica.

Los componentes más importantes de las cubiertas metálicas son la cercha o armadura, correas o perfiles y la cubierta o calamina.

- **Cercha.**

Se denomina armadura o cerchas metálicas a la estructura formada por un conjunto de piezas lineales ensambladas entre sí, que se utiliza para soportar la cubierta inclinada de algunos edificios. Frecuentemente las armaduras estructuralmente son celosías planas, aunque existen armaduras de otro tipo que no son celosías.

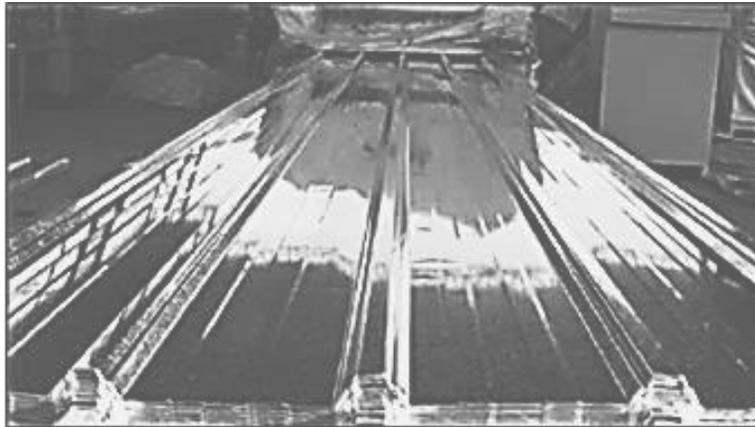
- **Correas.**

Las correas metálicas son secciones livianas de acero que se utilizan en la construcción como elemento estructural. Estos perfiles ligeros se utilizan generalmente en las construcciones de madera y acero. Están sometidos a flexión y su principal función es la de brindar apoyo y fijación a la cubierta de techo. Se considera la condición simplemente apoyada sobre los elementos primarios de la estructura de techo, como armaduras, vigas de alma.

- **Cubierta.**

Las calaminas de acero galvanizado con recubrimiento de zinc, son usada por sus altos estándares en su proceso de fabricación siguiendo la norma Astm A-792-M es una de las más resistentes y durables. Entre sus ventajas mencionamos que son livianas y fácil de transportar, alta resistencia y gran durabilidad ante cualquier clima.

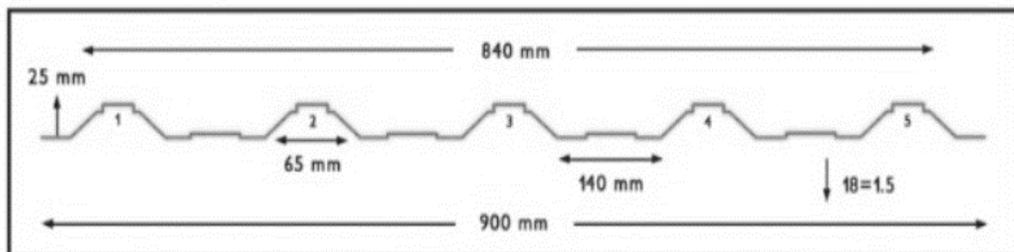
Figura 2.4. Calamina galvanizada trapezoidal.



Fuente: Catalogo Casa de las Calaminas Bolivia.

Figura 2.5. Propiedades de la calamina tipo trapezoidal.

Ancho Total: 900 mm Ancho Útil: 840 mm Sección Trapezoidal: 5 Crestas Distancia entre Crestas: 140 mm Pendiente Mínima Recomendada: 7 Solape Transversal Recomendado: 100 a 300 mm (según pendiente) Solape Longitudinal: Cresta, Pestaña abajo. Largos a Pedido.	Calibre	Espesor	Peso Teórico
	30	0,30 mm	2,15 Kg/mt L.
	28	0,35 mm	2,55 Kg/mt L.
	27	0,40 mm	2,90 Kg/mt L.
	26	0,43 mm	3,15 Kg/mt L.
	24	0,50 mm	3,95 Kg/mt L.



Fuente: Catalogo Casa de las Calaminas Bolivia.

2.6.3.1. Tipos de conexiones de estructuras metálicas.

En la construcción con estructuras metálicas es menester que los diferentes elementos que componen una estructura, puedan ensamblarse o incorporarse de tal manera que el comportamiento de ésta no se vea afectado y funcione tal y como fue diseñada.

- **Conexiones soldadas.**

Soldar es unir dos piezas de igual o distinta naturaleza mediante una perfecta unión entre ellas, casi siempre con la aportación de calor, con o sin aplicación de presión, y con o sin empleo de material de aportación, pudiendo tener este la misma o distinta composición que los materiales a unir.

2.7. Base de calculo

El proceso general de cálculo corresponde al método de los estados límites. Con el objeto de limitar convenientemente la probabilidad de que 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 la propiedades resistentes de los materiales que constituyen la estructura. (Norma Boliviana, 1987)

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

$$S_d \leq R_d$$

Donde

S_d : Valor de cálculo de la sollicitación actuante.

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

2.7.1. Resistencia de cálculo

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

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

Donde:

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón a compresión

γ_c : Coeficiente de minoración

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

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

f_{yk} : Limite elástico característico del acero.

γ_s : Coeficiente de minoración

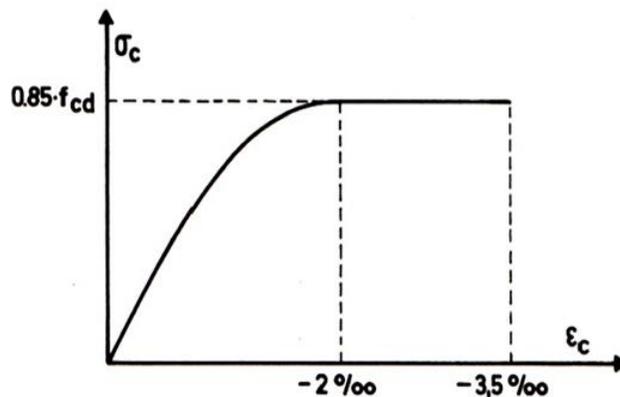
2.7.2. Hormigón Armado

Para el cálculo de secciones sometidas a solicitaciones normales en los estados limites últimos y de acuerdo al grado de precisión requerido y según la naturaleza del problema de que se trate, se puede adoptar uno de los diagramas convencionales siguientes, llamándose la atención respecto a que dichos diagramas no sirven para la determinación del módulo de deformación longitudinal. (Norma Boliviana, 1987)

- Diagrama Parábola -Rectángulo

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

Figura 2.6. Diagrama parábola rectángulo



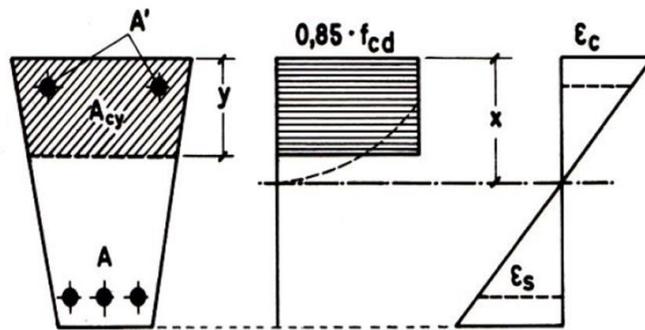
Fuente: Norma Boliviana, 1987

El vértice de la parábola se encuentra en la abscisa 2 por mil (deformación de rotura del hormigón a compresión simple) y el vértice extremo del rectángulo en la abscisa 3.5 por mil (deformación de rotura del hormigón, en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde de una compresión igual a $0,85 f_{cd}$.

- Diagrama Rectangular

Formado por un rectángulo, cuya altura es igual a $0,80x$, siendo x la profundidad del eje neutro y la anchura $0.85 f_{cd}$.

Figura 2.7. Diagrama rectangular



Fuente. Norma Boliviana, 1987

2.7.3. Acero Estructural

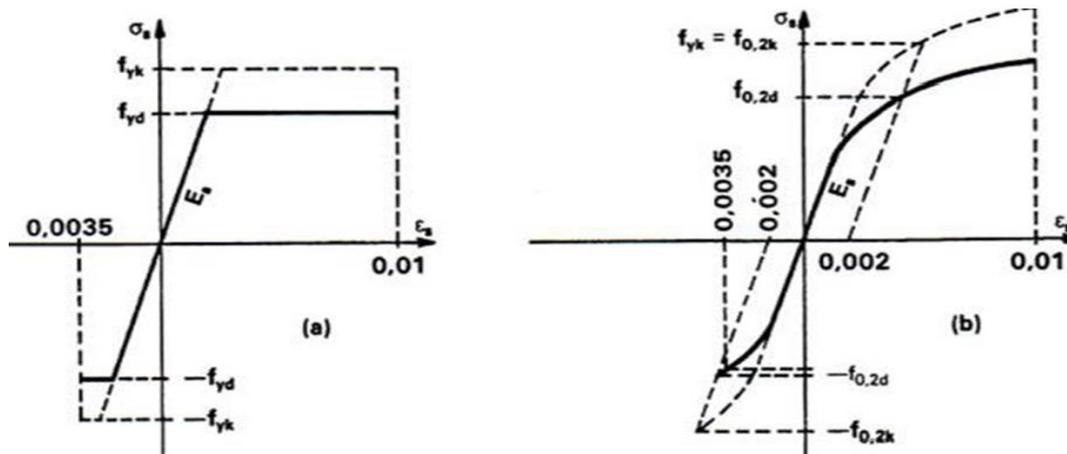
Diagrama de proyecto tensión-deformación es el que se adopta como base de los cálculos, a un nivel de confianza del 95%.

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

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

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

Figura 2.8. Diagrama de cálculo tensiones-deformación del acero.



Fuente. Norma Boliviana 1987

2.8. Estados limites

Todas las estructuras deben reunir las condiciones adecuadas de seguridad, funcionalidad y durabilidad, con el objeto de que pueda rendir el servicio para el que fue proyectada. Los estados limites pueden clasificarse en.

- a) **Estados Límites Últimos (ELU)**, que son aquellos que corresponden a la máxima capacidad resistente de la estructura. Se relaciona con la seguridad de la estructura y son independientes de la función de que esta cumpla. Los más importantes no dependen del material que constituye la estructura.
- b) **Estado Limite de Servicio (ELS, también llamados Estados Límites de Utilización)**, que corresponden a la máxima capacidad de servicio de la estructura. Se relacionan con la funcionalidad, la estética y la durabilidad de la estructura, y depende de la función que deba cumplir.
- c) **Estados Límites de Durabilidad (ELD)**, que corresponde a la duración de la estructura (vida útil). Está relacionada con necesidad de garantizar una duración mínima de la integridad de la estructura.

2.9. Acciones de carga sobre la estructura

Una acción es un conjunto de fuerzas concentradas y repartidas, y deformaciones impuestas, o impedidas parcial o totalmente, debidas a una misa causa y que, aplicadas a una estructura o elemento estructural, son capaces de producir en ella estados tensionales. Las acciones que en general actúan en los edificios son las que se definen a continuación:

- a) Acción gravitatoria.
- b) Acción del viento.
- c) Acción térmica.
- d) Acción reológica.
- e) Acción del terreno

2.10. Hipótesis de carga

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

$$\text{HIPÓTESIS I} \quad \gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q$$

$$\text{HIPÓTESIS II} \quad 0,90(\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + 0,90 \cdot \gamma_{fq} \cdot W$$

$$\text{HIPÓTESIS III} \quad 0,80(\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + W + F_{eq}$$

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

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

W: Valor característico de la carga de viento

2.11. Dominios de deformación

- Dominio 1 – Tracción simple o compuesta. Toda la sección está en tracción.

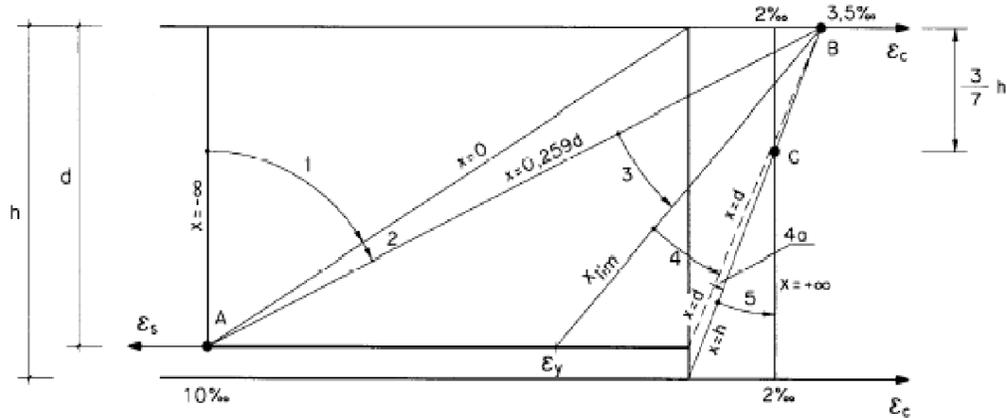
Las rectas de deformación giran alrededor del punto A, correspondiente a un alargamiento del acero más traccionado, del 10 por mil.

- Dominio 2 – Flexión simple o compuesta: el acero llega a una deformación del 10 por mil y el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto A.
- Dominio 3 – Flexión simple o compuesta: la resistencia de la zona de compresión todavía es aprovechada al máximo.

Las rectas de deformación giran alrededor del punto B, correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón: $\epsilon_{CU} = 3.5$ por mil. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre el 10 por mil y ϵ_y , siendo ϵ_y el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.

- Dominio 4 – Flexión simple o compuesta: las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre ϵ_y y 0 el hormigón alcanza la deformación máxima del 3.5 por mil.
- Dominio 4.a – Flexión compuesta: todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto B.
- Dominio 5 – Compresión simple o compuesta: ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C, definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión: $\epsilon_{CU}=2$ por mil.

Figura 2.9. Diagrama de Pivotes



Fuente: Jiménez Montoya – Hormigón Armado.

2.12. Análisis de la estructura porticada

2.12.1. Metrado de cargas sobre la estructura.

El metrado de cargas es una técnica con la cual se estima las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales que componen al edificio.

Como regla general, al metrar cargas debe pensarse en la manera como se apoya un elemento sobre otro, las cargas existentes en un nivel se transmiten a través de la losa del techo hacia las vigas que la soportan, luego, estas vigas al estar apoyadas sobre las columnas, le transfieren su carga; posteriormente, las columnas transmiten la carga hacia sus elementos de apoyo que son las zapatas; finalmente, las cargas pasan a actuar sobre el suelo de cimentación. (Norma Boliviana, 1987)

- **Máximos momentos flectores en vigas de edificios.** En un edificio las sobrecargas (SC) actúan en forma esporádica sobre sus ambientes, es decir, un día el ambiente puede estar sobrecargado y al otro día descargado.

Esta continua variación en la posición de la sobre carga origina los máximos esfuerzos en los diversos elementos estructurales, que deben ser contemplados en el diseño.

- **Máximos momento flector positivo.** Para determinar el máximo momento flector positivo debe buscarse que los extremos del tramo sobrecargado roten lo mayor posible, asimilando el tramo en análisis al caso de una viga simplemente apoyada.

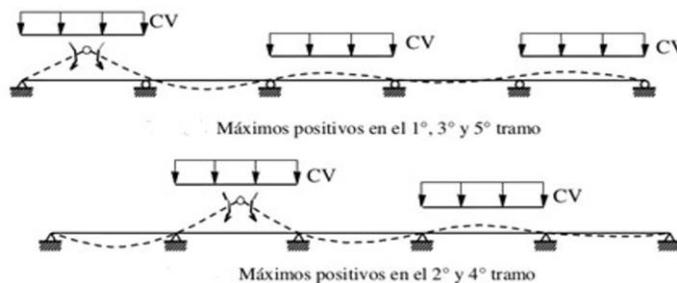
Esta condición se logra sobrecargando en forma alternada los tramos.

Para la viga que se muestra a continuación los máximos momentos positivos en los tramos 1-2 y 3-4 se logran sobrecargando en forma simultánea dichos tramos y descargando al tramo central, ya que, si se hubiese sobrecargado también el tramo central, la deformada se aplastaría y las rotaciones de los nudos 2 y 3 decrecería; cabe destacar que ante esa hipótesis de carga podría ocurrir inversiones de esfuerzos en la región central del tramo 2-3.

En cambio, el máximo momento positivo en el tramo central (2-3) se obtiene sobrecargando solo ese tramo y descargando los paños adyacentes.

- **Alternación de cargas para obtener el máximo momento**

Figura 2.10. Alternación de cargas.

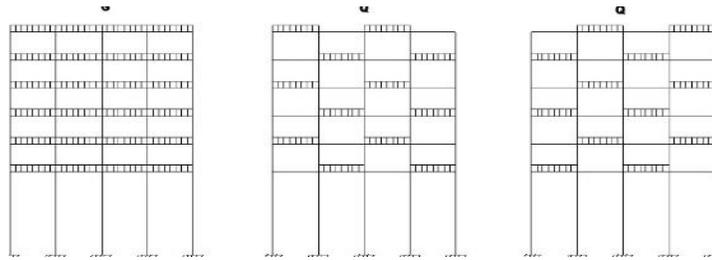


Fuente. Norma Boliviana, 1987

Para el caso de los pórticos se sobrecarga con una disposición en forma de damero, aunque para este caso, puede emplearse el modelo simplificado de la Norma CBH-87.

Cabe mencionar que cualquiera fuese el caso, se necesita resolver tan solo dos hipótesis de carga para obtener los máximos momentos positivos en todas las vigas del pórtico.

Figura 2.11. Hipótesis de carga para determinar las solicitaciones más desfavorables.

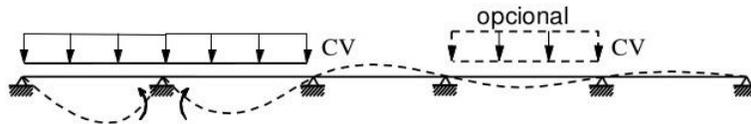


Fuente. Norma Boliviana, 1987

- **Máximo momento flector negativo.** Si se desea obtener el máximo momento negativo en un nudo, debe tratarse que ese nudo rote la menos cantidad posible, mientras que el nudo opuesto tiene que rotar lo mayor posible, tratando de asimilar el tramo sobrecargado al caso de una viga empotrada en el extremo en estudio y articulada en el otro.

Esta condición permite además calcular la máxima fuerza cortante.

Figura 2.12. Modelos implicados para obtener el máximo momento negativo.



Fuente. Norma Boliviana, 1987

Sin embargo, ha podido observarse que mientras no exista mucha variación en la magnitud de la sobre carga, así como en las longitudes de los tramos, es suficiente con sobrecargar todos los tramos para calcular simultáneamente los máximos momentos negativos en todos los nudos.

2.13. Procedimiento de dimensionamiento de elementos estructurales.

2.13.1. Vigas

Las vigas sometidas a flexión se calcularán de acuerdo con lo dispuesto, a partir de los valores de cálculo de las resistencias de los materiales y de los valores mayorados de las cargas y demás acciones.

- Cálculo a flexión simple

Se empleó la tabla universal del cálculo de flexión simple o compuesta en el caso más elemental de flexión simple sin armadura de compresión proporcionan los valores de la cuantía w , en función del momento reducido u :

$$u_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Donde:

b_w : ancho de la sección d:

canto útil

f_{cd} : resistencia de cálculo del hormigón a compresión f_{yd} :

resistencia de cálculo del acero

M_d : Momento flector de agotamiento o de cálculo

u_d : Momento flector reducido de cálculo

w : cuantía mecánica.

- **Proceso de cálculo de la armadura longitudinal a tracción:**
 - Caso cuando la viga no necesite armadura a compresión, se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción.**

Se comienza por determinar u_d y se verifica que esta sea menor al límite $\mu_d < \mu_{lim}$.

Con el valor de u_d entrar en las tablas y determinar el valor de w .

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

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

Las recomendaciones del código, ofrece los valores de las cuantías geométricas mínimas (w_{min}) que, en cualquier caso, deben disponerse en los diferentes tipos de elementos estructurales, en función al acero utilizado, con el objeto de cubrir los riesgos de fisuras

por efecto de la retracción y variaciones de temperatura, la armadura de tracción debe tener un valor mínimo de:

$$\omega_{min} = \frac{A_s}{A_c} \qquad A_{s\ min} = w_{min} \cdot b_w \cdot h$$

Donde:

As: Área del acero

Ac: área del hormigón

w_{min}= Cuantía geométrica mínima

- **Cálculo de la armadura transversal.**

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

En virtud a todos los efectos favorables, el hormigón puede resistir el esfuerzo cortante sin armadura si:

$$Vd \leq Vcu \qquad Vcu = f_{vd} \cdot b_w \cdot d \qquad f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

Donde:

V_{cu}: Cortante absorbido por el hormigón

V_d: Cortante de cálculo del hormigón

f_{vd}: Resistencia convencional del hormigón a cortante

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 multiplicada por la separación entre planos de estribos, cuando el cortante real es mayor que el cortante que resiste la pieza $Vd \leq Vcu$, es necesario colocar una armadura transversal para resistir el esfuerzo cortante residual, de la diferencia.

$$Vd > Vcu \qquad V_{su} = Vd - Vcu \qquad V_{ou} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

Donde:

V_{su}: Cortante resistido por la armadura transversal

V_{ou} : Cortante máximo de agotamiento por compresión del alma

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

$$A_{st} = \frac{V_{su} \cdot t}{0.90 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

- **Anclaje**

- Longitud de desarrollo.

Barras en posición I

$$l_{bl} = m \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi \geq 15cm$$

Barras en posición II

$$l_{bl} = 1.4m \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{14} \cdot \phi \geq 15cm$$

Donde:

ϕ = diámetro de la barra, en cm

m = coeficiente numérico, con los valores indicados en la tabla 12.1.3, en función del tipo de acero. (CBH-87)

f_{yk} = límite elástico garantizado del acero en MPa

- **Empalme**

l_v = longitud de empalme.

ψ = Coeficiente de barras empalmadas.

$$l_v = \psi \cdot l_b$$

2.13.2. Columnas

Los pilares se calcularán de acuerdo con lo dispuesto en 8.1 (Norma Boliviana CBH-87) a partir de los valores de cálculo de las resistencias de los materiales y de los valores mayorados de las cargas y demás acciones.

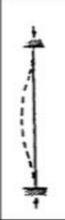
Cuando la esbeltez del pilar sea apreciable, se comprobarán las condiciones de pandeo.

- **Traslacionalidad e intraslacionalidad de la estructura.**

Se tiene que definir de acuerdo a la estructura en estudio, se adopta el criterio del libro de estructuras José Calavera 1/750, si es mayor a este valor es traslacional.

- **Coefficiente de pandeo (k).** Los coeficientes de pandeo para piezas aisladas son los siguientes:

Figura 2.13. Coeficiente de pandeo para piezas aisladas

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

Fuente. Norma Boliviana, 1987

- **Esbeltez geométrica y mecánica.** Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación $\lambda_o=l_o/h$ 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 de la sección en el plano de pandeo.

- 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 $35 \leq \lambda < 100$, puede aplicarse el método aproximado.
- Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$, debe aplicarse el método general.
- No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $200 < \lambda$.

- **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.

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

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

- **Ábacos adimensionales en roseta.** Para realizar el cálculo, cuando las piezas que se encuentran sometidas a flexión esviada, se utilizarán los diagramas de iteración adimensionales en flexión recta.
- **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 recomienda que las piezas sometidas a compresión se calculen con una excentricidad mínima accidental, o bien que se aumenten convenientemente los coeficientes de seguridad.
- **Excentricidad mínima de cálculo.** Debido a la dificultad que se tiene en la práctica para que la carga actúe realmente en el baricentro, la Norma Boliviana considera una excentricidad constructiva, igual al mayor de los valores.

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

Donde:

h : canto total en la dirección considerada.

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

$$e_o = \frac{Md}{Nd}$$

- **Excentricidad accidental**

$$e_o \geq e_a = \frac{c}{20} \geq 2 \text{ cm}$$

- **Excentricidad Total o final.** La sección deberá ser dimensionada para una excentricidad total igual a:

$$e_t = e_e + e_a$$

- **Cálculo de la armadura longitudinal.** Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12 mm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar.

Momento reducido

$$\mu_x = \frac{M}{U_c \cdot h}$$

Axil reducido

$$v = \frac{Nd}{U_c}$$

De los ábacos en rosetas se determina la cuantía mecánica w .

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

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

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

El diámetro del estribo será:

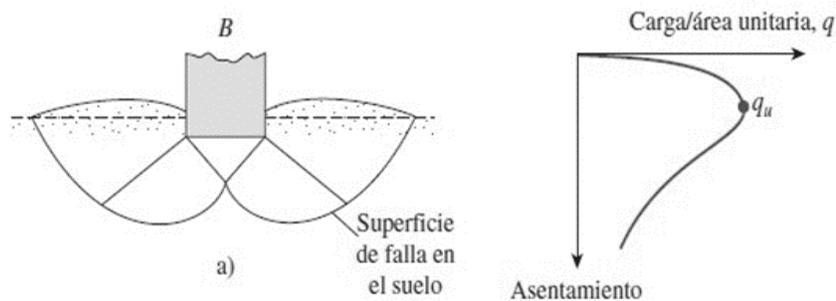
$$\Phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} * \Phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \\ 6 \text{ mm} \\ \text{Para atender la necesidad del cálculo} \end{cases}$$

2.13.3. Fundaciones

Para que las cimentaciones superficiales tengan un desempeño satisfactorio deben tener dos características principales: (Braja, 2016)

1. Tienen que ser seguras contra la falla general por corte del suelo que las soporta.
2. No pueden experimentar un desplazamiento, o un asentamiento excesivo. (El término excesivo es relativo, debido a que el grado de asentamiento permitido para una estructura depende de varias consideraciones).

Figura 2.14. Fallas en el suelo.



Fuente: Braja M. Das, 2016

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

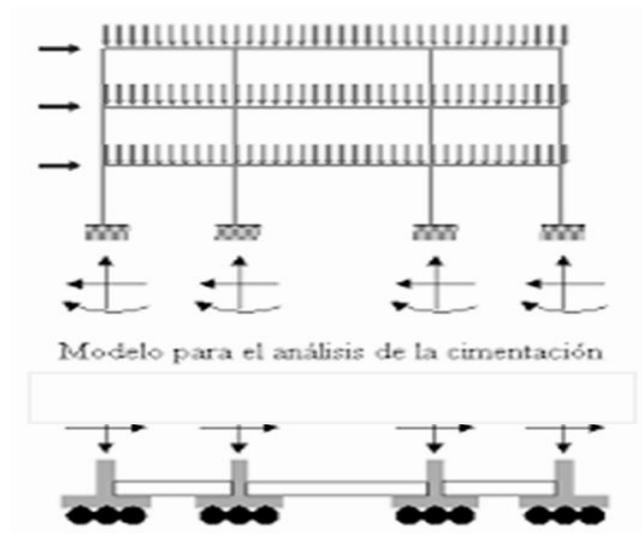
Es práctica habitual separar el cálculo de la cimentación de la estructura soportada. Esta se analiza en primer lugar, suponiendo que sus pilares están empotrados rígidamente en la cimentación.

Luego se calcula la cimentación sometida a acciones opuestas a estas reacciones.

Esta forma de proceder presupone que el conjunto formado por la cimentación y el suelo es mucho más rígido que la estructura, de modo que sus pequeños desplazamientos elásticos no alteran apreciablemente los esfuerzos y reacciones de la misma que en general son de apoyo empotrado.

Las reacciones que resultan en estos apoyos se toman como cargas sobre la cimentación para el análisis de esta y de su interacción con el suelo.

Figura 2.15. Análisis de cimentación

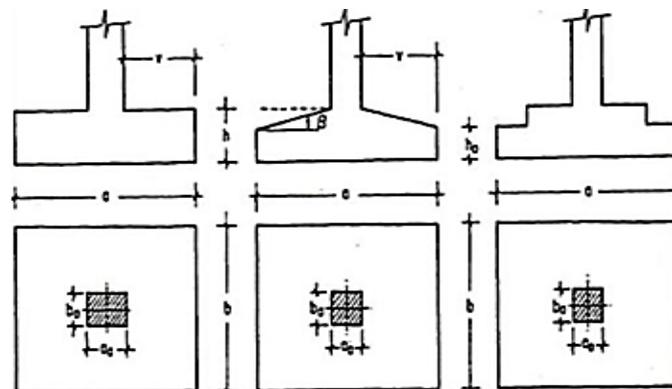


Fuente. Braja, 2016

2.13.3.1. Zapatas Aisladas

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

Figura 2.16. Formas típicas de zapatas aisladas



Fuente. Braja, 2016

- **Dimensionamiento de zapatas aisladas.** Las dimensiones a y b de la planta de la zapata se determinan en función de la tensión admisible para el terreno:

$$\sigma_t = \frac{N + P.P.}{A}$$

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

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

$$d \geq \begin{cases} d_1 = \sqrt{\frac{a_0 * b_0}{4} + \frac{a * b}{2k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} \\ d_2 = \frac{2(a - a_0)}{4 + k} \\ d_3 = \frac{2(a - a_0)}{4 + k} \end{cases}$$

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

$$\mu = \frac{Mad}{a \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$As = \omega_a \cdot d \cdot a \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

No debiendo adoptarse cantos que requieran cuantías superiores a 0.01, por consideraciones de adherencia.

2.13.4. Losa Alivianada de viguetas pretensadas.

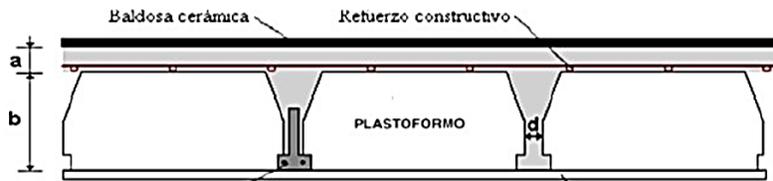
Este tipo de losa trabaja con viguetas de hormigón pretensado y están unidas monolíticamente, en la capa superior, con una losa de espesor mínimo. Para el complemento

se colocan rellenos de plastoformo que, además de ser livianos, son aislantes térmicos y acústicos.

Dentro de las ventajas del uso de viguetas T pretensadas ofrece podemos señalar:

- La vigueta T de hormigón pretensado es el elemento más conocido y probado para todo tipo de losas. Es un producto de fabricación industrial con calidad garantizada y con características siempre uniformes que reemplaza a las viguetas de fabricación artesanal de hormigón armado común.
- Mayor resistencia, calidad y seguridad.
- Permite salvar grandes luces a un bajo costo.
- Aligeramiento y por tanto reducción del peso de la estructura.
- Reducción de materiales y mano de obra.
- De fácil colocación y manejo.

Figura 2.17. Geometría de losa alivianada.



Fuente. Concretec. Ficha técnica – Viguetas Pretensadas

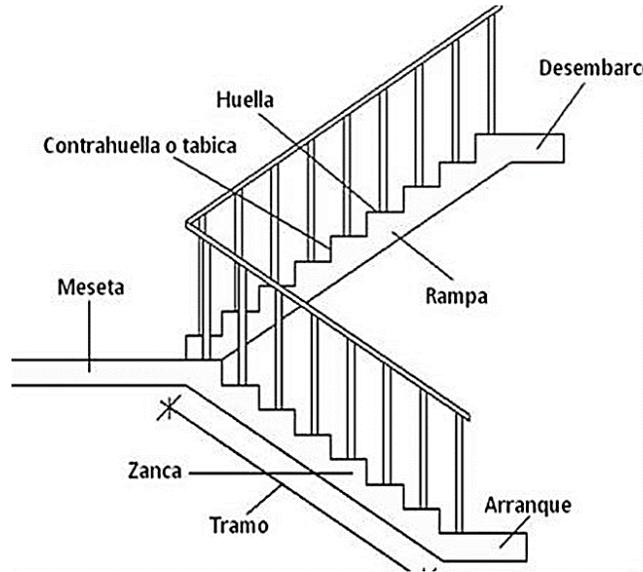
Distribución de presiones. Para el diseño se puede decir que las cargas actúan en forma uniformemente distribuida sobre la totalidad del panel, como una carga típica por metro cuadrado de los, la cual se utiliza para todos los paneles y en todos los pisos que contengan sección de los atípica. Si se presentaran cargas concentradas grandes estas requieren apoyos adicionales y deben ser consideradas por parte de la carga distribuida.

2.13.5. Escaleras

La escalera es el conjunto de peldaños dispuestos sobre un plano inclinado con los que tiene acceso a plantas a distinto nivel. Existen distintos tipos de escaleras: escalinatas o escaleras

exteriores, escaleras rectas, escaleras de caracol, etc. En la siguiente figura se pueden observar los elementos de una escalera.

Figura 2.18. Partes de una escalera.



Fuente. Concretec. Ficha técnica – Viguetas Pretensadas

Debido a su inclinación y poca luz, estas se pueden diseñar como losas macizas a las cuales se les sobreponen los peldaños. Considerando solo el trabajo a flexión, se puede suponer que la escalera es una losa horizontal, siempre y cuando, el peso de la losa se halle, no con su espesor perpendicular sino con la medida vertical de este espesor. El error cometido en esta suposición es mínimo y no afecta el diseño. Para el diseño se considera las cargas verticales actuando sobre la longitud en proyección horizontal y no en su verdadera longitud inclinada. La obtención de la armadura longitudinal es análoga al de vigas, por otra parte, se debe disponer de una armadura de distribución mínima colocada a lo largo del paso.

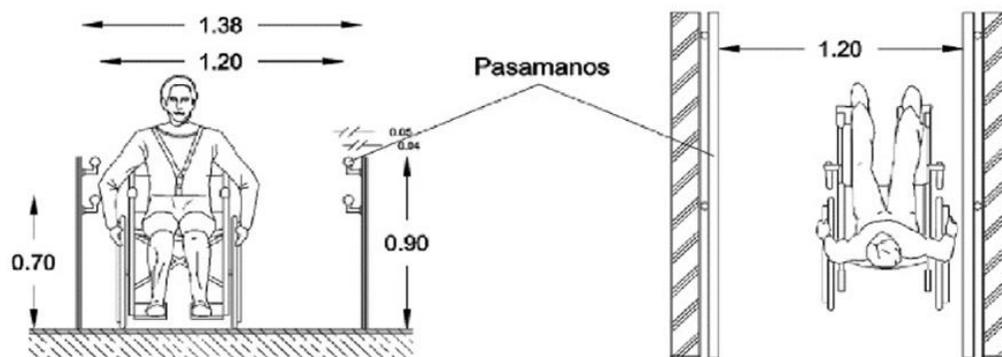
2.13.6. Rampa

Toda edificación que tenga una diferencia de nivel de piso entre sus áreas, además de escalones y escaleras requeridas en escaleras de servicio, deberá de tener las ramas necesarias para permitir el acceso de las personas con capacidades diferentes. Todos los edificios de uso público con diferencia de nivel entre la acera y el piso de acceso deberán

contar con al menos una rampa peatonal que permita acceder al interior de los mismos a las personas con discapacidades diferentes. En este caso de que este acceso no puede ser ubicado en la fachada principal, se Debra disponer una señal informativa indicando su localización.

Se considera una superficie plana a todo recorrido cuya diferencia de nivel no exceda de una pendiente menor a 2% en cuyo caso esta diferencia de nivel se integrará al desarrollo de la superficie de manera paulatina, por lo que no se aplicaran las reglamentaciones de las rampas.

Figura 2.19. Vista frontal y superior de una rampa.

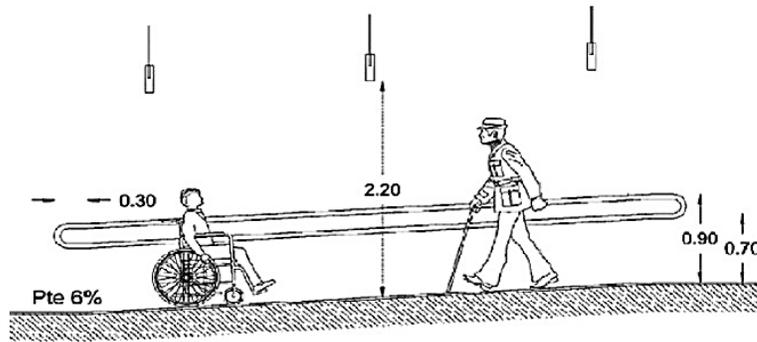


Fuente. Neufert, 2013

Datos técnicos.

- Ancho mínimo de rampa 1.20m en áreas de poca circulación.
- No se deberá disponer ningún objeto en todo el recorrido de la rampa y sus descansos.
- La superficie de los pisos debe ser uniforme y de material antideslizante.
- Los vanos y puertas deben estar dispuestos a una distancia de 2 m mínimo de los arranques de la rampa.

Figura 2.20. Vista de perfil de rampa.



Fuente. Neufert, 2013

Fuente: Reglamento de accesibilidad, ministerio de Educación Estado Plurinacional de Bolivia

- La longitud máxima de la rampa entre descansos será de 15 m.
- Los pasillos longitudinales y las rampas deben tener diferentes colores de piso para diferenciar el cambio de nivel.

2.14. Estrategia para la ejecución del proyecto

2.14.1. Especificaciones técnicas

Las especificaciones constructivas que se detallan, indican el tipo y característica generales de los materiales y procedimientos a utilizar en las construcciones.

Los planos de arquitectura, las especificaciones constructivas que se formulan, la cantidad de obra y el presupuesto, se consideran documentos referenciales, quedando expresamente señalado que cualquier indicación sobre materiales, métodos, dimensiones, cantidades, acabados, etc., expresados en los planos y omitidos en las especificaciones u otros documentos y viceversa, no eximen al CONTRATISTA de su ejecución, debiendo éste realizarlo sin costo adicional, previa solicitud a LA CONTRATANTE, a través de la Fiscalización de Obras. De igual forma en caso que el oferente encuentre omisiones en las especificaciones técnicas, planos y planillas de obras, de trabajos que a su criterio deberían solicitar autorización para su cotización e inclusión en su propuesta durante los plazos señalados para consultas.

2.14.2. Precio unitario

Este sistema es analítico por el cual el calculista en base a los pliegos de condiciones y especificaciones técnicas y a los planos arquitectónicos, estructurales constructivos se calcula el precio unitario de cada uno de los ítems que forman parte de la obra como así mismo los correspondientes volúmenes de obra, estableciéndose en cantidades matemáticas parciales las que se engloban en un total.

Estos precios unitarios están compuestos por los siguientes parámetros:

- a) **Costos directos.** - El costo directo del precio unitario de cada ítem debe incluir todos los costos en que se incurre para realizar cada actividad, en general, este costo directo está conformado por tres componentes que dependen del tipo de ítem o actividad que se esté presupuestando. (Excavación, hormigón armado para vigas, replanteo, etc.).
- **Materiales.** - Es el costo de los materiales puestos en obra. El costo de los materiales consiste en una cotización adecuada de los materiales a utilizar en una determinada actividad o ítem, esta cotización debe ser diferenciada por el tipo de material y buscando al proveedor más conveniente. El precio a considerar debe ser el puesto en obra, por lo tanto, este proceso puede ser afectado por varios factores tales como: costo de transporte, formas de pago, volúmenes de compra, ofertas del momento, etc.
Otro aspecto que se debe tomar en cuenta en lo que se refiere a los materiales es el rendimiento que tienen estos, es decir la cantidad de material que se necesita en una determinada actividad o ítem.
- **Mano de Obra.** - La mano de obra es un recurso determinante en la preparación de los costos unitarios. Se compone de diferentes categorías de personal tales como: capataces, albañiles, mano de obra especializada, peones y demás personal que afecta directamente al costo de la obra.

Los salarios de los recursos de mano de obra están basados en el número de horas por día, y el número de días por semana. La tasa salarial horaria incluye: salario básico, beneficios sociales, vacaciones, feriados, sobre tiempos y todos los beneficios legales que la empresa otorgue al país.

Maquinaria, equipo y herramientas. - es el costo de los equipos, maquinarias y herramientas utilizadas en el ítem que se está analizando.

Este monto está reservado para la reposición del desgaste de las herramientas y equipos menores que son de propiedad de las empresas constructoras. Este insumo, es calculado generalmente como un porcentaje de la mano de obra que varía entre el 4% y el 15% dependiendo de la dificultad del trabajo.

Beneficios Sociales. - Las leyes sociales del país determinan el pago de beneficios sociales a todas las personas asalariadas que deben ser involucradas dentro del costo de mano de obra.

b) Costos indirectos. - Los costos indirectos son aquellos gastos que no son fácilmente cuantificables como para ser cobrados directamente al cliente.

Los costos indirectos incluyen:

- **Gastos Generales e Imprevistos.** - El porcentaje a tomar para gastos generales depende de varios aspectos, siendo su evaluación muy variable y dependiendo del tipo de la obra, pliegos de especificaciones y las expectativas del proyectista.
- **Utilidad.** - Las utilidades deben ser calculadas en base a la política empresarial de cada empresa, al mercado de la construcción, a la dificultad de ejecución de la obra y a su ubicación geográfica (urbana o rural).
- **Impuestos.** - En lo que se refiere a los impuestos, se toma el Impuesto al Valor Agregado (IVA) y el Impuesto a las Transacciones (IT). El impuesto IVA grava sobre toda compra de bienes, muebles y servicios, estando dentro de estos últimos la construcción, su costo es el del 14,94% sobre el costo total neto de la obra y debe ser aplicado sobre los componentes de la estructura de costos.

El IT grava sobre ingresos brutos obtenidos por el ejercicio de cualquier actividad lucrativa, su valor es el del 3,09% sobre el monto de la transacción del contrato de obra.

2.14.3. Cómputos métricos.

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

2.14.4. Presupuesto

El presupuesto de obra es la estimación o predicción económica que hace referencia a la suma de las actividades o proyecto a ejecutar. Un proyecto u obra debe contar con un presupuesto el cual está basado en precios estimados que son analizados para cada actividad y proceso a realizar, es decir: el presupuesto de una obra es la suma total de los costos directos e indirectos del proyecto. Para determinar el presupuesto o costo de una obra civil es necesario realizar el cumplimiento de los siguientes pasos:

- Establecer los recursos y la cantidad necesaria de éstos, para desarrollar cada una de las actividades del proyecto u obra.
- Luego del paso anterior arrojar el costo de cada actividad, realizando la sumatoria de los costos que pertenecen a los recursos.
- Elabora el presupuesto de costos directos del proyecto sumando los costos de todas las actividades que hacen parte del proyecto.

2.14.5. Planeamiento y cronograma

Mediante la planeación del proyecto se determina el curso de acción para que un proyecto cumpla sus etapas y satisfaga de manera acertada los objetivos de calidad, costos, tiempo y rendimiento técnico. Para el desarrollo de la planeación es de vital importancia tener en cuenta la necesidad del cliente además de la planeación por etapas de los procesos a realizar como: la realización del cronograma de actividades, el plan de aseguramiento de calidad, gestión de compras y contratos, el plan de manejo ambiental y el plan de administración de riesgos.

Un cronograma de obra civil es un gráfico en el cual se establecen actividades a realizar durante la ejecución de la obra estableciendo fechas de inicio y finalización además de las

holguras de cada una de las mencionadas. El cronograma se realiza con el fin de lograr un debido proceso de la obra (evitar retrasos durante su ejecución) además de proporcionar el tiempo establecido para lo presupuestado. Los programas más utilizados para realizar los cronogramas de actividades para obras civiles son: Project, primavera y Excel.

Las técnicas más comúnmente usadas en la programación de una obra son:

- Diagrama de barras.
- Curvas de producción acumulada.
- Método de la ruta crítica.
- Red de precedencias.
- PERT.
- Diagrama de tiempo y espacio.

2.14.5.1. Diagrama de GANTT o diagrama de barras.

En un desarrollo independiente de sistemas de administración de proyectos, Henry L. Gantt desarrollo un modo de representar gráficamente las actividades a lo largo de una escala de tiempo. El grafico de Gantt cubre las distintas funciones de la programación: asignación de recursos y determinación de la secuencia y cronología. El grafico se confecciona a dos escalas: en la horizontal se mide el tiempo (en horas, días, semanas, etc) en la vertical, se ordenan los elementos que interviene en la programación: maquinas, hombres, tareas, órdenes de trabajo, etc. El grafico establece, de tal forma, una relación cronológica entre cada elemento productor o tarea. La inclusión simultanea de estos dos últimos aspectos (generalmente se lo hace mediante segmentos trazados en distintos colores o de diferente textura o forma) implica comparar lo programado con lo realizado, es decir controlar lo programado.

El Gantt requiere de tres procesos para la construcción de su diagrama y estos son:

- Listado de actividades.
- Secuencia lógica de actividades.
- Duración de la actividad.

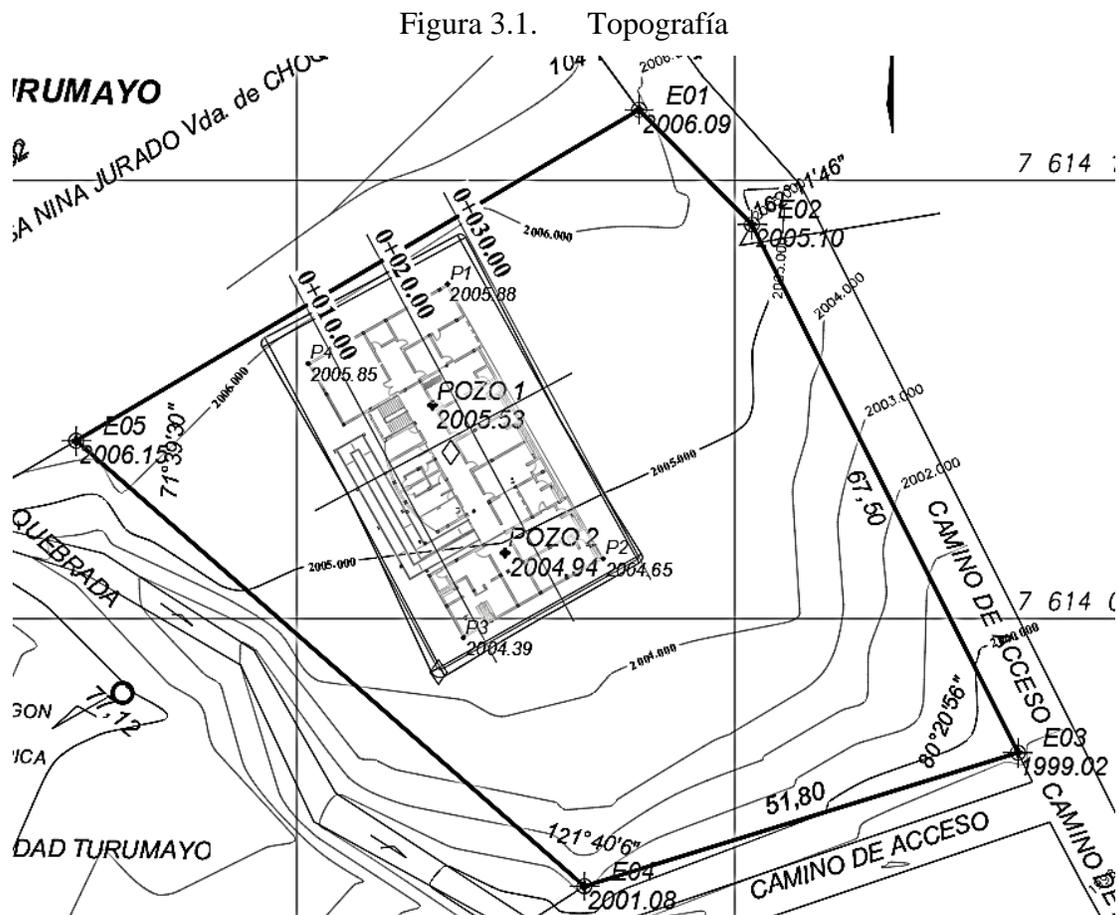
3. CAPITULO III INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Análisis de la topografía.

En el levantamiento topográfico se puede apreciar 5 puntos de referencia de las esquinas del terreno con sus respectivas elevaciones, el área total del terreno donde se emplazará la nueva edificación es de 5061.73 m² y la construcción tendrá una superficie de 624.6 m².

Con la planimetría, altimetría y las curvas de nivel obtenidas del levantamiento topográfico, se pudo determinar que el terreno del lugar de emplazamiento es semiplano con pequeñas pendientes. La forma del terreno, los ángulos entre sus lados y el sentido y valor de su pendiente favorecen al diseño arquitectónico y la instalación de servicios básicos. Es decir, la pendiente está dirigida hacia la calle.

El plano del levantamiento topográfico se apreciará en el ANEXO 9.

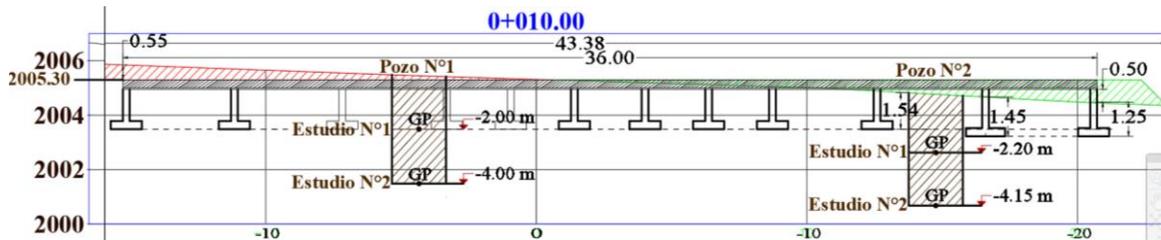


Fuente: Elaboración propia

Por la pendiente se determinó realizar una explanación para tener un nivel +0.00 m a una altura de 2005.30 m.s.n.m.

Desde esa altura iniciar con la excavación de las fundaciones.

Figura 3.2. Secciones de explanación corte y relleno



Fuente: Elaboración propia

3.2. Análisis del Estudio de Suelos

El estudio de suelos fue realizado por el Gobierno Autónomo Municipal de Tarija. En la determinación de la capacidad portante del suelo se realizaron ensayos en dos pozos de exploración con equipo para ensayos normales de penetración (SPT), previa inspección visual y elección adecuada de la ubicación de los pozos. La profundidad máxima alcanzada en las perforaciones fue de 2.20 m en el primer estudio y 4.15 m en el segundo estudio (véase Anexo 2).

Tabla 3.1. Descripción del estudio de suelos

POZO No 1		
CARACTERISTICA GOETECNICA	PROFUNDIDAD	
	0 m a 2 m	2 m a 4 m
tipo de suelo (SUCS)	grava y arena arcillosa o limosa GP	grava y arena arcillosa o limosa GP
Esfuerzo admisible (kg/cm ²)	1.30	2.10
POZO No 2		
CARACTERISTICA GOETECNICA	PROFUNDIDAD	
	0 m a 2,20 m	2,20 m a 4,15 m
tipo de suelo (SUCS)	fragmentos de piedra, grava y arena GP	fragmentos de piedra, grava y arena GP
Esfuerzo admisible (kg/cm ²)	1.40	2.00

Fuente: Elaboración propia

Para el diseño estructural se adoptará una capacidad de carga de 1.30 kg/cm^2 a una cota de fundación de -2.00 m y de 1.25 m desde el nivel del terreno natural.

En el **Anexo 2** se presentan los resultados detallados de la carga admisible a las diferentes profundidades de los pozos a analizar, juntamente con la verificación del cálculo de la capacidad portante del suelo por medio de métodos teóricos (**Terzaghi**) y (**Meyerhof**).

3.3. Análisis del Diseño Arquitectónico

El diseño arquitectónico fue elaborado en base a los planos modelos otorgado por el Gobierno Autónomo Municipal de la Ciudad de Tarija, consiste en una edificación de dos niveles destinados a ambientes como: consultorio medicina general, farmacia, enfermería, sala de espera, recepción, sala de reuniones, laboratorio, etc.

El diseño arquitectónico está acorde con los lineamientos del Ministerio de Obras Públicas y cumple con las características impuestas por la Norma Nacional de Caracterización de Establecimientos de Salud de Primer Nivel.

Los planos arquitectónicos se encuentran en el ANEXO 9.

Figura 3.3. Modelado 3D del Centro de salud Cristo Pobre



Fuente: Elaboración Propia

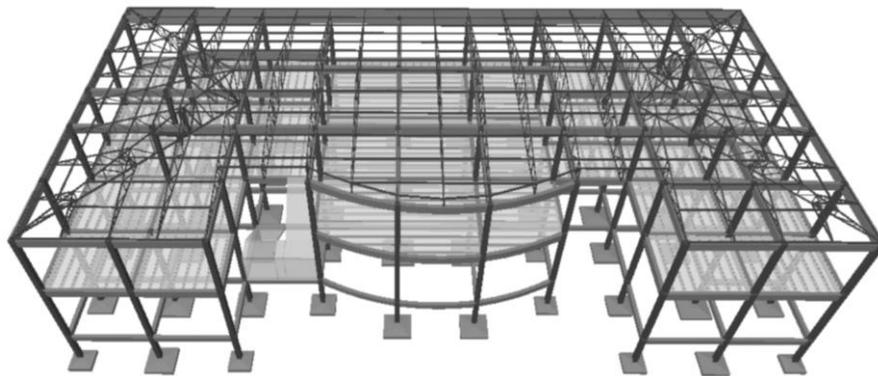
3.4. Modelo Estructural

Una vez obtenida la topografía, el estudio de suelo y el diseño arquitectónico, se procederá a realizar el modelo estructural de la edificación.

3.4.1. Estructura de la edificación

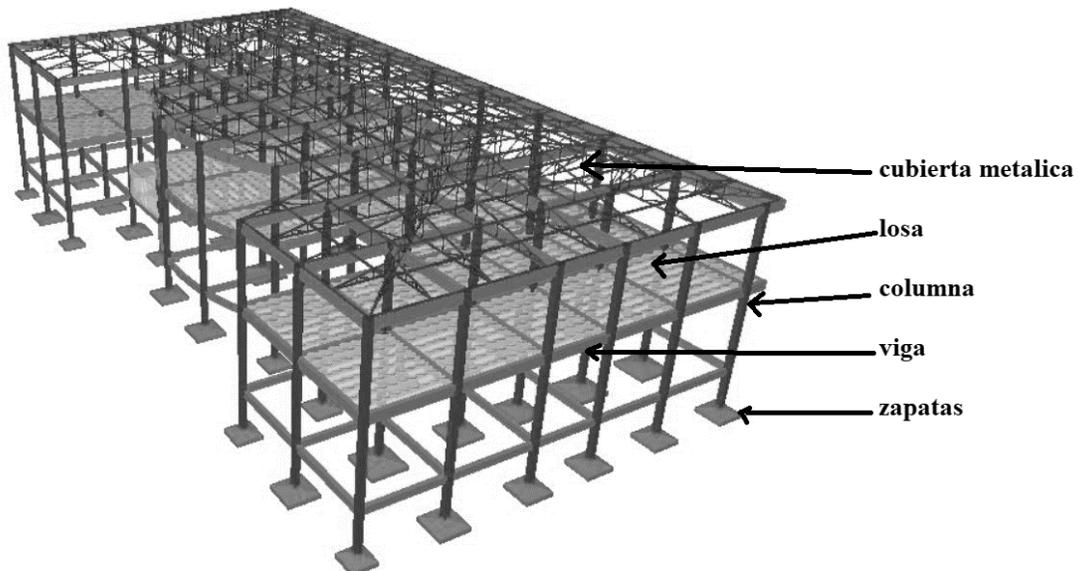
La estructura de sustentación de la edificación está constituida por varios pórticos; los cuales están compuestos por:

Figura 3.4. Vista frontal de la estructura



Fuente: Cypecad 2018

Figura 3.5. Vista lateral de la estructural



Fuente: Cypecad 2018

- **Columnas:** Compuestas por secciones cuadradas.
- **Vigas:** Compuestas de secciones rectangulares.
- **Entrepisos:** Constituidos por losa alivianada de viguetas pretensadas.
- **Cubierta:** Constituido cerchas metálicas.
- **Escalera:** escalera de dos tramos con descanso intermedio.
- **Rampa:** 4 tramos.

Los pórticos están vinculados a las zapatas superficiales aisladas.

3.4.2. Fundaciones

Las fundaciones estarán compuestas de zapatas aisladas. Las cargas provenientes de la estructura son moderadas debido a la magnitud de la obra, como así también del tipo de suelo de fundación.

3.5. Normas Consideradas

Para el diseño de los elementos estructurales se empleó el método de los estados límites últimos, y el Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87 y la especificación para Acero Conformado en Frio, Instituto Americano de Hierro y Acero (AISI 2007) utilizando el método de Factores Carga y Resistencia “LRFD” para las cubiertas metálicas, garantizando así la estabilidad y la resistencia requerida.

Acciones de viento se empleó la norma NB 1225003-1, además de las acciones gravitacionales NB 1225002-1

3.6. Análisis, Cálculo y Diseño estructural (Análisis de carga)

3.6.1. Características del Proyecto

La estructura en estudio está proyectada en la Comunidad de Turumayo, constituido por dos plantas. La luz de columna a columna máxima es de 3.4 m. para la planta baja y 3.35 m. para la planta alta.

Se plantea losa reticular y complemento de plastroformo como estructura de entresijos y parte de la estructura de sustentación de cubierta por ser compatible con las dimensiones que se tiene para que funcione correctamente la luz máxima para la disposición del mismo. Se cuenta con una escalera de hormigón armado.

Se plantea zapatas aisladas cuadradas de hormigón armado que son compatibles con las características del suelo de fundación. La profundidad de las zapatas es de -2.00 m y -1m respectivamente, las cuales están dispuestas de una forma regular sobre la superficie del terreno.

Cubierta de calamina trapezoidal con estructura metálica de sustento.

3.6.1.1. Materiales

Los materiales usados en el diseño de los diferentes elementos estructurales corresponden a materiales comercializados actualmente en nuestro medio, y que se Enmarcan dentro de las especificaciones y limitaciones de las normativas ya mencionadas.

1) Hormigón

Para los elementos de hormigón armado se usará hormigón con la resistencia característica a compresión a los 28 días de $f_{ck} = 25$ MPa, Control Normal y Factor de Minoración de 1.50

Además, presentará las siguientes características:

- Peso específico del hormigón 25 KN/m³
- Módulo de Poisson 0.2

2) Acero de Refuerzo

Para los refuerzos longitudinales y transversales de los elementos de hormigón se usará acero A-500 con las siguientes características:

- Límite de Fluencia $f_{yk} = 500$ MPa
- Factor de minoración 1.15
- **Datos de la estructura metálica:**

Normativa

AISI-2007

Material para la estructura	Perfiles de acero ASTM-36
Material de la cubierta	Calamina galvanizada trapezoidal
Resistencia de fluencia de los perfiles	250 MPa
Tensión de ruptura	400 MPa
Módulo de elasticidad	203,000 MPa

3.6.1.2. Pre dimensionamiento de los elementos estructurales

a) Pre dimensionamiento de Columnas

Las dimensiones de las columnas inicialmente se asumirán 25 x 25 cm; de acuerdo a las solicitaciones se analizará la sección más conveniente de la columna para evitar cuantías de acero elevadas.

b) Pre dimensionamiento de Vigas

Se recomienda utilizar:

$$h = \frac{l}{12}$$

Se tiene luces de longitud tanto en las direcciones “x” y “y”: $l = 4.80 \text{ m. y } 4.00 \text{ m.}$

Para una luz de 4.95 m

$$h = \frac{4.95}{12} = 41.12 \text{ cm}$$

El canto de la viga por seguridad y constructivamente se asumirá:

$$h = 40 \text{ cm}$$

Para la base de la viga se puede considerar $b = h/2$ $b = 20 \text{ cm}$

Por lo tanto, el pre dimensionamiento de las vigas queda de la siguiente manera:

Vigas de 20 cm x 40 cm. y Vigas de 20 cm x 30 cm.

3.6.1.3. Cargas consideradas en el diseño

Las cargas consideradas en el diseño de la estructura, tanto permanentes como sobrecargas de uso, se desarrollan en el ANEXO 3. A continuación se presenta una tabla resumen de las cargas consideradas en el diseño.

- Carga muerta:

	Descripción	Carga
Planta Baja	Peso Propio H°	24.52 kN/cm ³
	Muro de Ladrillo exterior (e=18cm)	5.89 KN/m
	Muro de Ladrillo interior (e=12cm)	3.97 KN/m
Planta alta	Peso Propio H°	24.52 KN/cm ³
	Muro de Ladrillo interior (e=12cm)	3.97 kN/m
	Sobre piso y acabados	0.73 kN/m ²
Cubierta	Calamina trapezoidal	49.05 N/m ²
	Correa	27.3 N/m
	Cielo falso e iluminación (emparrillado de acero)	0.196 KN/m ²
escalera	Baldosa de cerámica	0.18 kN/m ²
	Acabado	0.71 kN/m ²

- Carga viva:

	Descripción	Carga
Planta alta	Sala Múltiple	4.91 kN/m ²
	Sala Odontología Cirugía	4.91 kN/m ²
	Consultorio	1.96 kN/m ²
	Sobre piso y acabados	0.74 kN/m ²
Cubierta	Mantenimiento	0.83 kN/m ²
	Granizo	1.104 kN/m ²
	Viento	0.37 kN/m ²
Escaleras y accesos	Todos los tramos	2.94 kN/m ²

La obtención de las cargas muertas y vivas ver en ANEXO 3.

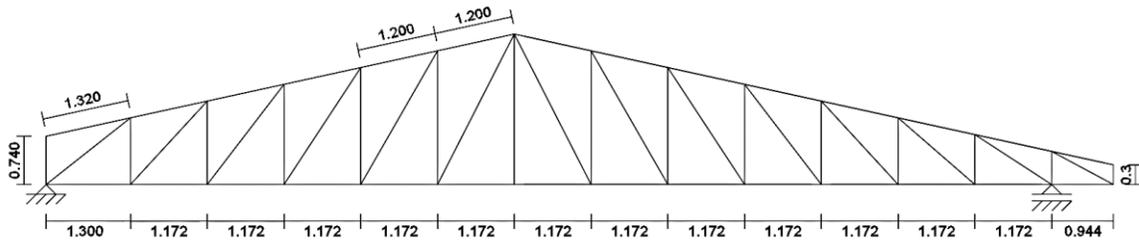
3.6.2. Elementos más solicitados

Una vez calculado todo el edificio con el programa CYPECAD 2018, se revisaron los resultados de los esfuerzos en cada una de las piezas estructurales y se compararon para designar los elementos más solicitados de toda la edificación. Como resultado, se muestra en el siguiente gráfico un croquis donde se pueden ubicar las piezas estructurales a ser analizadas:

3.6.3. Diseño Estructura de cubierta

El análisis de la cercha metálicas, se adoptó la siguiente configuración:

Figura 3.6. Cercha tipo Howe.



Fuente: Cypecad, elaboración propia.

1) Diseño de correas

Datos iniciales:

Luz de correas: 2.35 m

Separación de correas: 1.20 m

Pendiente: 12°

Evaluación de cargas:

Carga muerta, ver anexo 3:

Cubierta (calamina) = 58.86 N/m

Perfiles correas = 27.3 N/m

Carga muerta total D= 86.13 N/m

Carga viva (mantenimiento), ver anexo 3:

Mantenimiento= 0.83 KN/m²

$$L= 1.00 \text{ KN/m}$$

Carga viva (viento) (Estación San Jacinto Sud-Enero de 1985) = 103.8 km/h, ver anexo 3:

$$\text{Barlovento } -0.374 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 1.20\text{m} = - 0.45 \text{ KN/m}$$

$$\text{Viento a barlovento} = - 0.45 \text{ KN/m}$$

$$\text{Viento a sotavento} = - 0.35 \text{ KN/m}$$

Carga granizo, ver anexo 3: 1.104 KN/ m²

$$G=1.33 \text{ KN/m}$$

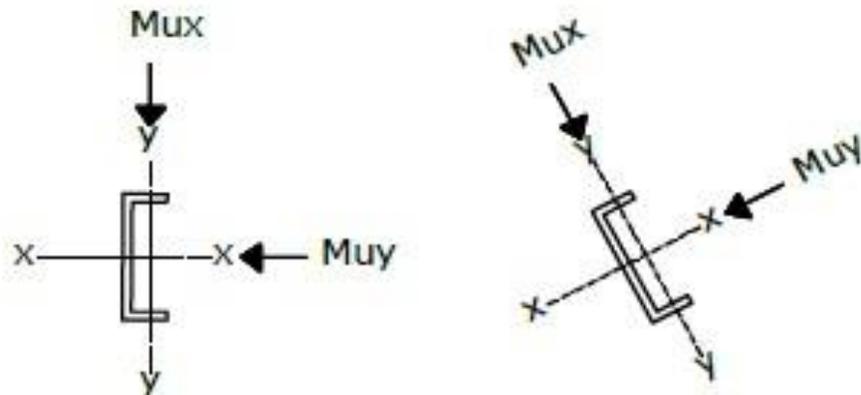
COMBINACIONES DE CARGA

(1) U=1,4D	0.12 kN/m
(2) U=1,2D+0,5S	0.76 kN/m
(3) U=1,2D+1,6Lr+0,5W	2.01 kN/m
(4) U=1,2D+1W+0,5G	0.22 kN/m
(5) U=1,2D	0.28 kN/m
(6) U=0,9D+1W	0.47 kN/m

Se utilizará para el diseño el resultado mayor de las combinaciones analizadas.

$$q = 2.01 \text{ kN/m}$$

Se descompone la carga sobre la correa ya que está a una inclinación de 12°

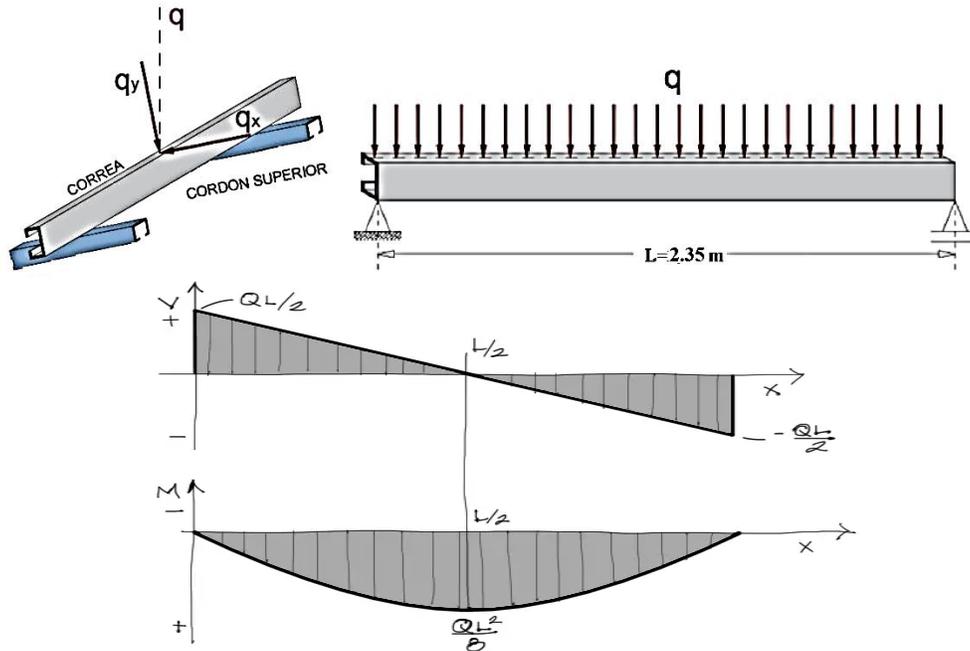


$$q_x = q \cdot \text{sen}(\alpha) = 0.42 \text{ KN/m}$$

$$q_y = q \cdot \text{cos}(\alpha) = 1.97 \text{ KN/m}$$

Se usará el siguiente gráfico para la determinación de los momentos y contantes.

Figura 3.7. Diagrama de momentos y cortantes máximos.



Fuente: Elaboración propia.

El momento y cortante último en cada uno de los ejes de la correa son:

$$M_{ux} = q_y \cdot L^2/8 = 1.34 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{uy} = q_x \cdot L^2/8 = 0.23 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{max}} = 1.34 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$S_x = \frac{M_u}{\phi * F_y} = \frac{1.34 \cdot 100}{0.9 \cdot 25} = 6 \text{ cm}^3$$

Cumple con el perfil "C" costanera 80x40x15x2 con $S_x=8.81 \text{ cm}^3$

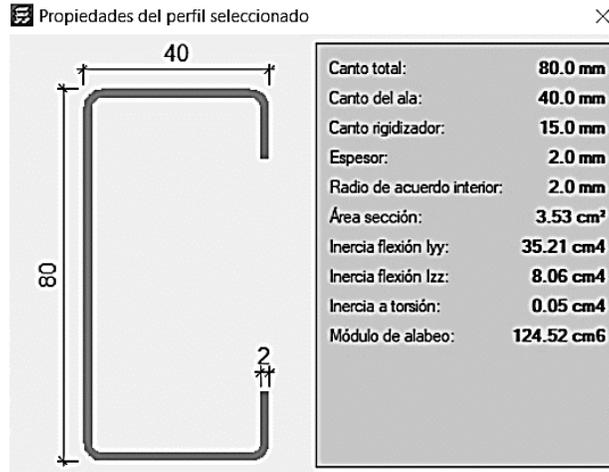
Verificando el perfil por aplastamiento a flexión. Perfil "C" costanera 80x40x15x2

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{K}} \cdot \frac{w}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{4}} \cdot \frac{40 - 2(2 + 2)}{2} \cdot \sqrt{\frac{2530}{2069317}}$$

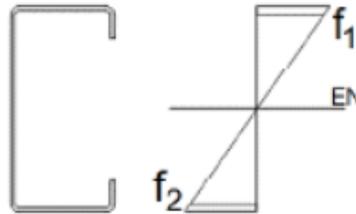
$$\lambda = 0.29 \leq 0.673 \text{ Cumple.}$$

Figura 3.8. “C” costanera 80x40x15x2



Fuente: Cypecad

Determinando la capacidad de carga del alma, a través del diagrama de tensiones de la sección.



Por la simetría que la sección determinamos que:

$$\psi = \frac{f_1}{f_2} = -1$$

El coeficiente de pandeo k, para el alma será:

$$k = 4 + 2(1 - \psi)^3 + 2(1 - \psi) \quad \rightarrow \quad k = 4 + 2(1 + 1)^3 + 2(1 + 1)$$

$$k = 24$$

Calculando el factor de esbeltez del alma:

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{K}} \cdot \frac{w}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{24}} \cdot \frac{80 - 2(2 + 2)}{2} \cdot \sqrt{\frac{250}{203000}}$$

$$\lambda = 0.272 \leq 0.673 \text{ No se abolla}$$

Siendo su modulo el siguiente:

$$S_x = 8.81 \text{ cm}^3 \quad S_y = 3.18 \text{ cm}^3$$

El momento nominal es:

$$Mn_x = S_x \cdot F_y \quad \rightarrow \quad Mn_x = 8.81 \cdot 2,548.4 = 2.20 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Mn_y = S_y \cdot F_y \quad \rightarrow \quad Mn_y = 3.18 \cdot 2,548.4 = 0.8 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Mn_x = 2.203 \text{ KN} \cdot \text{m} > 1.022 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \text{CUMPLE}$$

Verificando la deflexión disimétrica:

$$\frac{Mu_x}{0.90 \cdot Mn_x} + \frac{Mu_y}{0.90 \cdot Mn_y} \leq 1.00$$

$$\frac{1.34}{0.90 \cdot 2.20} + \frac{0.23}{0.90 \cdot 0.80} \leq 1.00$$

$$0.99 \leq 1.00$$

Verificando la deflexión de la correa:

Deflexión admisible:

$$f_{max} = \frac{L}{300}$$

$$f_{max} = \frac{235}{300} = 0.783 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I}$$

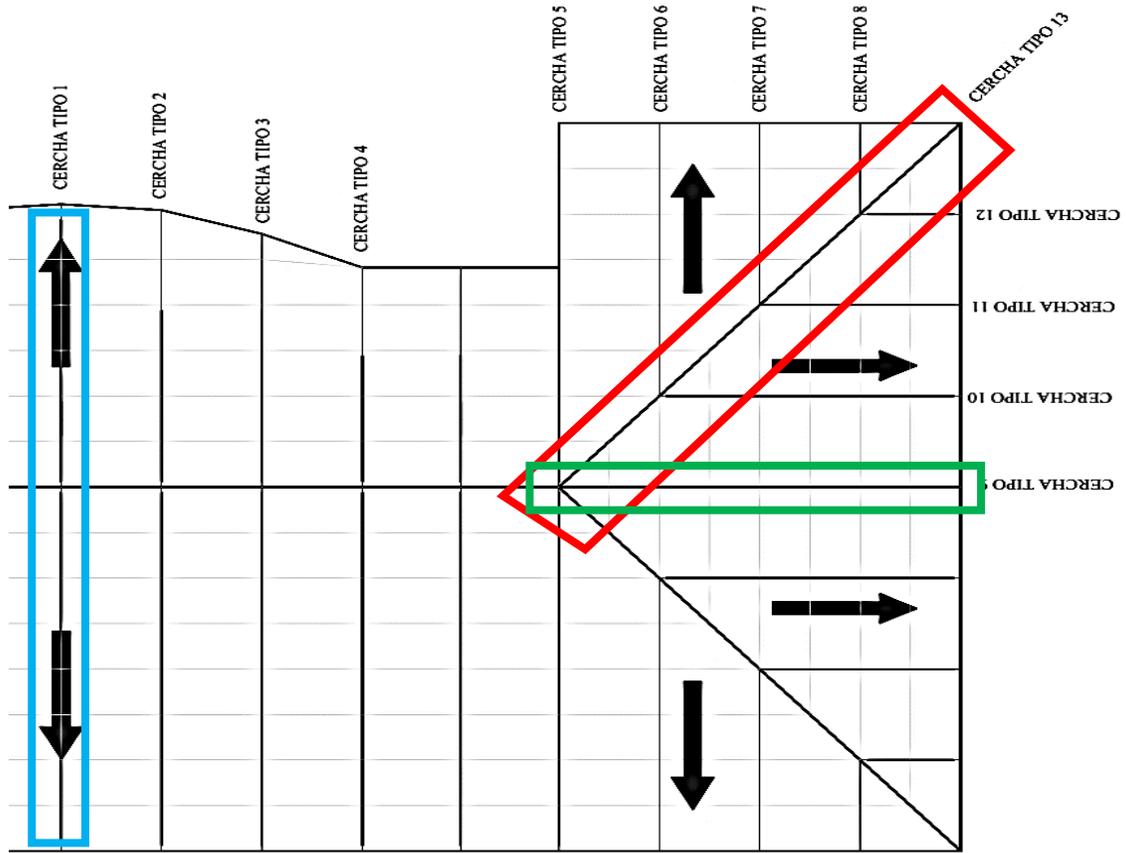
$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{101.28 \cdot 235^4}{2,069,317 \cdot 35.21} = 0.552 \text{ cm}$$

$$\mathbf{0.552 \leq 0.783 \text{ Cumple}}$$

2) Diseño de la cercha más solicitada

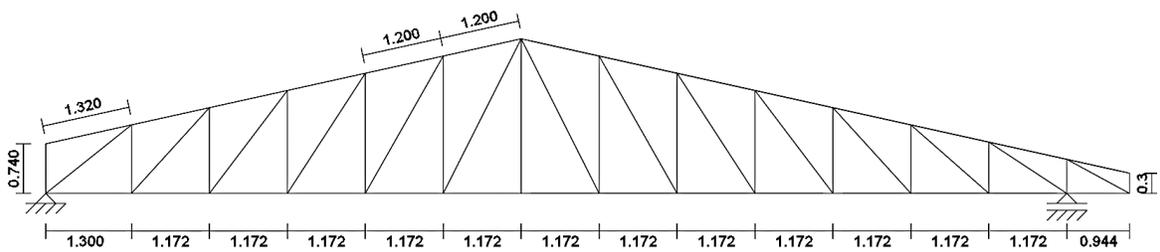
Para el diseño de los miembros, como es de práctica común se utilizará las barras más solicitadas. A continuación, el tipo de cercha a ser utilizada, la geometría y las cargas aplicadas debida a las reacciones de las correas

Figura 3.9. Análisis de la cercha

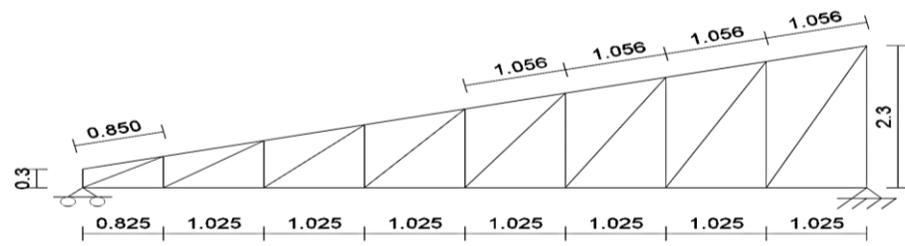


Fuente: Elaboración propia, Cypacad

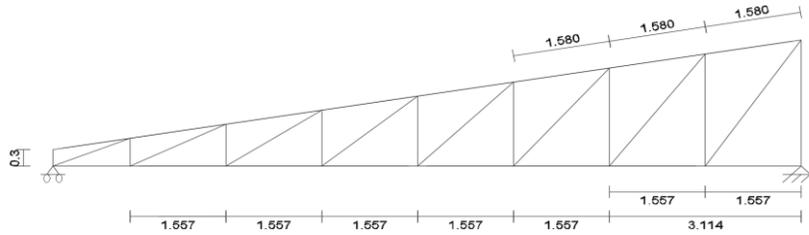
CERCHA TIPO 1



CERCHA TIPO 9



CERCHA TIPO 13



Fuente: Elaboración propia

a) Verificación a la compresión en cuerdas superiores e inferiores

CUERDA SUPERIOR (barra N215/N216)

Elemento con mayor sollicitación:

Fuerza axial a compresión $P = 39.5 \text{ KN}$

Longitud $L = 1.58 \text{ m}$

Propiedades del material:

Tensión de fluencia $F_y = 250 \text{ MPa}$

Tensión de ruptura $F_r = 400 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidad $E = 203,000 \text{ MPa}$

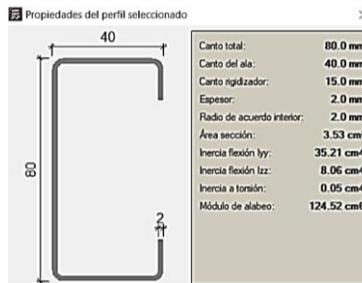
Cálculo del área de acero a cubrir

$$A_g = \frac{P_u}{\phi \cdot F_y} = 2.40 \text{ cm}^2$$

Asumimos COSTANERA 80x40x15x2 con $A_g = 3.53 \text{ cm}^2$

Propiedades de la sección: después de un análisis mediante el software CYPE 3D que se muestra a continuación:

Figura 3.10. Perfil costanera 80x40x15x2



Fuente: Cype 3d

Longitud efectiva (L_{efec}).- Considerando que el elemento tiene ambos extremos articulados se tiene que el coeficiente de pandeo es $K=0.65$

$$L_{efec} = k \cdot L = 1.56 \text{ m}$$

Razón de esbeltez. - para miembros diseñados solo en compresión se recomienda que la razón de esbeltez no sea mayor que 200.

$$\lambda_{max} = \frac{K \cdot L}{r_{min}} < 200$$

$$r_x = 3.16 \text{ cm} \qquad r_y = 1.51 \text{ cm}$$

$$\lambda_{max} = \frac{0.65 \cdot 158}{1.51} = 103.31 < 200 \text{ cumple}$$

Definición de frontera entre columna elástica e inelástica:

$$\lambda_c = \frac{K \cdot L}{r \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{158}{1.51 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{250}{203,000}} = 1.17 < 1.5$$

Columna intermedia a corta

Esfuerzo critico el elemento (columnas intermedias o cortas):

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

$$F_{cr} = 0.658^{0.76^2} \cdot 250$$

$$F_{cr} = 13.97 \frac{KN}{cm^2}$$

Resistencia normal por compresión:

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

$$P_n = 13.97 \cdot 3.53 = 49.42 \text{ KN}$$

Suma de las cargas factorizadas: el factor de resistencia según LRFD en columnas es 0.85

$$P_u = \phi_c \cdot P_n$$

$$P_u = 0.85 \cdot 49.42 = 42.01 \text{ KN}$$

Verificando solicitaciones:

$$P_u \geq P_{u(sol)}$$

$$42.01 \geq 39.5 \text{ Cumple}$$

Ratio

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} \leq 1$$

$$\frac{39.5}{42.01} \leq 1$$

$$\mathbf{0.94 \leq 1}$$

b) Verificación a la compresión en los montantes y diagonales. (barraN205/N217)

Elemento con mayor sollicitación:

Fuerza axial a compresión $P = 33 \text{ KN}$

Longitud $L = 179 \text{ cm}$

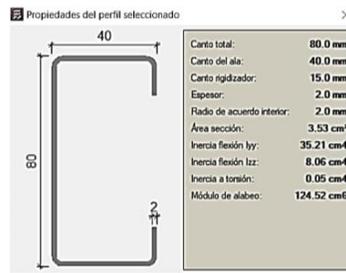
Cálculo del área de acero a cubrir:

$$A_g = \frac{Pu}{\phi \cdot F_y} = 1.60 \text{ cm}^2$$

Adoptamos COSTANERA 80x40x15x2 con $A_g = 3.53 \text{ cm}^2$

Propiedades de la sección: después de un análisis mediante el software CYPE 3D que se muestra a continuación:

Figura 3.11. Perfil Costanera 80x40x15x2



Fuente: Cype 3d

Radio de giro

$$r_x = 3.16 \text{ cm} \qquad r_y = 1.51 \text{ cm}$$

Longitud efectiva: $L_e = K \cdot L$, donde K está en función en el tipo de unión en nuestro elemento en caso es como se presenta a continuación.

$K = 1$

Esbeltez máxima:

$$\lambda_{max} = \frac{K \cdot L}{r_{min}} < 200$$

Canal simple

$$\lambda_{max} = \frac{1 \cdot 179}{1.51} = 118.54 < 200 \text{ Cumple}$$

Definición de frontera entre columna elástica e inelástica:

$$\lambda_c = \frac{K \cdot L}{r \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{179}{1.51 \cdot \pi} \times \sqrt{\frac{250}{203,000}} = 1.33 \leq 1.5$$

Columna intermedia a corta

Esfuerzo critico el elemento (columnas intermedias o cortas):

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

$$F_{cr} = 0.658^{1.33^2} \cdot 250$$

$$F_{cr} = 11.87 \frac{KN}{cm^2}$$

Resistencia normal por compresión:

$$P_n = F_{cr} \cdot A \quad P_n = 11.87 \cdot 3.53 = 41.99 \text{ KN}$$

Suma de las cargas factorizadas: el factor de resistencia según LRFD en columnas es 0.85

$$P_u = \phi_c \cdot P_n$$

$$P_u = 0.85 \cdot 41.99 = 35.69 \text{ KN}$$

Verificando solicitaciones:

$$P_u \geq P_{u(sol)}$$

$$35.69 \geq 33 \text{ KN Cumple}$$

Ratio

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} \leq 1 \quad \frac{33}{35.69} \leq 1 \quad \mathbf{0.93 \leq 1}$$

c) Verificación a la tracción cuerdas superiores e inferiores. (barra N228/N229)

Elemento con mayor solicitación:

Fuerza axial a tracción $P = 26 \text{ KN}$

Longitud $L = 117 \text{ cm}$

Cálculo del área de acero a cubrir:

$$A_g = \frac{P_u}{\phi \cdot F_y} = 1.16 \text{ cm}^2$$

Asumimos COSTANERA 80x40x15x2 con $A_g=3.53 \text{ cm}^2$

Condiciones que debe cumplir: factor de resistencia según LRFD para elementos a tensión
 $\phi_1 = 0.9$ y $\phi_2 = 0.75$

Resistencia por fluencia permisible:

$$f_1 = \frac{P_u}{A_{bruta}} \leq \phi_1 \cdot F_y \qquad f_1 = \frac{26,000}{3.53 \cdot 100} \leq 0.9 \cdot 250$$

$$73.65 \leq 223.4 \text{ Cumple}$$

Fractura en la sección:

$$f_2 = \frac{P_u}{A_{cr}} \leq \phi_2 \cdot F_r \qquad \frac{26,000}{3.53 \cdot 100} \leq 0.75 \cdot 400$$

$$73.65 \leq 300 \text{ Cumple}$$

Rigidez permisible a la tracción:

$$\frac{K \cdot L}{r_{min}} \leq 300 \qquad \frac{1 \cdot 103}{1.51} \leq 300$$

$$68.21 \leq 300 \text{ Cumple}$$

Ratio

$$n_T = \frac{T_f}{\phi \cdot T_n} \leq 1 \qquad 0.33 \leq 1$$

d) Verificación a la tracción montante y diagonal. (barra N205/N218)

Elemento con mayor sollicitación:

Fuerza axial a tracción $P = 41.30 \text{ KN}$

Longitud $L = 257 \text{ cm}$

Cálculo del área de acero a cubrir:

$$A_g = \frac{P_u}{\phi \cdot F_y} = 1.85 \text{ cm}^2$$

Adoptamos un Perfil COSTANERA 80x40x15x2 con $A_g = 3.53 \text{ cm}^2$

Condiciones que debe cumplir: factor de resistencia según LRFD para elementos a tensión
 $\phi_1 = 0.9$ y $\phi_2 = 0.75$

Resistencia por fluencia permisible:

$$f_1 = \frac{P_u}{A_{bruta}} \leq \phi_1 \cdot F_y \qquad f_1 = \frac{41.30}{3.53 \cdot 100} \leq 0.9 \cdot 250$$

$$116.77 \leq 223.4 \text{ Cumple}$$

Fractura en la sección:

$$f_2 = \frac{P_u}{A_{cr}} \leq \phi_2 \cdot F_T \quad \frac{33,960}{3.53 \cdot 100} \leq 0.75 \cdot 400$$

$$116.77 \leq 300 \text{ Cumple}$$

Rigidez permisible a la tracción:

$$\frac{K \cdot L}{r_{min}} \leq 300 \quad \frac{1 \cdot 218}{0.78} \leq 300$$

$$279.49 \leq 300 \text{ Cumple}$$

Ratio

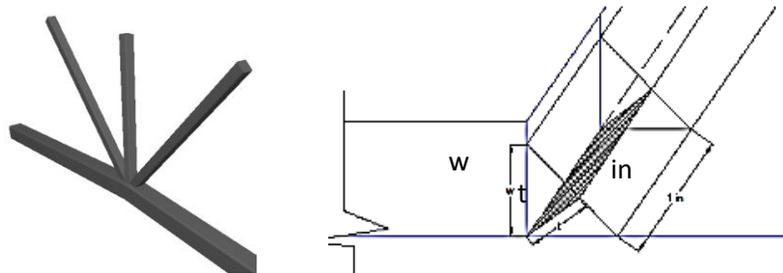
$$n_T = \frac{T_f}{\phi \cdot T_n} \leq 1 \quad 0.53 \leq 1$$

3) Diseño de uniones soldadas

Todos los elementos de la viga celosía tendrán uniones soldadas, de esta manera se genera un elemento rígido, la verificación de estas uniones se realizará a continuación, teniendo en cuenta solo la verificación de una unión siguiendo la normativa AISC 360-16.

Resistencia del metal de soldadura para el electrodo E70XX (ANEXO 1- tabla 13)

Figura 3.12. Figura Diseño de unión soldada.



Fuente: elaboración propia

Para el metal de soldadura, la resistencia nominal es:

$$\theta := 90^\circ \quad F_{nw} := 0.6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0.5 (\sin(\theta))^{1.5}) = 63 \text{ ksi}$$

Dimensión de la soldadura: $w = 3/16 \text{ in}$

Dimensión de la garganta efectiva: $t = \sqrt{2}/2 \cdot w = 0.133 \text{ in}$

Resistencia para longitud de 1 plg

$$\phi := 0.75 \quad \phi Rn_{1plg} := \phi \cdot F_{nw} \cdot t = 2.842 \frac{\text{tonnef}}{\text{in}}$$

Cálculo de la longitud para fuerza de diseño:

Fuerza de diseño: $P_u := 5.1 \text{ tonnef}$

Longitud necesaria de soldadura:

$$l := \frac{P_u}{\phi Rn_{1plg}} = 4.559 \text{ cm}$$

4) Diseño placa de apoyo

Cuando las barras se apoyan en la columna es necesario que la carga puntual se distribuya en el área suficiente para evitar que se esfuerce el hormigón, la carga se transmita a través de la placa de acero que está ligada a la columna con cuatro pernos.

Área de la placa base: la resistencia de diseño por aplastamiento del concreto debajo de la placa base debe ser por lo menos igual a la carga soportada. Cuando la placa base casi cubre toda el área de la columna esta resistencia es igual a (0.65 por aplastamiento del concreto) multiplicada por la resistencia nominal del concreto.

Para el diseño tenemos los siguientes datos: perfil costanera 80x40x15x2 mm, resistencia a compresión $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, el esfuerzo de la placa base $f_y = 250 \text{ MPa}$ la carga axial última

$$P_u = 32.904 \text{ KN}$$

Calcular el área requerida de la placa base.:

$$A_{req} = \frac{P_u}{\phi_c \cdot 0.85 \cdot f_{ck}} = \frac{32.904 \cdot 1,000}{0.6 \cdot 0.8 \cdot 25} = 27.42 \text{ cm}^2$$

Calcular las dimensiones de las placas N (longitud de la placa) y B (ancho de la placa):

$$N = 15 \text{ cm}$$

$$B = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Asumimos: } A' = N \cdot B = 225 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{B - 0.8 \cdot b_f}{2} = \frac{15 - 0.8 \cdot 5}{2} = 5.5 \text{ cm}$$

$$m = \frac{B - 0.95 \cdot d}{2} = \frac{15 - 0.95 \cdot 2.5}{2} = 6.31 \text{ cm}$$

Espesor de la placa base

$$m = 6.31 \text{ cm}$$

$$n = 5.5 \text{ cm}$$

$$f_y = 250 \text{ MPa}$$

$$t = m \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot Pu}{0.9 \cdot f_y \cdot N \cdot B}} = 7.22 \text{ mm}$$

$$t = n \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot Pu}{0.9 \cdot f_y \cdot N \cdot B}} = 6.29 \text{ mm}$$

$$t = 8 \text{ mm}$$

5) Perno de anclaje

H_f = Fuerza horizontal externa

$$\phi = 0.75$$

F_{nv} = Tension nominal a cortante (164.64 MPa)

A_b = Área del perno

$$H_f = 38.046 \text{ KN}$$

$$H_f \leq \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b$$

$$A_b = \frac{H_f}{\phi \cdot F_{nv}} = \frac{38.046 \cdot 1000}{0.75 \cdot 164.64} = 308.12 \text{ mm}^2$$

$$4 \phi 10 \text{ mm} = 314.16 \text{ mm}^2$$

Longitud de anclaje

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1.1 \cdot \lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) = 37.82 \text{ cm}$$

$$L_{dt} = l_d + d = 37.82 + 27.5 = 65.32 \text{ cm}$$

$$\text{Gancho } 6 \cdot d_b = 6 \cdot 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$

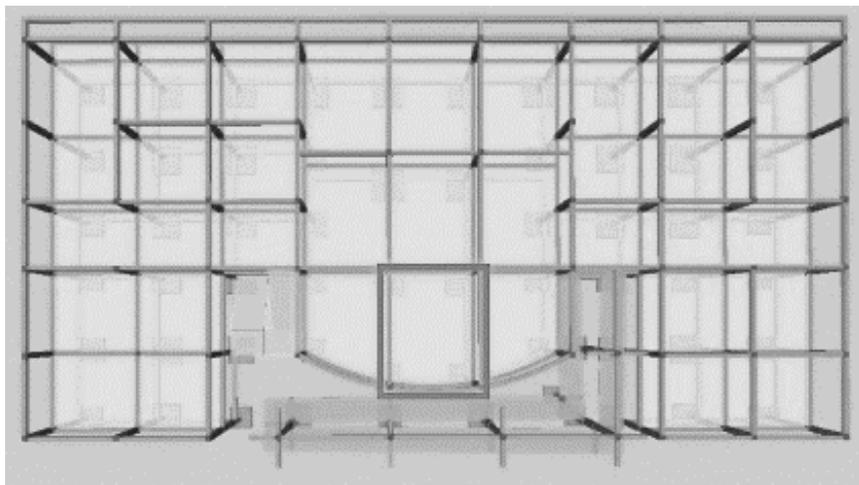
3.7. Diseño de la estructura de sustentación de la edificación.

La estructura por diseñar está compuesta por vigas, columnas, losa reticular y serán sometidos a la verificación manual de los elementos estructurales más solicitados en base al Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87

a) Losa alivianada de vigueta pretensada.

Los esfuerzos en E.L.U. de las losas casetonada para comprobar todas las exigencias de la norma CBH-87.

Figura 3.13. Losa en estudio

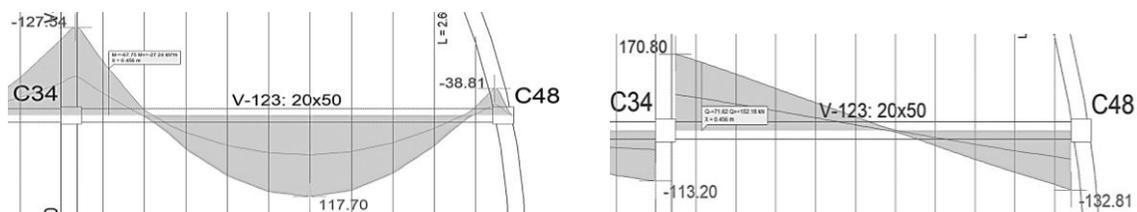


Fuente: Elabotacion propia.

b) Viga

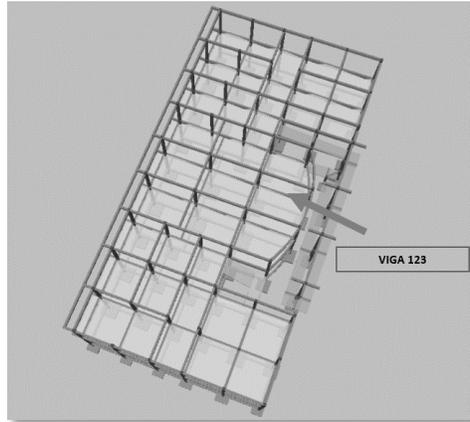
Los esfuerzos de cálculo en los E.L.U. (Estados Límites Últimos) vienen dados por las envolventes:

Figura 3.14. Envolventes de M y V del pórtico 7, viga 123.



Fuente: CYPECAD 2018

Figura 3.15. Pórtico 7, Viga 123

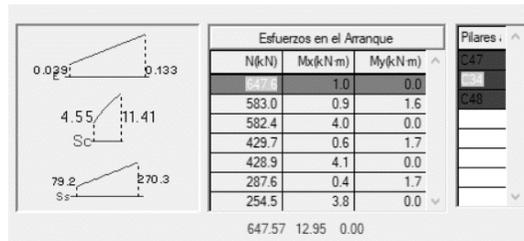


Fuente: CYPECAD 2018

c) Columna

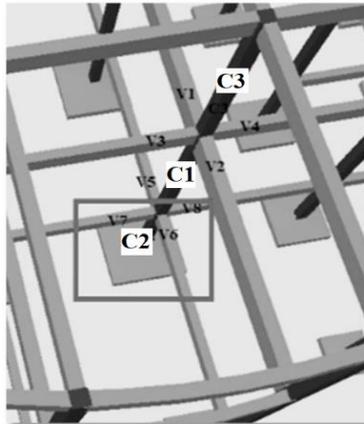
El programa dimensionó el pilar más solicitado en E.L.U. (Estados Límites Últimos) son:

Figura 3.16. Esfuerzos de diseño de la columna C34.



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.17. Columna C34.

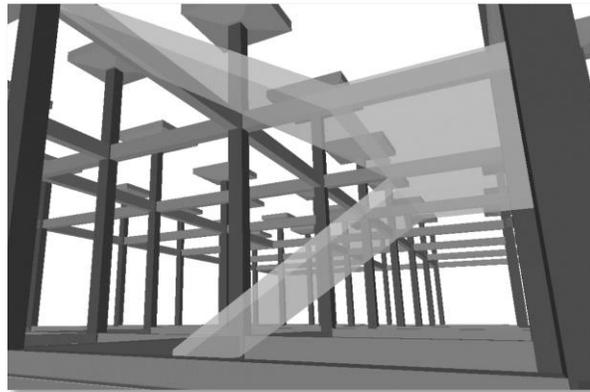


Fuente: elaboración propia.

d) Escalera

La estructura consta con una escalera convencional, la cual será analizada para el dimensionamiento.

Figura 3.18. Escalera.

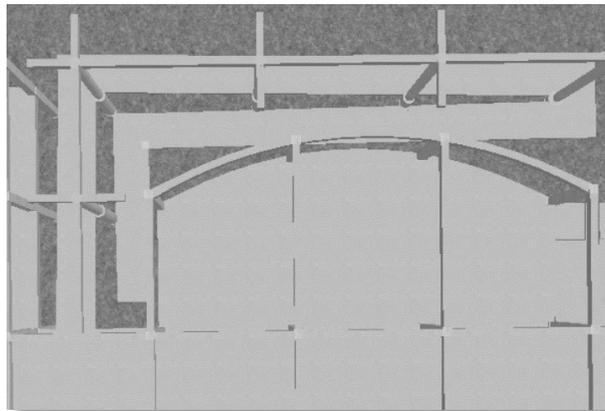


Fuente: CYPECAD 2018

e) Rampa

La rampa a diseñar es de dos tramos, tal como se muestra en la siguiente figura.

Figura 3.19. Rampa



Fuente: CYPECAD 2018

f) Zapata

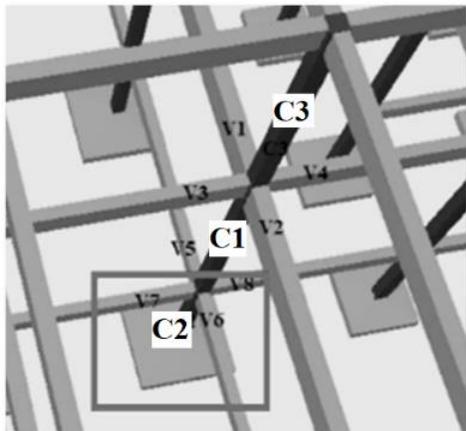
Para la zapata elegida, sus esfuerzos de cálculo en E.L.U. (Estados Limites Últimos) datos que se obtuvieron de listado son:

Tabla 3.2. Esfuerzos de diseño de Zapata

Columna	Esfuerzos		
	Nd (KN)	Mdx (KN-m)	Mdy (KN-m)
C34	209.28	1.08	0.05

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.20. Zapata C-34



Fuente: CYPECAD 2018

3.7.1. Diseño de Losa Alivianada de viguetas pretensadas.

El diseño y verificación se realizará a la losa del primer piso que está entre las columnas C-33, C-34, C-47, C-48.

Figura 3.21. Losa solicitada.



Fuente: CYPECAD 2018

La losa alivianada o forjado unidireccional, llamado así por que reparte las cargas que recibe en una sola dirección, está compuesta por:

- Viguetas Pretensadas
- Complemento aligerante de Plastoformo
- Carpeta de compresión de Hormigón armado

Hormigón. - La práctica actual pide una resistencia de 350 a 500 Kg/cm² para el concreto presforzado, mientras el valor correspondiente para el concreto reforzado es de 200 a 250 Kg/cm² aproximadamente.

Adoptándose las siguientes resistencias características:

$$f_{cp} = 350 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Hormigón pretensado}, \quad f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Hormigón armado}$$

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

La tensión de rotura del acero pretensado (CONCRETEC) es:

$$f_{pmax k} = 18,000 \text{ Kg/cm}^2$$

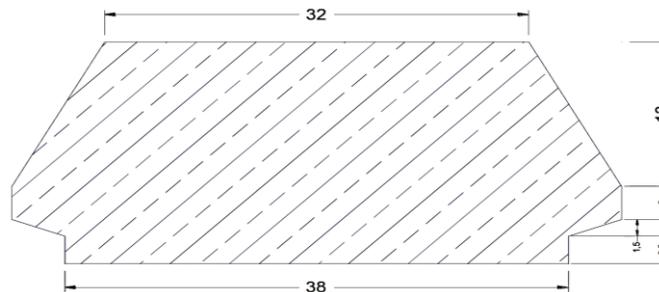
Luz de cálculo. - La luz de cálculo de cada tramo de forjado se medirá entre ejes de los elementos de apoyo.

Las viguetas se dispondrán enfrentadas entre si y apoyadas en un mínimo de 10 cm.

L = 3.70 m luz de cálculo para las viguetas pretensadas.

a) Dimensiones del plastoform.- 20x46x100 (Según la guía de productos: CONCRETEC).

Figura 3.22. Características geométricas del plastoform



Fuente: Elaboración propia

b) **Dimensiones de la vigueta pretensada.** – (Guía de productos CONCRETEC).

Armadura: Variable en función de: cargas actuantes, espesor de la losa, longitud de viguetas y complementos, Altura:12 cm, Ancho:12cm.

c) **Cálculo del ancho efectivo (b_e).**

Ancho del nervio de la vigueta pretensada. $b_o = 4 \text{ cm}$

Luz entre puntos de momentos nulos. $l_o = 3.70 \text{ m}$

Separación entre viguetas. $b = 50 \text{ cm}$

$$b_e = b_o + \frac{1}{5} \cdot l_o \leq b = 4 + \frac{1}{5} \cdot 370 = 78 \text{ cm}$$

Como en ningún caso el ancho efectivo será mayor que la separación real entre viguetas, entonces se tiene que:

$$b_e = 50 \text{ cm}$$

d) **Cálculo de la relación modular o coeficiente de equivalencia. -**

$$f_c = \frac{E_c}{E_{cp}} \cdot f_{cp} \qquad f_c = n \cdot f_{cp}$$

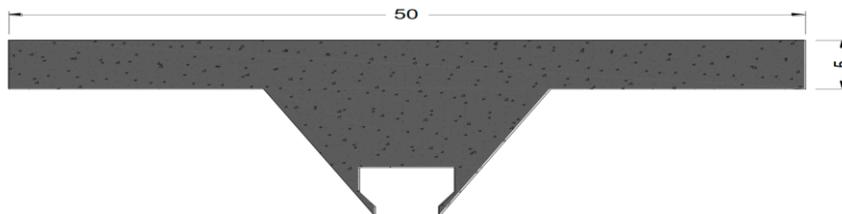
f_c ; E_c : Esfuerzo, módulo de deformación del hormigón armado respectivamente.

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

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

$$n = \frac{E_c}{E_{cp}} = \frac{19,000 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{19,000 \cdot \sqrt{f_{cp}}} = \sqrt{\frac{250}{350}} = 0.85$$

Figura 3.23. Características geométricas de la carpeta de hormigón in situ.



Fuente: Elaboración propia

Área de la sección compuesta $A_c = 366.5 \text{ cm}^2$
 Momento de inercia respecto al eje x $I_{xc} = 4,642 \text{ cm}^4$

e) **Base con una resistencia de 350 kg/ cm²**

$$b_{tr} = n \cdot b = 42.26 \text{ cm}$$

f) **Para la carpeta de hormigón colado in situ:**

$$I_{xc250} = 4,642 \text{ cm}^4 \quad n = 0.85$$

$$I_{350} = I_{250} \cdot n = 3,923.21 \text{ cm}^4$$

$$h_{350} = \sqrt[3]{\frac{I_{350} \cdot 12}{b_{tr}}} = 10.37 \text{ cm}$$

g) **Acciones de carga consideradas sobre la losa alivianada.** - El análisis de las cargas se encuentra en el anexo 3.

$$P_{Carga \text{ de sobrepiso y acabados}} = 0.74 \frac{KN}{m^2}$$

$$P_{Carga \text{ de muros}} = 5.89 \frac{KN}{m^2}$$

$$PP_{\text{peso propio de la losa}} = 2.75 \frac{KN}{m^2}$$

$$SC_{\text{sobrecarga viva}} = 2.94 \frac{KN}{m^2}$$

Luz de cálculo de las viguetas pretensadas: $L = 3.70 \text{ m}$

Separación entre viguetas: $b = 0.50 \text{ m}$

Cargas distribuidas linealmente sobre las viguetas:

Carga muerta: $CM = 4.69 \text{ KN/m}$

Sobrecarga viva: $SC = 1.47 \text{ KN/m}$

La carga característica total sobre la vigueta es:

$q_k = 6.16 \text{ KN/m}$ *carga de servicio*

$q_k = 9.86 \text{ KN/m}$ *cargas ponderadas*

h) **Limitación de la fuerza de pretensado inicial:**

De acuerdo a la normativa, la fuerza de pretensado inicial P_0 , ha de proporcionar en las

armaduras activas una tensión no superior al menor de los límites siguientes:

$$0.74 \cdot f_{p \max k} \qquad 0.90 \cdot f_{pk}$$

$f_{p \max k} = 18000.00 \text{ Kg/cm}^2$ Tensión de rotura última del acero pretensado, obtenida de la guía Técnica de CONCRETEC.

$f_{pk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$ Limite elástico característico del acero.

$$0.74 \cdot f_{p \max k} = 0.74 \cdot 18000 = 133.2 \text{ MPa}$$

$$0.90 \cdot f_{pk} = 0.90 \cdot 5000 = 45 \text{ MPa}$$

Por lo tanto, se considera un esfuerzo permisible de tensión en el acero de preesfuerzo, cuando se aplique la fuerza del gato, de:

$$f_{ps} = 133.2 \text{ MPa}$$

i) Resistencia a compresión del hormigón a los 7 días. -

El hormigón tendrá una resistencia del 70 % de la prevista a los 28 días.

$$f'_{ci} = 0.70 \cdot 350 = 2.45 \text{ MPa}$$

j) Inecuaciones básicas para el cálculo de esfuerzos elásticos a flexión en vigas no agrietadas.

$$t = 0$$

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

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

$$t = \infty$$

$$f_{1\infty} = -\frac{M_T \cdot C_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{(n \cdot P_0 \cdot e_\infty) \cdot C_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{n \cdot P_0}{A_\infty} \geq f_{cs}$$

$$f_{2\infty} = \frac{M_T \cdot C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{(n \cdot P_0 \cdot e_\infty) \cdot C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{n \cdot P_0}{A_\infty} \leq f_{ts}$$

n) **Cumpliendo las verificaciones de los esfuerzos en la sección**

$$t = 0$$

$$f_{10} = -\frac{M_0 \cdot C_{10}}{I_0} + \frac{(P_0 \cdot e_0) \cdot C_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} = -19.49 \frac{kg}{cm^2} \leq f_{ti} = 12.522 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{20} = \frac{M_0 \cdot C_{20}}{I_0} - \frac{(P_0 \cdot e_0) \cdot C_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} = -128.27 \frac{kg}{cm^2} \geq f_{ci} = -147 \frac{kg}{cm^2}$$

$$t = \infty$$

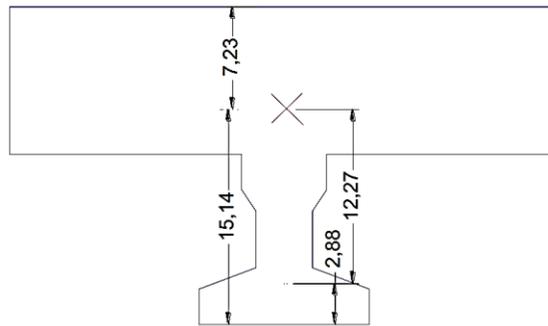
$$f_{1\infty} = -\frac{M_T \cdot C_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{(n \cdot P_0 \cdot e_\infty) \cdot C_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{n \cdot P_0}{A_\infty} = -28.76 \frac{kg}{cm^2} \geq f_{cs} = -157.50 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{2\infty} = \frac{M_T \cdot C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{(n \cdot P_0 \cdot e_\infty) \cdot C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{n \cdot P_0}{A_\infty} = 17.98 \frac{kg}{cm^2} \leq f_{ts} = 29.93 \frac{kg}{cm^2}$$

o) **Cálculo de momento que resiste la vigueta en la situación de servicio:**

Toda la sección con una resistencia de 350 Kg/cm²

Figura 3.26. Características geométricas de la sección homogeneizada.



Fuente: Elaboración propia

$$A = 482 \text{ cm}^2$$

Área de la sección compuesta

$$\beta = 0.80$$

Coficiente de eficiencia del pretensado

$$C_{2\infty} = 7.23 \text{ cm}$$

Brazo mecánico inferior

$$C_{1\infty} = 15.14 \text{ cm}$$

Brazo mecánico superior

$$I_\infty = 147,880.55 \text{ cm}^4$$

Momento de Inercia con respecto al eje x

$$e_\infty = 15.14 - 2.88 = 12.26 \text{ cm}$$

Excentricidad desde el eje neutro de la sección

homogeneizada al punto de aplicación de la fuerza de pretensado.

p) Cálculo de la fuerza de pretensado inicial

$$P_0 = 4 \cdot f_{ps} \cdot A_{ps}(\phi 4) = 66.57 \text{ KN}$$

$$f_{ci} = -0.45 \cdot f'_c = -0.45 \cdot 350 = -1.55 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{tf} = 1.6 \cdot \sqrt{f'_c} = 1.6 \cdot \sqrt{350} = 0.294 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$t = \infty$$

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

$$M_T = 3,597.03 \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

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

$$M_T = 1,050.87 \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

q) Cálculo del momento que deberá resistir la losa alivianada. –

Las viguetas serán calculadas como elementos simplemente apoyados:

$$q = 6.16 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \quad \text{Carga de servicio}$$

$$L = 3.70 \text{ m} \quad \text{Luz de cálculo para las viguetas pretensadas}$$

$$M_d^{(+)} = \frac{q \cdot L^2}{8} = 1,010.12 \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

$$R_A = R_B = 6.16 \cdot 3.8 = 23.408 \text{ KN}/2 = 11.7 \text{ KN}$$

Como:

$$M_d^{(+)} = 1,010.12 \text{ KN} \cdot \text{cm} \leq M_T = 985.60 \text{ KN} \cdot \text{cm} \quad \text{Cumple}$$

r) Cálculo de la armadura de distribución

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

Donde:

A_{min} (cm²/m): Es la armadura de reparto

h_0 : Espesor de la losa de compresión (cm)

f_{sd} : 434,78 Mpa Resistencia de cálculo del acero de la armadura de reparto (Mpa)

$$A_{min} \geq 0.575 \geq 0.46$$

Por lo tanto, la armadura de reparto a usar es:

$$A_s = 0.575 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se considera un diámetro mínimo de las barras de: $\Phi = 6$ mm., $A_s = 0.283$ cm² y una separación entre barras de 30 cm como máximo.

El número de barras necesarias cada metro es:

$$N^{\circ} Fe = \frac{A_s}{A_{s\phi 6}} = \frac{0.575}{0.283} = 2.03 = 3 \text{ barras/m}$$

$$A_{s\phi 6} = 3 \cdot 0.283 \text{ cm}^2 = 0.849 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Donde: **0.849 > 0.56 Cumple!!!**

Se utilizará como armadura de distribución:

3 Φ 6 mm c/30 cm cada metro

La armadura de reparto es para resistir las tensiones debidas a la retracción del hormigón y a las variaciones térmicas, evitando fisuraciones en su plano. Por lo que estas armaduras se dispondrán como una parrilla, formando recuadros de 30x30 cm.

s) **Verificación de la deflexión.**

$$q = 9.85 \text{ kN/m}$$

$$E_{cp} = 2,701.05 \text{ kN/cm}^2$$

$$L = 370 \text{ cm}$$

$$I = 14780.55 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_{pp} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_{cp} \cdot I_{ss}} = 0.49 \text{ cm}$$

t) Deflexión debida a la carga uniforme en el centro del claro y apoyo simple, es:

Esta es considerada favorable por presentar una deflexión cóncava hacia arriba, por la acción de la fuerza pretensora.

$P_e = 5,370.62 \text{ Kg}$ Fuerza de pretensado efectivo

$e = 12.27 \text{ cm}$ Excentricidad

$E_c = 2,701.05 \text{ kN/cm}^2$

$l = 370 \text{ cm}$ Luz de la vigueta

$I_{xc} = 14780.55 \text{ cm}^4$ Inercia de la vigueta en el eje x

$$\Delta_{ps} = \frac{P_e \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot E_c \cdot I_{xc}} = -0.28 \text{ cm}$$

u) Superposición de las deflexiones y verificación de la deflexión permisible:

$$\Delta_{ps} + \Delta_{pp} = -0.28 \text{ cm} + 0.49 \text{ cm} = 0.21 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm.}$$

$$\Delta_{ps} + \Delta_{pp} \leq \frac{L}{500}$$

$$0.21 \leq 0.74 \quad \text{Cumple!!!}$$

3.7.2. Diseño de Viga

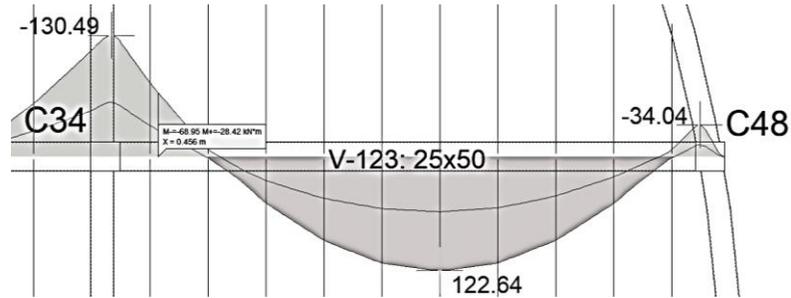
Las vigas fueron diseñadas a flexión; por lo que, las dimensiones de las vigas rectangulares son: 20x30 cm, 25x50 cm.

A continuación, se realiza la verificación de la viga más solicitada. (Sección Crítica). Los datos fueron obtenidos del programa CYPECAD, usándose los esfuerzos de la peor Combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones (envolvente de diseño).

a) Verificación de estados límites últimos

Se realizó el análisis y comprobación de la viga ubicada entre las columnas 34 y 48 de la planta baja al ser una de las más solicitadas y de mayor longitud.

Figura 3.27. Momento máximo



Fuente: Elaboración propia

b) Verificación de la armadura longitudinal positiva para la viga 123 entre C-34 y C-48.

Datos:

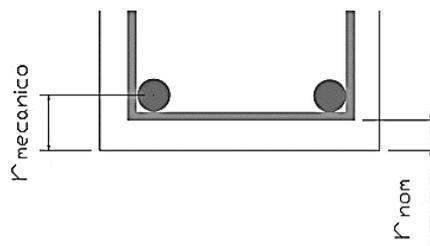
Momento Máximo Positivo Mayorado	$M_d = 122.64 \text{ KN}\cdot\text{m}$
Canto de la Viga	$h = 50 \text{ cm}$
Base de la Viga	$b_w = 25 \text{ cm}$

c) Cáculo de recubrimiento mecánico.

EHE-08 recubrimiento mínimo de 25 mm.

Recubrimiento superior e inferior de la armadura	$r_{nom} = 2.5 \text{ cm}$
--	----------------------------

Figura 3.28. Recubrimiento



Fuente: Elaboración propia

$$r_{mecanico} = r_{nom} + \phi_{estribo} + \frac{\phi_{barra}}{2} = 2.5 \text{ cm} + 0.8 \text{ cm} + \frac{1.6 \text{ cm}}{2} = 4.1 \text{ cm}$$

Canto Útil de la Sección	$d = 50 \text{ cm} - (4.1 \text{ cm}) = 45.9 \text{ cm}$
--------------------------	--

Resistencia del Hormigón	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
--------------------------	---------------------------

Resistencia del Acero	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
-----------------------	----------------------------

Resistencia de cálculo del Hormigón	$f_{cd} = 16.67 \text{ MPa}$
Resistencia de cálculo del acero	$f_{yd} = 434.783 \text{ MPa}$
Cuantía mínima	$w_{min} = 0.0028$
$\gamma_c = 1.5 ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_f = 1.6$	

d) Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.14$$

Entonces: $\mu_{lim} = 0,319$ valor obtenido en función al tipo de acero $f_y = 500 \text{ MPa}$

$$\mu_d < \mu_{lim} \text{ no se necesita armadura a compresión} \quad 0.14 < 0.319$$

e) Cálculo de la armadura en tracción:

Determinación de la cuantía mecánica: De la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta se obtiene “ ω_s ”.

Con: $\mu_d = 0.168$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega_s = 0.1546$

f) Determinación de la armadura: A_s

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.1546 \cdot 25 \cdot 45.9 \cdot \frac{166,67}{4347,83} = 6.8 \text{ cm}^2$$

g) Determinación de la Armadura mínima: A_{smin}

El código CBH-87 recomienda la armadura mínima para evitar la aparición de fisuras por retracción o efectos térmicos.

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero $f_y = 500 \text{ MPa}$

$$\omega_{min} = 0.0028$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0.0028 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 45.9 \text{ cm} = 3.213 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{smin}$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 6.8 \text{ cm}^2$$

Se determina, los siguientes diámetros:

$$2\Phi 16 + 2\Phi 16$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_s \text{ real} = 8.04 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: $2\Phi 16 \text{ mm} + 2\Phi 16 \text{ mm}$

CYPECAD = $2\Phi 16 \text{ mm} + 2\Phi 16 \text{ mm}$

h) Verificación de la armadura negativa para la viga en el lado izquierdo apoyado sobre C-34

Datos:

Momento Máximo Negativo Mayorado

$$M_d = 130.49 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Canto de la Viga

$$h = 50 \text{ cm}$$

Base de la Viga

$$b_w = 25 \text{ cm}$$

i) Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.149$$

Entonces: $\mu_{lim} = 0.319$ valor obtenido en función al tipo de acero $f_y = 500 \text{ MPa}$

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ no se necesita armadura a compresión

$$0.149 < 0.319$$

j) Cálculo de la armadura en tracción:

Determinación de la cuantía mecánica: De la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta se obtiene " ω_s ".

Con: $\mu_d = 0.149$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega_s = 0.1669$

k) Determinación de la armadura: A_s

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 7.34 \text{ cm}^2$$

l) Determinación de la armadura mínima: A_{smin}

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero $f_y = 500 \text{ MPa}$

$$\omega_{min} = 0.0028$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0.0028 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 45.9 \text{ cm} = 2.57 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{smin}$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 7.34 \text{ cm}^2$$

Se determina, los siguientes diámetros:

$$2\Phi 16 + 2\Phi 16$$

$$A_{s \text{ real}} = 4.021 \text{ cm}^2 + 4.021 \text{ cm}^2 = 8.04 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 2 Φ 16 + 2 Φ 16

m) Disposición de armaduras

$$\text{espacio libre} = b - 2r - 2\Phi_{\text{estribo}}$$

$$\text{espacio libre} = 25 - (2 \cdot 2.5) - (2 \cdot 0.8) = 18.4 \text{ cm}$$

$$\text{espacio entre barras} = \frac{\text{espacio libre} - N^{\circ} \text{ barras} \cdot \Phi_{\text{barras}}}{N^{\circ} \text{ espacios entre barras}}$$

$$\text{espacio entre barras} = \frac{18.4 - 4 \cdot 1.6}{3} = 4 \text{ cm}$$

Elección = 2 Φ 16 + 2 Φ 16mm

CYPECAD = 2 Φ 16 + 2 Φ 16mm

n) Verificación de la armadura negativa para la viga en el lado derecho apoyado sobre C-48.

Datos:

Momento Máximo Negativo Mayorado

$$M_d = 34.04 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Canto de la Viga

$$h = 50 \text{ cm}$$

Base de la Viga

$$b_w = 25 \text{ cm}$$

o) Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.039$$

Entonces: $\mu_{\text{lim}} = 0,319$ valor obtenido en función al tipo de acero $f_y = 500 \text{ MPa}$

Como: $\mu_d < \mu_{\text{lim}}$ no se necesita armadura a compresión

$$0.039 < 0.319$$

p) Cálculo de la armadura en tracción:

Determinación de la cuantía mecánica: De la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta se obtiene " ω_s ".

Con: $\mu_d = 0.039$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega_s = 0.0415$

q) Determinación de la armadura: A_s

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 1.825 \text{ cm}^2$$

r) Determinación de la armadura mínima: A_{smin}

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

$$\omega_{min} = 0,0028$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0.0028 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 45.9 \text{ cm} = 3.213 \text{ cm}^2$$

Como: $A_{smin} > A_s$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 3.213 \text{ cm}^2$$

Se determina, los siguientes diámetros:

$$2\Phi 16$$

$$A_{sreal} = 4.02 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 2 $\Phi 16$ mm

CYPECAD = 2 $\Phi 16$ mm

s) Verificación de longitud de empalme y gancho.

- Longitud de empalme por traslapo.

Para barras superiores

$$l_{bII} = 1.4 \cdot 15 \cdot (1.6)^2 \geq \frac{500}{14} \cdot 1.6 \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_{bII} = 53.76 \text{ cm} \geq 57.14 \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_{bII} = 57.14 \text{ cm}$$

La longitud será de $l_{bemp} = \alpha \cdot l_{bII} = 1.1 \cdot 57.14 = 62.85 \text{ cm}$ podemos redondear a 65 cm.

Para barras inferiores

$$l_{bI} = 15 \cdot (1.6)^2 \geq \frac{500}{20} \cdot 1.6 \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_{bI} = 38.4 \text{ cm} \geq 25 \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_{bI} = 38.4 \text{ cm}$$

La longitud será de $l_{bemp} = \alpha \cdot l_{bI} = 1.1 \cdot 38.4 = 42.24 \text{ cm}$ podemos redondear a 45 cm.

- **Gancho en vigas.**

La longitud de adherencia en los bordes de unión viga columna en este caso se coloca por construcción ya que se encuentra en una zona de adherencia buena:

$12 \cdot \phi = 12 \cdot 1.6 = 19.2 \text{ cm}$ podemos redondear a 20 cm.

t) Verificación de longitud armadura negativa de refuerzo en la columna C34

Datos:

$\phi = \text{diámetro de barra. (1.6 cm)}$

$l_{bII} = \text{longitud de anclaje.}$

$f_{yk} = \text{Resistencia del acero en MPa.}$

Barras en posición II

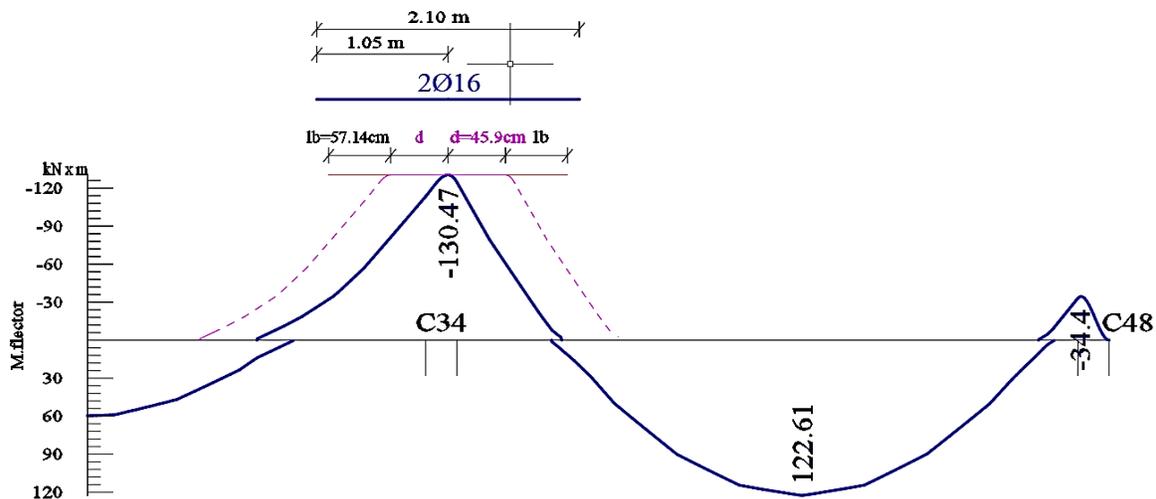
$$l_{bII} = 1.4 \cdot 15 \cdot (1.6)^2 \geq \frac{500}{14} \cdot 1.6 \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_{bII} = 53.76 \text{ cm} \geq 57.14 \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_{bII} = 57.14 \text{ cm}$$

Longitud de refuerzo: $LR = l_b + d = 57.14 + 45.9 = 103.04 \text{ cm} \approx 105 \text{ cm}$

Figura 3.29. Longitud armadura negativa

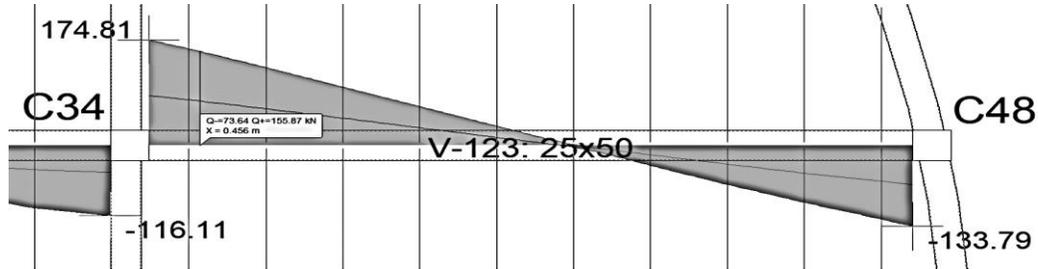


Fuente: Elaboración propia

u) Verificación de la armadura transversal para la sección apoyada sobre la

C-34 lado izquierdo de la viga.

Figura 3.30. Cortante en la viga



Fuente: Elaboración propia

El cortante de diseño es $V_d = 155.87 \text{ KN}$ (cortante ubicado a una distancia “d”)

Nota: Se diseña con el cortante ubicado a una distancia “d” desde la cara del apoyo, debido, a que a partir de esa distancia aparece la fisura por el corte.

Datos:

$$V_d = 155.87 \text{ KN}$$

Esfuerzo cortante del hormigón:

$$f_{cv} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 1.12 \text{ MPa}$$

Cortante que resiste el hormigón:

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b \cdot d = 128.52 \text{ KN}$$

Condición:

$$V_d < V_{cu}$$

$$155.87 \text{ KN} < 128.52 \text{ KN} \quad \text{No cumple}$$

Por tanto, necesita armadura transversal.

El valor de agotamiento por compresión del alma es:

$$V_{u1} = 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 573.87 \text{ KN}$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 27.35 \text{ KN}$$

Condición: $V_{cu} < V_d < V_{u1} \rightarrow \text{cumple!!!}$

Calculando el área necesaria:

$$A_{90} = \frac{V_{su}}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}} = 0.275 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$A_{90} = \frac{n \cdot A\phi}{s} \quad S = 365.78 \text{ mm}$$

la separación máxima entre estribos deberá cumplir las siguientes condiciones:

$$s < 30 \text{ cm} \quad s < 0.85 \cdot d = 39.01 \text{ cm} \quad s < 3 \cdot b_w = 60 \text{ cm}$$

por motivos constructivos se determina colocar estribos ϕ 8 mm cada 25 cm.

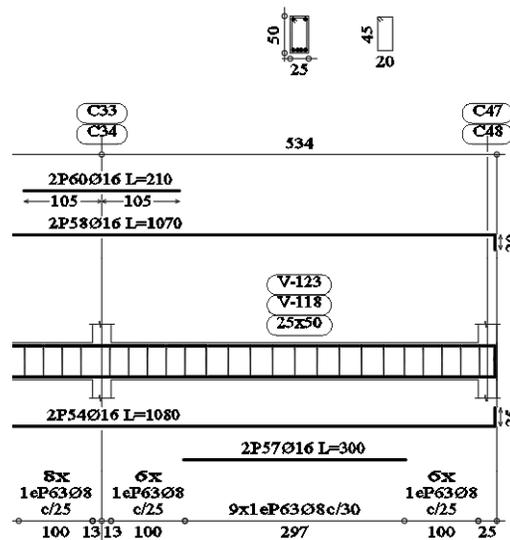
v) Comentarios de los resultados

La verificación del diseño de la viga a flexión en estados límites últimos refleja una gran similitud en cuanto al cálculo realizado y la armadura que el programa CYPECAD proporciona, tanto en las armaduras longitudinales positivas y negativas, y armadura transversal donde las dispone de una manera óptima en la parte central y extremos de la viga.

Tabla 3.3. Resultados de armado de la viga.

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm ²)	Φ Adoptado	As (cm ²)	Φ Adoptado	
Longitudinal (positiva)	6.8	4 Φ 16mm	6.86	4 Φ 16mm	0.75
Negativa (lado izquierdo)	7.34	4 Φ 16mm	7.01	4 Φ 16mm	0.88
Negativa (lado derecho)	3.21	2 Φ 16mm	3.50	2 Φ 16mm	5.28

Figura 3.31. Disposición de Armado de la viga 123.



Fuente: Elaboración propia

3.7.2.1. Verificación de estados límites de servicio

a) Verificación del estado Límite de Fisuración

Datos

$$h = 50 \text{ cm} \qquad \qquad \qquad bw = 25 \text{ cm} \qquad \qquad \qquad r = 4.1 \text{ cm}$$

$$\phi_{estribo} = 8 \text{ mm} \quad \text{Diámetro del estribo}$$

$$d = 45.9 \text{ cm} \qquad \qquad \qquad L = 495 \text{ cm}$$

$$E_S = 206,010 \text{ MPa} \quad \text{Módulo de deformación del acero}$$

$$q_{pp} = 8.03 \frac{\text{KN}}{\text{m}}; \text{ carga de peso propio.}$$

$$q_{CMNE} = 14.89 \frac{\text{KN}}{\text{m}}; \text{ carga de sobrepiso acabados y muro de ladrillo sobre la losa.}$$

$$q_{cv} = 2.94 \frac{\text{KN}}{\text{m}}; \text{ carga viva o sobrecarga.}$$

$$\underline{q_T = q_{pp} + q_{CMNE} = 22.92 \frac{\text{KN}}{\text{m}}}$$

$$M_K = \frac{(q_T + q_{cv}) \cdot L^2}{8} = 70.19 \text{KN} \cdot \text{m}$$

MK = Momento para el que se realiza la comprobación del estado límite de fisuración que no es más que el valor de cálculo en la sección que nos interesa verificar.

Ya se sabe que en estructuras de hormigón armado suele ser inevitable la aparición de fisuras que no se suponen inconvenientes para su normal utilización, siempre que se limite su abertura máxima a valores compatibles con las exigencias de durabilidad, funcionalidad, estanqueidad y apariencia, la clave de la verificación es entonces mantener la abertura de fisura (de trabajo) por debajo de los valores máximos dados en función del tipo de ambiente (agresividad del ambiente). La norma CBH-87 recomienda:

Tabla 3.4. Máxima abertura característica aceptable de fisura

Condiciones del ambiente	Sensibilidad de la armadura a la corrosión	
	Muy Sensible	Poco Sensible
No severas	$\leq w_2$	$\leq w_3$
Moderadamente severas	$\leq w_1$	$\leq w_2$
Severas	$\leq w_1$	$\leq w_2 \text{ ó } \leq w_1$

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

Los valores recomendados para w_{max} son:

$$w_1 = 0.1 \text{ mm} \qquad w_2 = 0.2 \text{ mm} \qquad w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Por las condiciones del edificio se tomará un valor de: $w_{max} = 0.4 \text{ mm}$

Consiste en satisfacer la siguiente inecuación:

$$w_k \leq w_{max}$$

Donde:

w_k = Abertura característica de la fisura.

w_{max} = Abertura máxima de la fisura.

Consiste en encontrar el valor de la abertura característica y verificar que sea menor que el valor de la abertura máxima.

$$w_k = \beta \cdot S_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

Donde:

β = Coeficiente que relaciona la abertura media de la fisura con el valor característico y vale 1.7 se está del lado de la seguridad.

S_m = Separación media entre fisuras, expresado en mm.

$$S_m = 2 \cdot c + 0.2 \cdot s + 0.4 \cdot K_1 \cdot \frac{\phi \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}$$

Donde:

$c = 25$ mm Recubrimiento de la armadura

$s = 27.3$ mm. Distancia entre barras longitudinales

K_1 = Coeficiente $K_1=0.125$ (flexión)

$A_{c,eficaz}$ = Área de hormigón que envuelve a las armaduras, donde se puede producir la fisura máxima.

A_s = Sección total de las armaduras situadas en el área $A_{c,eficaz}$

$$A_{c,eficaz} = b \cdot h'$$

$$h' = 7.5 \cdot \phi + r$$

$$h' = 7.5 \cdot 16 + 25 = 145 \text{ mm}$$

$$A_{c,eficaz} = 36,250 \text{ mm}^2$$

$$S_m = 92.384 \text{ mm}$$

ε_{sm} = Alargamiento medio de las armaduras teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras.

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - K_1 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] > 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Donde:

σ_s = Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada.

σ_{sr} = Tensión de la armadura en el instante inmediatamente posterior a aquel en que se fisura el hormigón, es decir, cuando la tracción de la fibra más extendida del hormigón alcanza el valor máximo de la resistencia a flexotracción (f_{ct})

E_s = Módulo de elasticidad del acero.

En estructuras de hormigón no pretensado σ_s y σ_{sr} pueden calcularse, de forma simplificada:

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0.8 \cdot d \cdot A_s} \quad \sigma_{sr} = \frac{M_{fis}}{0.8 \cdot d \cdot A_s}$$

Donde puede hallarse:

M_{fis} = Momento en que la fibra más traccionada de hormigón alcanza el valor

$$M_{fis} = f_{ct} \cdot W_b$$

Donde:

W_b = Módulo de la sección bruta antes de la fisuración.

$$M_{fis} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 622.89 \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma_s = 3.87 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \quad \sigma_{sr} = 0.34 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - K_1 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] > 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} = 1.876 \cdot 10^{-3} > 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 7.51 \cdot 10^{-4}$$

El valor de la abertura característica (w_k) es:

$$w_k = 1.7 \cdot 92.384 \cdot 1.876 \cdot 10^{-3} = 0.295 \text{ mm}$$

$$w_k = \mathbf{0.295 \text{ mm}} < w_{m\acute{a}x} = \mathbf{0.40 \text{ mm}} \quad \mathbf{CUMPLE!!!}$$

3.7.2.2. Verificación del estado límite de deformación

La flecha producida por la carga actuante se denomina flecha instantánea y la producida por los demás efectos a lo largo del tiempo se denomina flechas diferidas.

En edificios normales, por lo general se adopta valores de flechas totales máximas relativas, es decir, en función de la longitud de la barra (viga). Así un valor muy utilizado, a falta de condiciones particulares más restrictivas es L/250 para plazo infinito y por otro lado se suele utilizar L/400 para flecha activa máxima.

w) Cálculo de la flecha instantánea

El cálculo de la flecha instantánea depende de varios factores ellos: la vinculación de la barra, el tipo de carga, el tipo de material, los esfuerzos, etc. Para empezar, hay que decir que generalmente se considera la flecha de flexión y se desprecia el efecto que produce el cortante.

Por ejemplo, para una viga biarticulada, cargada uniformemente, la flecha en su luz media será:

$$f_{inst} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Se ve que la flecha depende de una constante (que depende de la vinculación de los extremos), la carga (característica), la luz, el material y el momento de inercia. De todos ellos hay dos que merecen especial atención, ellos son EI

Por lo general se adopta el valor del módulo de deformación secante, por ser menor que el tangente para así obtener una flecha conservadora, el módulo de deformación secante es:

$$f_{cm} = f_{ck,28} + 8 = 25 + 8 = 33 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_c = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}} = 2,779.21 \frac{kg}{mm^2}$$

f_{cm} = Resistencia media del hormigón a los 28 días de edad

El otro coeficiente es el momento de inercia. Que para el caso del hormigón armado existe una sección compuesta (hormigón y acero) por lo que la sección deberá ser homogeneizada antes de ser aplicado.

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 \cdot I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_f \leq I_b$$

I_e = Inercia equivalente

M_a = Momento flector máximo aplicado a la sección en el instante en el que se evalúa la flecha.

M_f = Momento nominal de fisuración de la sección, que se calcula mediante la expresión:

$$M_f = f_{ct,ft} \cdot W_b$$

$f_{ct,ft}$ = Resistencia a flexotracción del hormigón.

$$f_{ct,ft} = 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

De lo anterior se tiene:

$$W_b = \frac{b \cdot h^2}{6} = 5,333,333.33 \text{ mm}^3$$

$$I_b = \frac{b \cdot h^3}{12} = 1,066,666,666.67 \text{ mm}^4$$

$$M_a = 70.19 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_f = f_{ct,ft} \cdot W_b$$

$$f_{ct,ft} = 0.12 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$M_f = 634,960.42 \text{ kg} \cdot \text{mm}$$

Para hallar el momento de inercia de la sección totalmente fisurada es necesario conocer la posición de la línea neutra (x) que para una sección rectangular es:

$$x = n \cdot \rho_1 \cdot d \cdot \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1}\right) \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot \left(1 + \frac{\rho_2 \cdot r}{\rho_1 \cdot d}\right)}{n \cdot \rho_1 \cdot \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1}\right)^2}}\right]$$

donde:

$$n = \frac{E_S}{E_C} = \frac{21000}{2,779.21} = 7.556$$

$$\rho_1 = \frac{A_1}{b \cdot d} = 0.008703$$

$$\rho_2 = \frac{A_2}{b \cdot d} = 0.003133$$

$$x = 25.33 \text{ mm}$$

A partir de aquí, la inercia de la sección fisurada se halla como:

$$I_f = n \cdot A_1 \cdot (d - x) \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right) + n \cdot A_2 \cdot (x - r) \cdot \left(\frac{x}{3} - r\right)$$

$$I_f = 561,835,633.85 \text{ mm}^4$$

Finalmente, la inercia equivalente será:

$$\frac{M_f}{M_a} = 0.0887$$

$$I_e = 562,188,456.31$$

La flecha instantánea será:

$$f_{inst} = 6.92 \text{ mm}$$

Cálculo de la flecha diferida:

$$\lambda = \frac{\xi}{1+50 \cdot \rho_2} = 1.7291 \qquad \xi = 2 \qquad f_{dif} = f_{inst} \cdot \lambda = 11.96$$

La flecha total será:

$$f_{total} = f_{inst} + f_{dif} = 6.92 + 11.96 = 18.88$$

Se adopta un valor máximo para la flecha de:

$$\frac{L}{250} = \frac{4,950}{250} = 19.80 \text{ mm}$$

$$f_{total} < f_{adm}$$

$$18.88 \text{ mm} < 19.80 \text{ mm CUMPLE}$$

3.7.3. Diseño de Columna

A continuación, se muestra la verificación del diseño de la columna C - 34 planta baja, teniéndose los siguientes datos generales:

Datos C- 34:

Resistencia característica de H°A°	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
Resistencia característica de acero	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Recubrimiento geométrico	$r = 2.5 \text{ cm}$
Dimensiones	$b = 25 \text{ cm.}; h = 25 \text{ cm.}$
Longitud	$L = 3,60 \text{ m}$
Referencia	C-34
Axil de cálculo	$N_d = 461.58 \text{ KN}$
Momento de cálculo en dirección x	$M_{dx} = 1.43 \text{ KN}\cdot\text{m}$
Momento de cálculo en dirección y	$M_{dy} = -0.08 \text{ kg}\cdot\text{m}$
Cortante de cálculo en dirección x	$Q_x = 4.31 \text{ KN}$
Cortante de cálculo en dirección y	$Q_y = 0.10 \text{ KN}$

1) Resistencias Minoradas de los materiales:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25 \text{ MPa}}{1.5} = 16.667 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.783 \text{ MPa}$$

2) **Coefficiente de pandeo:**

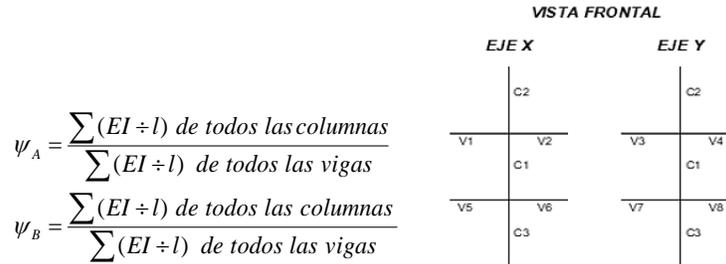
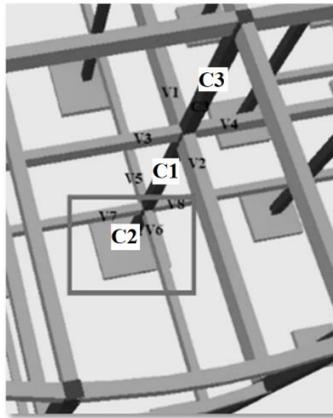


Figura 3.32. Columna máxima sollicitación



Fuente: Cypecad

Tabla 3.5. Datos de geometría de los elementos que concurren a la columna en estudio.

Elemento	Longitud (cm)	b (cm)	h (cm)	Ix (cm4)	Iy (cm4)
Columna 1 (C1)	330	25	25	32,552.083	32,552.083
Columna 2 (C2)	335	25	25	32,552.083	32,552.083
Columna 3 (C3)	200	25	25	32,552.083	32,552.083
Viga 1 (V1)	480	25	50	260,416.67	65,104.17
Viga 2 (V2)	495	25	50	260,416.67	65,104.17
Viga 3 (V3)	375	20	30	45,000	20,000
Viga 4 (V4)	375	20	30	45,000	20,000
Viga 5 (V5)	480	20	30	45,000	20,000
Viga 6 (V6)	495	20	30	45,000	20,000
Viga 7 (V7)	375	20	30	45,000	20,000

Viga 8 (V8)	375	20	30	45,000	20,000
-------------	-----	----	----	--------	--------

Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto, el coeficiente es:

$$\begin{array}{cc}
 \text{Eje X} & \text{Eje Y} \\
 \psi_{AX} = \frac{\frac{I_{xC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{xC2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{xV1}}{L_{V1}} + \frac{I_{xV2}}{L_{V2}}} = 0.19 & \psi_{AY} = \frac{\frac{I_{yC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{yC2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{yV3}}{L_{V3}} + \frac{I_{yV4}}{L_{V4}}} = 0.52 \\
 \psi_{BX} = \frac{\frac{I_{xC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{xC3}}{L_{C3}}}{\frac{I_{xV5}}{L_{V5}} + \frac{I_{xV6}}{L_{V6}}} = 1.51 & \psi_{BY} = \frac{\frac{I_{yC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{yC3}}{L_{C3}}}{\frac{I_{yV7}}{L_{V7}} + \frac{I_{yV8}}{L_{V8}}} = 1.18
 \end{array}$$

3) Traslacionalidad o Intraslacionalidad de la estructura:

Según el libro Proyecto y Cálculo de Estructuras Tomo II de J. Calavera en su capítulo 45.2.1. indica que en el caso de una estructura de edificación de menos de 15 plantas en las que el corrimiento horizontal máximo en el dintel de la última planta, no supere $\frac{1}{750}$ de la altura total, se considera un pórtico intraslacional. Entonces:

Desplazamiento máximo en “x” del pilar = 2.24 mm

Desplazamiento máximo en “y” del pilar = 0.96 mm

Altura Total = 6.95 m. = 6,950 mm.

$$\frac{1}{750} * 6,950 \text{ mm} > 2.24 \text{ mm}$$

$$9.26 \text{ mm} > 2.24 \text{ mm}$$

Se considera pórtico Intraslacional

Con estos valores se ingresan al monograma confeccionado por Jackson y Moreland, Figura N° 2.13, correspondiente a estructuras intraslacionales, obteniéndose de este modo el coeficiente de esbeltez α o:

$$\alpha = \frac{0.64 + 1.4 \cdot (\psi_A + \psi_B) + 3 \cdot \psi_A \cdot \psi_B}{1.28 + 2 \cdot (\psi_A + \psi_B) + 3 \cdot \psi_A \cdot \psi_B} \quad \text{Porticos intraslacionales}$$

$$\alpha_x = 0.70$$

$$\alpha_y = 0.75$$

Cálculo de la longitud de pandeo:

$$l_{ox} = \alpha_x \cdot L = 0.70 \cdot 310 = 217 \text{ cm}$$

$$l_{oy} = \alpha_y \cdot L = 0.75 \cdot 310 = 232.5 \text{ cm}$$

4) Valores límites de la esbeltez mecánica:

$$\lambda < 35 \text{ pieza considerada corta}$$

$$35 \leq \lambda \leq 100 \text{ puede calcularse excentricidad adicional}$$

5) Determinación de la esbeltez mecánica de la columna:

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{217}{\sqrt{\frac{32,552.08}{625}}} = 30.07 < 35 \text{ pieza corta}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{oy}}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{232.5}{\sqrt{\frac{32,552.08}{625}}} = 32.22 < 35 \text{ pieza corta}$$

6) Esbeltez geométrica de la columna

$$\lambda_{gx} = \frac{l_o}{b} = \frac{\alpha \cdot l}{b}$$

$$\lambda_{gx} = \frac{217}{25} = 8.68 < 10 \text{ pieza corta}$$

$$\lambda_{gy} = \frac{232.5}{25} = 9.3 < 10 \text{ pieza corta}$$

Como $\lambda_x = 34.35$ y $\lambda_y = 32.96$ ($35 \leq \lambda$). Se trata de una columna corta, por lo que no se necesita realizar una verificación de pandeo.

Excentricidad de primer orden:

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{143}{461.58} = 0.31 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{8}{461.58} = 0.017 \text{ cm}$$

Excentricidad accidental:

$$e_a = \frac{h \text{ ó } b}{20} \geq 2 \text{ cm.}$$

$$e_a = \frac{h}{20} = \frac{25}{20} = 1.25 \text{ cm} < 2 \text{ cm.}$$

$$e_a = 2 \text{ cm.}$$

Excentricidad total:

$$e_{(xy)m\acute{a}x} = e_o + e_a$$

$$e_x = 0.31 + 2 = 2.31 \text{ cm} \quad ; \quad e_y = 0.017 + 2 = 2.017 \text{ cm}$$

La capacidad mecánica del hormigón U_c es:

$$U_c = f_{cd} * A_c \rightarrow U_c = f_{cd} * b * h$$

$$U_c = 16.67 \cdot 25 \cdot 25$$

$$U_c = \mathbf{1,042 \text{ KN}}$$

Los esfuerzos reducidos serán:

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{461.58}{1,042} = 0.44$$

$$\mu_x = \frac{N_d \cdot e_x}{U_c \cdot h} = \frac{461.58 \cdot 2.31}{1,042 \cdot 25} = 0.041$$

$$\mu_y = \frac{N_d \cdot e_y}{U_c \cdot b} = \frac{461.58 \cdot 2.017}{1,042 \cdot 25} = 0.036$$

Con estos valores se ingresa al ábaco en roseta (ANEXO 1) para flexión esviada de secciones rectangulares en el sector correspondiente al valor de v de que se trate; con los valores μ_1 y μ_2 , se obtiene la cuantía mecánica total ω . Como $\mu_x > \mu_y$ se entra en el ábaco con $\mu_1 = 0.041$ y $\mu_2 = 0.036$

Se calcula la armadura mínima con la cuantía mínima que se obtiene de la Norma CBH-87 (Tabla 3)

$$w_{min} = 0.0050 \rightarrow A_{smin} = w_{min} \cdot b \cdot h = 3.125 \text{ cm}^2$$

Opciones:

$$4 \Phi 12 \text{ mm} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 4 Φ 12 mm que es el 0.724 % del área de la columna.

Elección = 4 Φ 12mm

CYPECAD = 4 Φ 12mm

7) Armadura transversal

Trabajando con la mayor cortante se tiene:

$$Q_x = V_{dx} = 4.31 \text{ KN}$$

Esfuerzo cizallante del hormigón:

$$f_{vd} = 0.156 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0.64 \text{ MPa}$$

Cortante que resiste el hormigón:

$$V_{cu} = f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 34.87 \text{ KN}$$

$$V_{cu} = 34.87 \text{ KN} > V_{dx} = 4.31 \text{ KN}$$

Entonces se calcula armadura mínima

La separación que tendrá la armadura transversal será:

$$s \leq \begin{cases} b \text{ ó } h \text{ (menor dimensión de la pieza)} = 25 \text{ cm} \\ 12 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} = 12 \cdot 1.2 = 14.4 \text{ cm.} \end{cases}$$

Separación adoptada de estribos $s = 15 \text{ cm}$.

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \rightarrow \frac{1}{4} \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal mas gruesa}} = \frac{1}{4} \cdot 12 = 3 \text{ mm.} \\ \rightarrow \phi_{\text{Estribo}} = 6 \text{ mm} \end{cases}$$

Diámetro de estribo adoptada = 6 mm.

Por lo tanto, la armadura del estribo será:

Se utilizará: $\Phi 6\text{mm c}/15 \text{ cm}$ en el primer y último tercio en el centro $\Phi 6\text{mm c}/25$

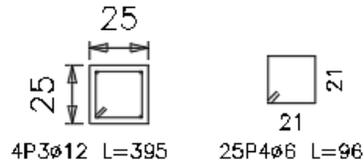
8) Comentarios y evaluaciones de los resultados

Para la verificación de la columna, los datos fueron obtenidos del programa CYPECAD. De acuerdo a los resultados, se nota que el armado que realiza el software y el que se adopta de forma manual son iguales, como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 3.6. Resumen General de los resultados C-34

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm ² /m)	Φ Adoptado	As (cm ² /m)	Φ Adoptado	
Longitudinal	4.52	4 Φ 12mm	4.52	4 Φ 12mm	0
Transversal	1.98	Φ 6mm c/15 cm	1.98	Φ 6mm c/15cm	0

Figura 3.33. Armadura de columna.



Fuente: CYPECAD 2018

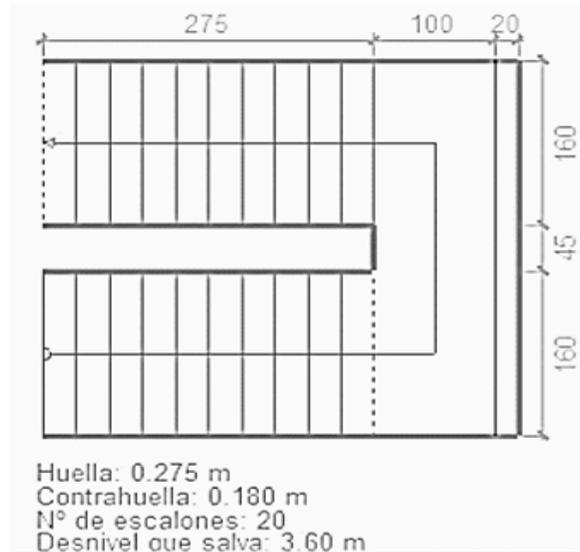
3.7.4. Diseño de Obras Complementarias

3.7.4.1. Escalera

Los datos generales de la escalera son los siguientes:

$\gamma_c = 1,50$	$\gamma_s = 1,15$
$f_{ck} = 25MPa$	$f_{yk} = 500MPa$
$f_{cd} = 16.67 MPa$	$f_{yd} = 434.87MPa$
$L_1 = 2.75 m$	Longitud horizontal de la rampla.
$L_2 = 1.00 m$	Longitud del descanso.
$Z = 3.60 m$	Desnivel a salvar.
$a = 1.60 m$	Ancho de la rampla.
$B = 3.65 m$	Ancho total del descanso.
$t = 0.15 m$	Espesor de la losa.
$r = 0.03 m$	Recubrimiento de la armadura.
$h = 0.275 m$	Huella.
$ch = 0.18 m$	Contra huella.
$N = 20$	Número de peldaños.

Figura 3.34. Vista en planta de la Escalera



Fuente: CYPECAD 2018

Dado que, las características geométricas de la escalera de subida como la de bajada son simétricas, solo bastará con verificar una de ellas y la otra tomará la misma disposición de la armadura. Por lo tanto, solo se comprobará la losa de subida.

Debido a su inclinación y poca luz, éstas se pueden diseñar como losas macizas a las cuales se superponen los peldaños. Considerando sólo el trabajo a flexión, se puede suponer que la escalera es una losa horizontal, siempre y cuando, el peso de la losa se halle, no con su espesor perpendicular sino con la medida vertical de este espesor. El error cometido en esta suposición es mínimo y no afecta el diseño.

a) Cargas sobre la losa de la rampla:

$$A_{rampla} = 1.60 \cdot 2.75 = 4.4 \text{ m}^2$$

$$q_{rampla} = t \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot a = 0.15 \cdot 2,400 \cdot 1.60 = 5.65 \text{ KN/m}$$

$$Vol_{escalón} = \frac{h \cdot ch}{2} \cdot a = \frac{0.275 \cdot 0.18}{2} \cdot 1.60 = 0.0396 \text{ m}^3.$$

$$Peso_{peldaño} = V_{escalón} \cdot N^{\circ}_{peld} \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 0.0396 \cdot 10 \cdot 2,400 = 9.323 \text{ KN}$$

$$q_{peldaño} = \frac{Peso_{peldaño}}{A_{rampla}} \cdot a = \frac{950.4}{4.4} \cdot 1.60 = 3.39 \text{ KN/m}$$

$$q_{acabados} = 75 \cdot 1.6 = 11.77 \text{ KN/m}$$

$$q_{barandillas} = 4.91 \text{ KN/m}$$

$$Carga\ Muerta\ total = q_{escalón} + q_{rampa} + q_{acabados} + q_{barandillas} = 10.709\ KN/m$$

b) Cargas sobre la losa de descanso:

$$q_{descanso} = t \cdot peso\ esp. H^o \cdot L_2 = 0.15 \cdot 2400 \cdot 1.00 = 3.532\ KN/m$$

$$q_{acabados} = 75 \cdot 1.60 = 1.177\ KN/m$$

$$Carga\ Muerta\ total = q_{descanso} + q_{acabados} = 4.709\ KN/m$$

c) Sobrecarga:

La sobrecarga de uso es de 2.943 KN/m².

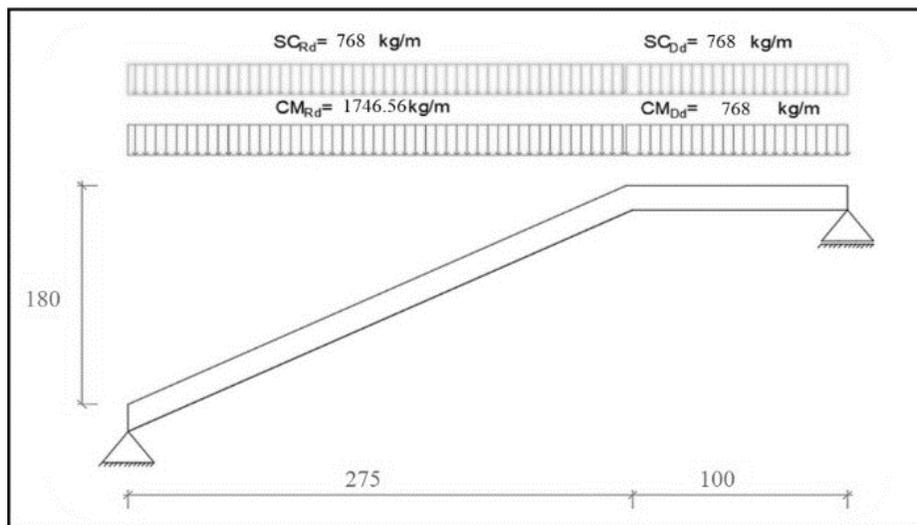
$$Sobrecarga = q_{SC} \cdot a = 300 \cdot 1.60 = 4.709\ KN/m$$

d) Consideraciones para la disposición de la armadura en la escalera:

Los momentos de empotramiento perfecto se presentan solo excepcionalmente, cuando la placa va unida a una pieza de gran rigidez.

Para el caso de empotramiento perfecto, puede tomarse, el momento de empotramiento y el de vano iguales en valor absoluto, e iguales a la semisuma proporcionada por el cálculo, lo cual resulta especialmente adecuado si el armado se hace con mallas electro soldadas. Si el empotramiento se realiza en una viga, se recomienda colocar armaduras negativas para resistir los momentos perfectos en la situación de servicio; pero al calcular las armaduras de vanos, en la situación de agotamiento, debe suponerse que La viga es un apoyo simple, ya que, al fisurarse, disminuirá su rigidez torsional de forma decisiva.

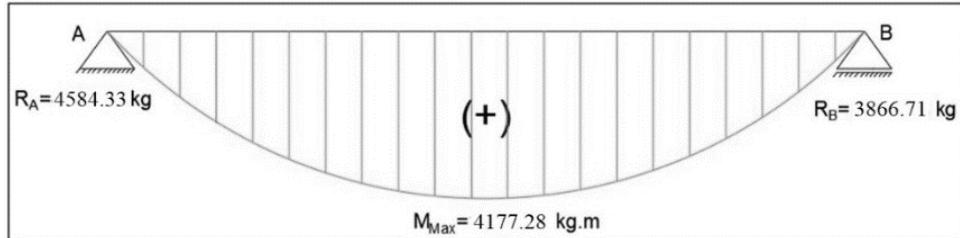
Figura 3.35. Consideración de la escalera para el cálculo de la armadura principal.



Fuente: Elaboración Propia

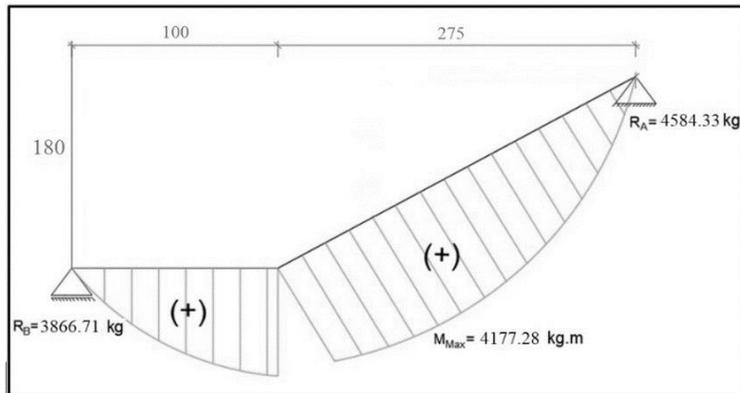
Por razones de cálculo podrá considerarse como una losa plana:

Figura 3.36. Diagrama de momentos de la escalera, como losa plana.



Fuente: Elaboración Propia

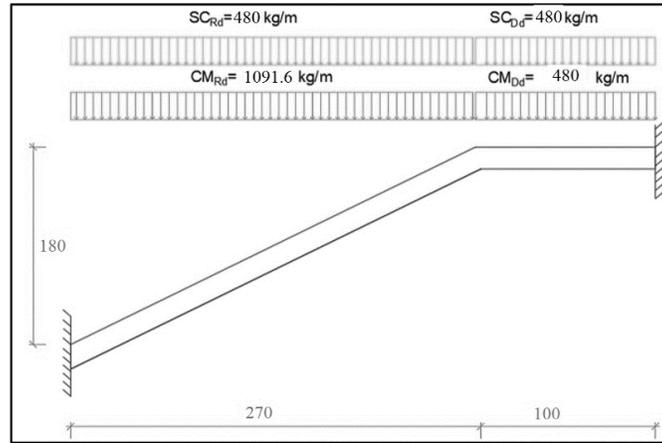
Figura 3.37. Diagrama de momentos de escalera, esquema real.



Fuente: Elaboración Propia

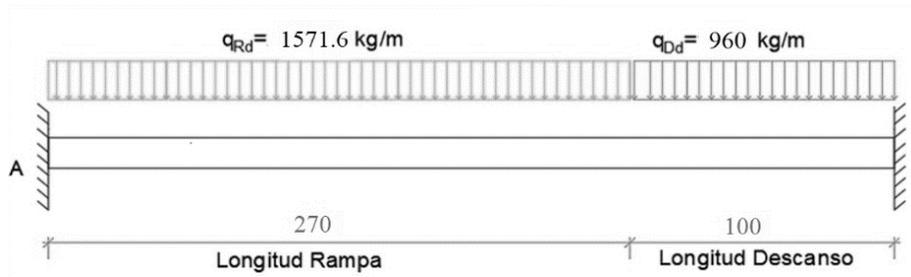
- e) **Para la armadura negativa:** Supuesta como un apoyo empotrado y con las cargas de servicio:

Figura 3.38. Consideración de la escalera para el cálculo de la armadura negativa



Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.39. Consideración como una losa plana, apoyo empotrado



Fuente: Elaboración Propia

Resolviendo se tiene que:

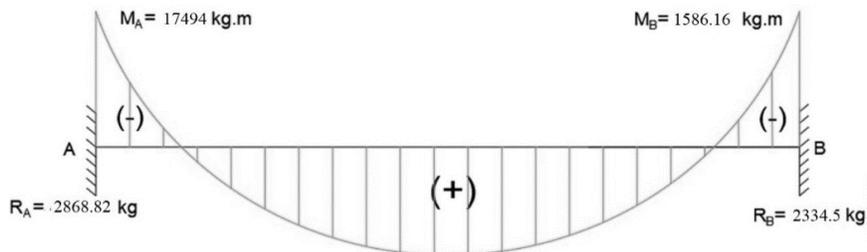
$$R_A = 281.43 \text{ KN}$$

$$R_B = 229.01 \text{ KN}$$

$$M_A = 171.58 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

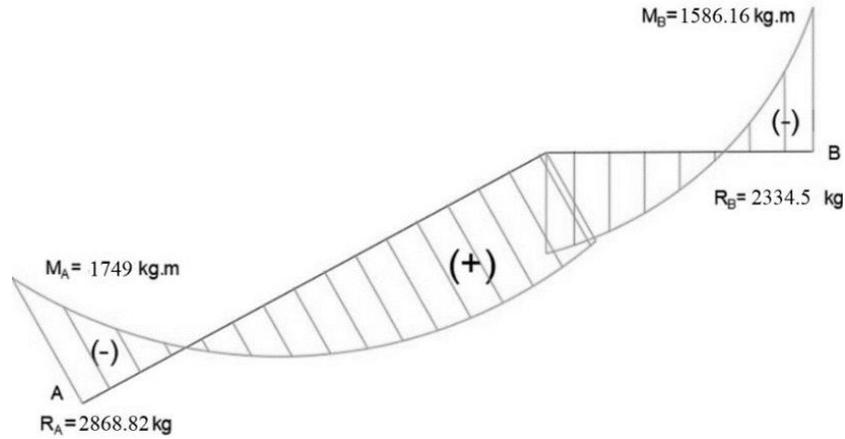
$$M_B = 155.60 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Figura 3.40. Diagrama de momentos de la escalera, (empotrada)

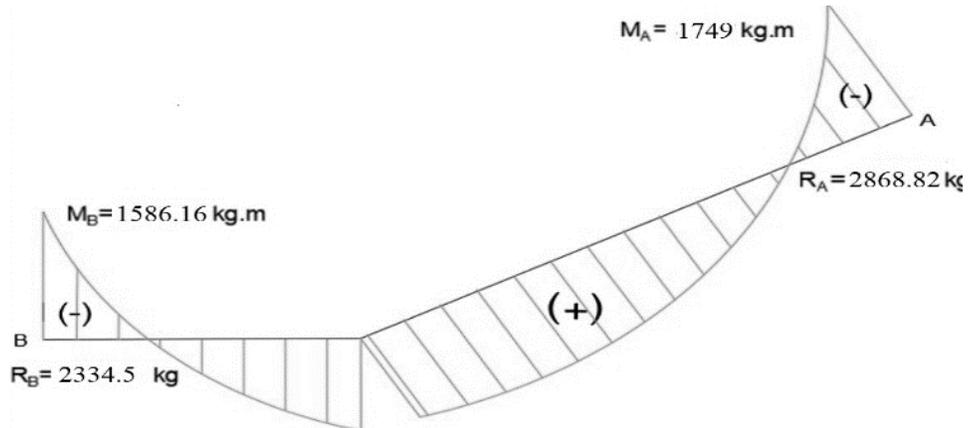


Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.41. Diagrama de momentos de la escalera, esquema real



Fuente: Elaboración Propia



Fuente: Elaboración Propia

Con todas las consideraciones antes mencionadas, se procede a determinar la armadura de la escalera.

f) Determinación de la armadura longitudinal positiva

Datos iniciales:

$$M_d = 408.79 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Momento de cálculo, en agotamiento.

$$\omega_{min} = 0.0015$$

Cuantía mínima para losas.

$$b_w = a = 1.60 \text{ m}$$

Ancho de rampa.

$$t = 0.15 \text{ m}$$

Espesor de la losa.

$$r = 0.030 \text{ m}$$

Recubrimiento de armadura.

$$d = 0.12 \text{ m}$$

Canto útil.

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 \cdot b_w \cdot f_{cd}} = 0.109$$

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ Por lo tanto, la pieza no necesita armadura de compresión.

Para determinar la armadura en tracción, se entra con $\mu_d = 0.109$ de la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene $\omega_s = 0.11775$, y la armadura necesaria será:

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 8.67 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima ($A_{s \min}$):

$$A_{s \min} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot d$$
$$A_{s \min} = 0.0015 \cdot 160 \cdot 12 = 2.88 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s = 8.67 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará un diametro de $\emptyset = 10 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \phi 10} = 0.785 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 10}} = 11.05 = 12 \text{ barras}$$
$$\text{Espaciamiento} = \frac{160 - 2(3) - 12 \cdot 1}{12 \text{ barras} - 1} = 12.69 \text{ cm} = 10 \text{ cm}$$

Se adoptará 12 barras para un espaciamento de 10 cm.

Con un área total de:

$$A_s = 12 \cdot 0.785 = 9.42 \text{ cm}^2$$

Dónde:

$$9.42 \text{ cm}^2 > 8.67 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Elección = 12 Φ 10 mm c/10

CYPECAD = 12 Φ 10 mm c/10

g) Cálculo de la armadura longitudinal negativa

Datos iniciales:

$M_d = 171.58 \text{ KN} \cdot \text{m}$ Momento característico de diseño, en servicio.

$\omega_{\min} = 0.0015$ Cuantía mínima para losas.

$b_w = a = 1.60 \text{ m}$	Ancho de rampa.
$t = 0.15 \text{ m}$	Espesor de losa perpendicular.
$r = 0.030 \text{ m}$	Recubrimiento de armadura.
$d = 0.12 \text{ m}$	Canto útil.

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 \cdot b_w \cdot f_{cd}} = 0,05$$

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ El momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, por lo tanto, la pieza no necesita armadura de compresión.

Para determinar la armadura en tracción, se entra con $\mu_d = 0,05$ de la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene $\omega_s = 0,0522$ la armadura necesaria es:

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 3.84 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima ($A_{s \min}$):

$$A_{s \min} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot d = 2.88 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s = 3.84 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará un diametro de $\emptyset = 8 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \phi 8} = 0.503 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 8}} = 7.63 = 8 \text{ barras}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{160 \text{ cm} - 2(3) - 8 \cdot 0.8}{8 \text{ barras} - 1} = 21.08 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

Se adoptará 8 barras para un espaciamento de 0.20 m.

Con un área total de:

$$A_s = 8 \cdot 0.503 \text{ cm}^2 = 4.024 \text{ cm}^2$$

Donde:

$$4.024 \text{ cm}^2 > 3.84 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Elección = 8 $\Phi 8 \text{ mm c}/20$

CYPECAD = 9 $\Phi 8 \text{ mm c}/20$

h) Cálculo de la armadura de reparto por retracción y temperatura:

Cálculo de la armadura mínima ($A_{s\ min}$):

$$A_{s\ min} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s\ min} = 0.0015 \cdot 100 \cdot 12 = 1.8\ cm^2$$

Para el cálculo del número de barras por metro, se considerará un diámetro de $\Phi = 8\ mm$ con un área de $A_{s\ \Phi 8} = 0.503\ cm^2$, entonces el número de barras serán:

$$N^{\circ}\ de\ barras = \frac{A_{s\ min}}{A_{s\ \Phi 8}} = 3.57 = 4\ barras$$

Con un área total de:

$$A_s = 4 \cdot 0.503\ cm^2 = 2.012\ cm^2$$

Dónde:

$$2.012\ cm^2 > 1.8\ cm^2 \quad \text{Cumple}$$

Elección = $\Phi 8\ mm\ c/25$

CYPECAD = $\Phi 8\ mm\ c/20$

i) Comentarios y evaluaciones de los resultados

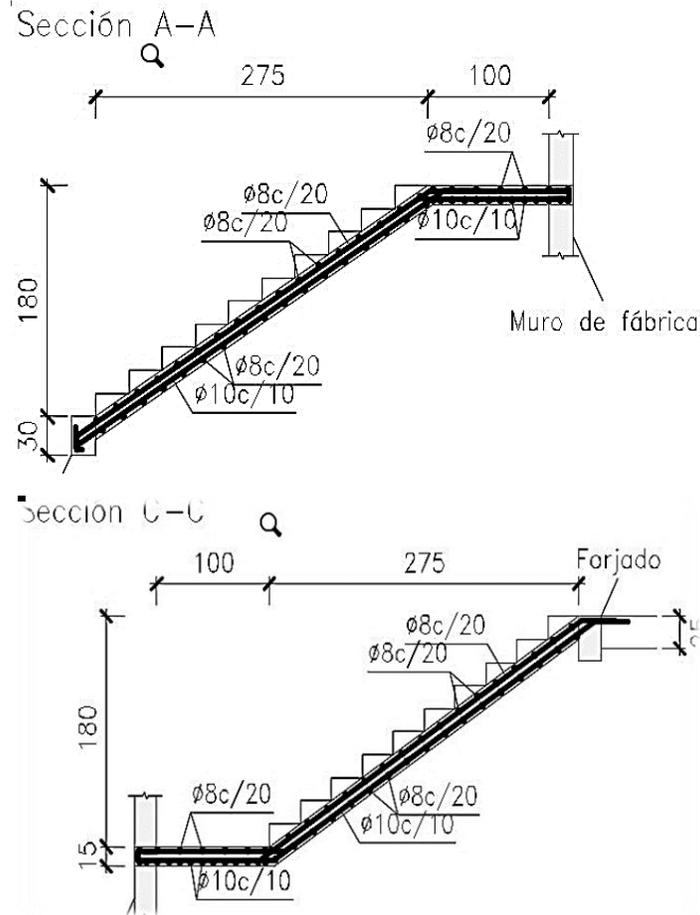
La verificación de la escalera se la realizó asumiendo que es una losa maciza de hormigón armado. Se calcularon los esfuerzos producidos en la escalera debido a las cargas dispuestas en la escalera y se asumió apoyos simples para obtener el momento positivo máximo con el cual se calculó la armadura longitudinal inferior positiva, y se asumió apoyos empotrados para obtener el momento negativo máximo, con el cual se calculó la armadura longitudinal inferior negativa, además se dispuso de una armadura de reparto en la escalera que comprende el 20 % de la armadura longitudinal.

Tabla 3.7. Resultados armadura longitudinal y transversal escalera.

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm2/m)	Φ Adoptado	As (cm2/m)	Φ Adoptado	
Longitudinal (positiva)	9.42	12 Φ 10mm c/10cm	9.42	12 Φ 10mm c/10cm	0
Longitudinal (negativa)	4.024	8 Φ 8mm c/20cm	4.527	9 Φ 8mm c/20cm	11.11
Transversal	2.012	Φ 8mm c/25 cm	2.012	Φ 8mm c/25cm	0

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.42. Disposición de la armadura en la escalera



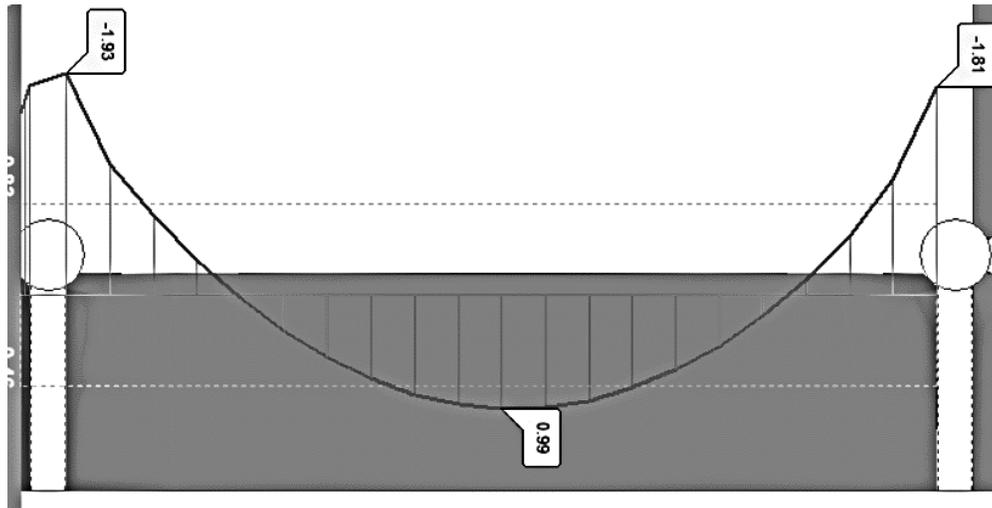
Fuente: CYPECAD 2018

3.7.4.2. Verificación rampa de hormigón armado

Los datos generales para el diseño de la rampa son los siguientes:

- $h = 15$ cm Altura de la Losa
- $b_w = 120.00$ cm Ancho de la Losa
- $d_1 = d_2 = 1.50$ cm Recubrimiento mecánico de la Losa
- $M(-) = 1,930$ Kg·m/m = 18.93 KN·m/m Momento en la mayor dirección
- $M_x(+)$ = 990 Kg·m/m = 9.71 KN·m/m Momento en la mayor dirección
- $M_x(+)$ = 330 Kg·m/m = 3.24 KN·m/m Momento en la menor dirección.

Figura 3.43. Esfuerzos y dimensionamiento de la rampa



Fuentes: Cypecad 2018

La rampa se diseña como losas macizas tanto en las dos rampas como en el descanso, para ello se verifica los resultados de la armadura que proporciona el programa CYPECAD.

$$d = h - r - e - \phi/2 = (15 - 1,50 - 0,6 - 1/2) = 12,4 \text{ cm}$$

Área mínima de acero:

$$A_{s \text{ min}} = W_{s \text{ min}} \cdot b_w \cdot d$$

$$W_{s \text{ min}} = 0,0015$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0015 \cdot 100 \cdot 12,4 = 1,86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- **Análisis de cálculo en la menor dirección momento positivo.**

Determinación del momento reducido de calculo

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

Donde:

$$\mu_d = \frac{330 \cdot 100}{100 \cdot 12,4^2 \cdot 166,67} = 0,0176$$

$$\mu_d \ll \mu_{lim}$$

$$0,0176 < 0,319$$

Cuantía mecánica:

$$\omega = 0,031$$

Área de acero de cálculo:

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0.031 \cdot 100 \cdot 12.4 \cdot \frac{166.67}{4,347.83}$$

$$A_s = 1.47 \text{ cm}^2/\text{m} \quad A_{s \text{ min}} = 1.86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si Adoptamos barras de Φ 6 mm:

$$n = \frac{A_s}{A_{\Phi 6 \text{ mm}}} + 1 = \frac{1.86}{0.283} + 1 = 7.57 = 8 \text{ barras}$$

Espaciamiento:

$$esp = \frac{100 \text{ cm}}{n} = \frac{100 \text{ cm}}{8} = 12.5 \text{ cm}$$

Por tanto, la armadura a disponer por metro es:

8 Φ 6 mm c/ 12.5 cm

- Análisis de cálculo en la mayor dirección negativo.

Determinación del momento reducido de calculo

Donde:

$$\mu_d = \frac{1,930 \cdot 100}{100 \cdot 12.4^2 \cdot 166.67} = 0.08$$

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

$$0.08 < 0.319$$

Cuantía mecánica:

$$\omega = 0.0849$$

Área de acero de cálculo:

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0.0849 \cdot 100 \cdot 12.4 \cdot \frac{166.67}{4347.83}$$

$$A_s = 4.04 \text{ cm}^2/\text{m} \quad A_{s \text{ min}} = 1.86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si Adoptamos barras de Φ 12 mm:

$$n = \frac{A_s}{A\emptyset 12mm} + 1 = \frac{4.04}{1.131} + 1 = 4.56 = 5 \text{ barras}$$

Espaciamiento:

$$esp = \frac{100 \text{ cm}}{n} = \frac{100 \text{ cm}}{5} = 20 \text{ cm}$$

Por tanto, la armadura a disponer por metro es:

Φ 12 mm c/ 20 cm

- Análisis de cálculo en la mayor dirección positivo

Determinación del momento reducido de cálculo.

Donde

$$\mu_d = \frac{990 \cdot 100}{100 \cdot 12.4^2 \cdot 166.67} = 0.04$$

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

$$0,04 < 0,319$$

Cuantía mecánica:

$$\omega = 0.0415$$

Área de acero de cálculo:

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0415 \cdot 100 \cdot 12.4 \cdot \frac{166.67}{4,347.83}$$

$$A_s = 1.97 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.86 \text{ cm}^2/m$$

Si Adoptamos barras de Φ 8 mm:

$$n = \frac{A_s}{A\emptyset 8mm} + 1 = \frac{1.97}{0.503} + 1 = 4.92 \cong 5 \text{ barras}$$

Espaciamiento:

$$esp = \frac{100 \text{ cm}}{n} = \frac{100 \text{ cm}}{5} = 20 \text{ cm}$$

Por tanto, la armadura a disponer por metro es:

Φ 8 mm c/ 20 cm

- Comentarios y evaluaciones de los resultados

Se verificó de la rampa como una losa maciza de hormigón armado. Los esfuerzos fueron obtenidos del programa utilizado mediante los isovalores; se obtuvo los momentos tanto para la armadura longitudinal superior e inferior como para la armadura transversal superior e inferior.

Tabla 3.8. Resumen General de resultados para la Rampa

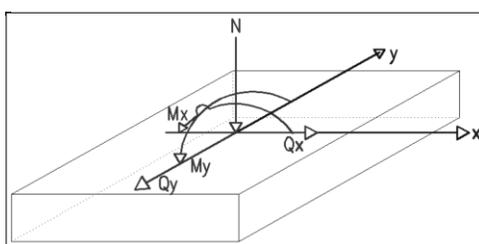
Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm ² /m)	Φ Adoptado	As (cm ² /m)	Φ Adoptado	
Menor dirección (M+)	1.86	Φ 6mm c/20cm	1.81	Φ 6mm c/15cm	2.68
Mayor dirección (M-)	6.21	Φ 12mm c/20cm	8.8	Φ 12mm c/15cm	2.27
Mayor dirección (M+)	3	Φ 8mm c/20cm	4.1	Φ 8mm c/15cm	3.52

Fuente: elaboración propia.

3.7.5. Diseño de la Zapata Aislada

Se realiza la comprobación de la zapata correspondiente a la columna C34, la misma es una zapata aislada con las características que se indica a continuación. Los datos de esfuerzo y dimensiones se obtuvieron del programa CYPECAD.

Figura 3.44. Representación gráfica de la zapata aislada



Fuente: Elaboración propia

Datos:

- $N_d = 290.28$ KN Carga Axial
- $M_x = 1.08$ KN·m Momento en dirección X
- $M_y = 0.05$ KN·m Momento en dirección Y
- $Q_x = 1.67$ KN Cortante en dirección X

- $Q_y = 0.05$ KN Cortante en dirección Y
- $f_{ck} = 25$ MPa Resistencia característica del H°
- $f_{yk} = 500$ MPa Resistencia característica del acero
- $a_o = 25$ cm Dimensión de la base de la columna en X
- $b_o = 25$ cm Dimensión de la base de la columna en Y
- $d_1 = 5$ cm Recubrimiento inferior de armadura
- $\mu_{lim} = 0,319$ Momento reducido mínimo para acero AH 500
- $w_{s\ min} = 0,0015$ Cuantía geométrica mínima para losas con acero AH 500
- $\sigma_{adm} = 127.53$ KN/m² Capacidad portante del suelo de fundación

a) Resistencias características reducidas:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{25}{1.5} = 166.67 \text{ kg/cm}^2 = 1,666.67 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{5,000}{1.15} = 4,347.83 \text{ kg/cm}^2 = 437,782.61 \text{ KN/m}^2$$

b) Cálculo del área necesaria:

$$\sigma = \frac{1.05 \cdot N}{A} \leq \sigma_{adm} \text{ entonces } A = \frac{29,590 \cdot 1.05}{1.3} = 23,899.62 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{A} = \sqrt{23,899.62} = 154.59 \text{ cm entonces } a = b = 160 \text{ cm}$$

Se debe alterar "a" y "b" hasta encontrar la alternativa más conveniente, siempre que no se sobrepase la tensión admisible σ_{adm} .

$$a = 160 \text{ cm} \quad b = 160 \text{ cm}$$

c) Resistencia a cortante del hormigón:

$$f_{vd} = 0.5 \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \cdot \sqrt{166.67} \Rightarrow f_{vd} = 633.73 \text{ KN/m}^2$$

d) Determinación del canto útil:

Factor de seguridad $\gamma_f = 1.6$

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_{adm}} = \frac{4 \cdot 6.46 \text{ kg/cm}^2}{1.6 \cdot 1.3 \text{ kg/cm}^2} \Rightarrow k = 12.42$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} = 22.57 \text{ cm}$$

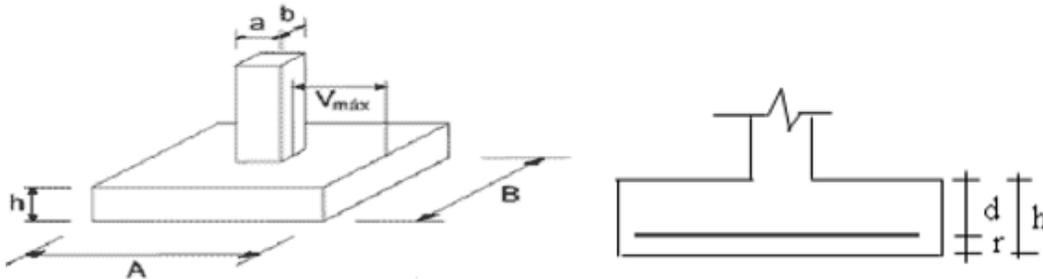
$$d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} = 15.83 \text{ cm}$$

Entonces se adopta $h = 35 \text{ cm}$

Con un recubrimiento de 5 cm el canto útil de la zapata será:

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2} \Rightarrow d = 35 - 5 - 1.2/2 = 29.4 \text{ cm}$$

Figura 3.45. Canto útil de zapata

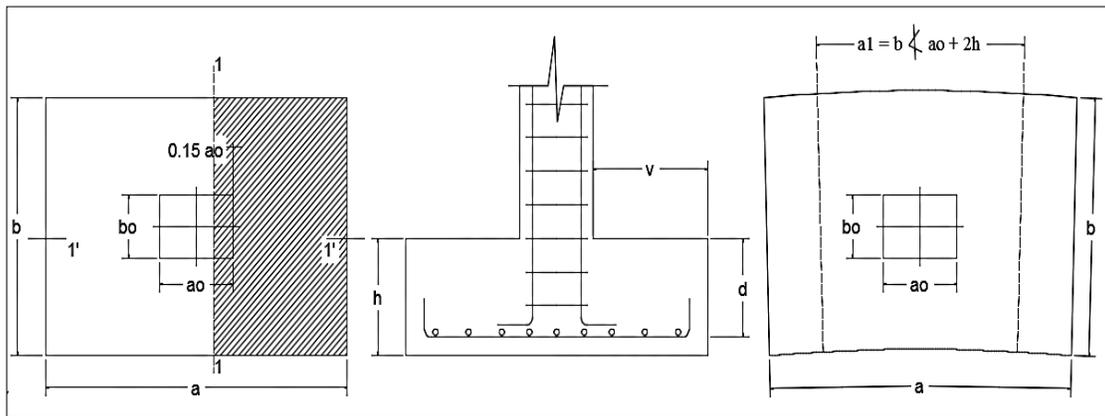


Fuente: Elaboracion propia

e) **Determinación de la armadura:**

Momentos en las secciones 1-1 y 1' y 1'

Figura 3.46. Datos zapata



Fuente: Elaboracion propia

f) **Cálculo del momento en la dirección "a":**

$$M_{ad} = \frac{\gamma_f \cdot N}{2 \cdot a} \cdot \left(\frac{a - a_0}{2} + 0.15 \cdot a_0 \right)^2 = 751,082.86 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 73.68 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

g) **Momento reducido**

$$\mu_a = \frac{M_{ad}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{751,082.86}{160 \cdot 29.4^2 \cdot 166.67} = 0.033$$

h) Cuantía Geométrica

$$w_a = \mu \cdot (1 + \mu) = 0.034$$

i) Determinación de la Armadura necesaria

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b \cdot d \cdot fcd}{f_y d} = \frac{0.034 \cdot 160 \cdot 29.4 \cdot 166.67}{4,347.83} \Rightarrow A_s = 6.13 \text{ cm}^2$$

j) Armadura mínima

$$\text{Con } f_{yk} = \frac{5,000 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \omega_{min} = 0.0015$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b \cdot d = 0.0015 \cdot 160 \cdot 29.4 \Rightarrow A_{smin} = 7.056 \text{ cm}^2$$

Se escoge el área mayor, por lo que la armadura será $A_s = 7.056 \text{ cm}^2$

k) Determinación del número de barras:

Con una barra $\phi = 12 \text{ mm}$; $A_\phi = 1.131 \text{ cm}^2$

$$N^\circ \text{ Barras} = \frac{A_s}{A_\phi} = 8$$

l) Determinación del espaciamiento:

$$s = \frac{b - 2 \text{ rec} - N^\circ B \cdot \phi}{N^\circ B - 1} = \frac{160 - 2(5) - 8 \cdot 1.2}{8 - 1} = 20.05 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

$$8\phi 12 \text{ mm } c/20 \text{ cm}$$

m) Cálculo de la longitud de anclaje:

La longitud de anclaje no podrá ser inferior al valor mayor de los siguientes:

10. Φ
- 15 cm
- La tercera parte de la longitud correspondiente al caso en que no se aplique la reducción $0.7 \cdot l_b$

De tabla 16 coeficiente para anclajes (Anexo 1), se obtiene $m_3 = 15$ para hormigones de 250 kg/cm² y barras de 5,000 kg/cm².

$$l_b = m_3 \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi \geq 15 \text{ cm} \qquad l_b = 15 \cdot 1.2^2 \geq \frac{500}{20} \cdot 1.2 \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_b = 21.6 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$$

- 1) $10 \cdot 1.2 = 12 \text{ cm}$
- 2) 15 cm
- 3) $0.70 \cdot 21.05 = 14 \text{ cm}$

Se tiene la longitud de armado desde la cara de la columna de 62.5 cm mayor a la longitud de anclaje por tanto no necesita patilla o gancho.

n) Cálculo del peso propio de la zapata:

$$P_p = Vol \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = (1.60 \cdot 1.60 \cdot 0.35) \text{ m}^3 \cdot 2,500 \Rightarrow p_p = 21.97 \text{ KN}$$

o) Verificación al deslizamiento:

$\delta = 35^{\circ}$ Ángulo de rozamiento interno del suelo

$\varphi =$ Ángulo de rozamiento de diseño

PP = Peso Propio de la zapata

C = cohesión del suelo

$$\varphi = \frac{2}{3} \delta = \frac{2}{3} \cdot 35^{\circ} = 23.33^{\circ}$$

$$\gamma \leq \frac{(N + PP) \cdot \tan \varphi}{Q_x}$$

$$\frac{(29,590.21 + 2,240) \cdot \tan(23.33)}{170.24} = 80.64 > 1.5 \text{ Cumple}$$

$$\gamma \leq \frac{(N + PP) \cdot \tan \varphi}{Q_y}$$

$$\frac{(29,590.21 + 2,240) \cdot \tan(23.33)}{5.1} = 2,691.77 > 1.5 \text{ Cumple}$$

p) Esfuerzo en las zapatas:

$$\sigma_{\min} = \sigma_1 = \frac{N + P}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot M_y}{b \cdot a^2} = 113.06 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{\text{adm}}$$

$$\sigma_2 = \frac{N + P}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot M_y}{b \cdot a^2} = 116.23 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{\text{adm}}$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_3 = \frac{N + P}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_y}{b \cdot a^2} = 126.55 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{\text{adm}}$$

$$\sigma_4 = \frac{N + P}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_y}{b \cdot a^2} = 127.53 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{\text{adm}}$$

q) Verificación al vuelco:

$$\gamma_{Vx} = \frac{(N + PP) \cdot a/2}{M_x + Q_y \cdot h} \geq 1.5$$

$$\gamma_{Vy} = \frac{(N + PP) \cdot b/2}{M_y + Q_x \cdot h} \geq 1.5$$

$$\gamma_{Va} = \frac{(29,590.21 + 2,240) \cdot 160/2}{811,009.17 + 170.24 \cdot 35} = 3.12 \geq 1.5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{(29,590.21 + 2,240) \cdot 160/2}{4.905 + 5.1 \cdot 35} = 13,884.12 \geq 1.5 \rightarrow \text{Cumple}$$

r) Verificación a Corte

Vuelo: $V = 67.5 \text{ cm}$

Rígida

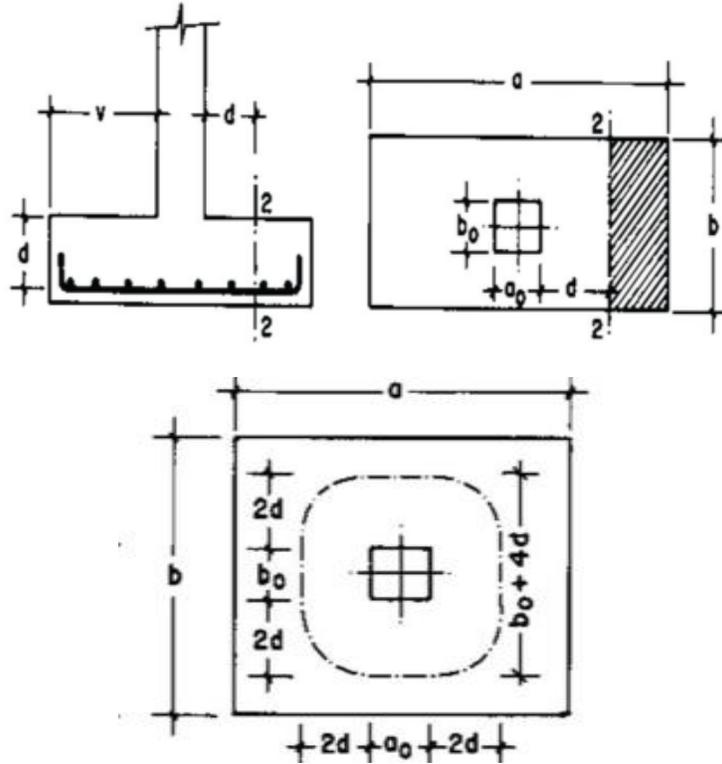
flexible

$$v \leq 2 \cdot h = 70 \text{ cm}$$

$$v > 2 \cdot h = 70 \text{ cm}$$

Zapata rígida, se verifica por corte.

Figura 3.47. Verificación a corte y punzonamiento



Fuente: Elaboración propia

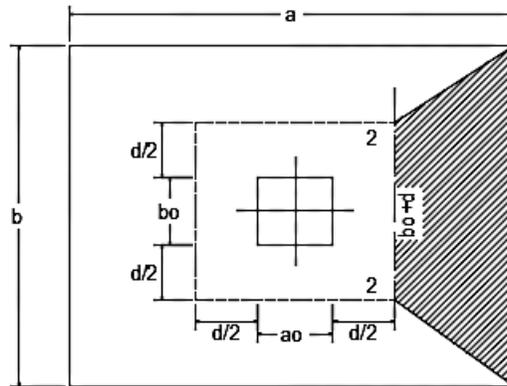
$$\frac{y_f \cdot N}{a \cdot b} \cdot \left(\frac{a - a_0}{2} - d \right) \leq d_3 \cdot f_{vd}$$

$$\frac{1.6 \cdot 29,590.21}{160 \cdot 160} \cdot \left(\frac{160 - 25}{2} - 29.4 \right) \leq 15.83 \cdot 6.46$$

$$70.46 \leq 102.26$$

s) **Verificación a Punzonamiento**

Figura 3.48. Dimensiones punzonamiento



Fuente: Elaboración propia

t) Cortante de Punzonamiento

Verificación por punzonamiento en la sección Ac:

$$A_c = 2 \cdot (a_0 + d + b_0 + d) \cdot d = 6,397.44 \text{ cm}^2$$

$$\frac{y_f \cdot N}{a \cdot b} \cdot [a \cdot b - (a_0 + d) \cdot (b_0 + d)] \leq A_c \cdot 2 \cdot f_{vd}$$

$$41,871.33 \leq 82,654.93 \quad \text{CUMPLE}$$

u) Comprobación a la adherencia

Vuelo:

$$V = 67.5 \text{ cm} \leq 70 \text{ cm} = 2 \cdot h$$

Zapata rígida $v \leq 2h$; $k=2$

Lado a

$$V_{da} = \frac{y_f \cdot N}{a} \cdot \left(\frac{a - a_0}{2} - 0.15 \cdot a_0 \right) = 18,863.76$$

$$\tau_{ba} = \frac{V_{da}}{0.9 \cdot d \cdot n \cdot \pi \cdot \phi} \leq f_{bd} = k \cdot \sqrt[3]{f_{cd}}$$

$$23.64 \leq 60.57$$

v) Comentarios y conclusiones de los resultados:

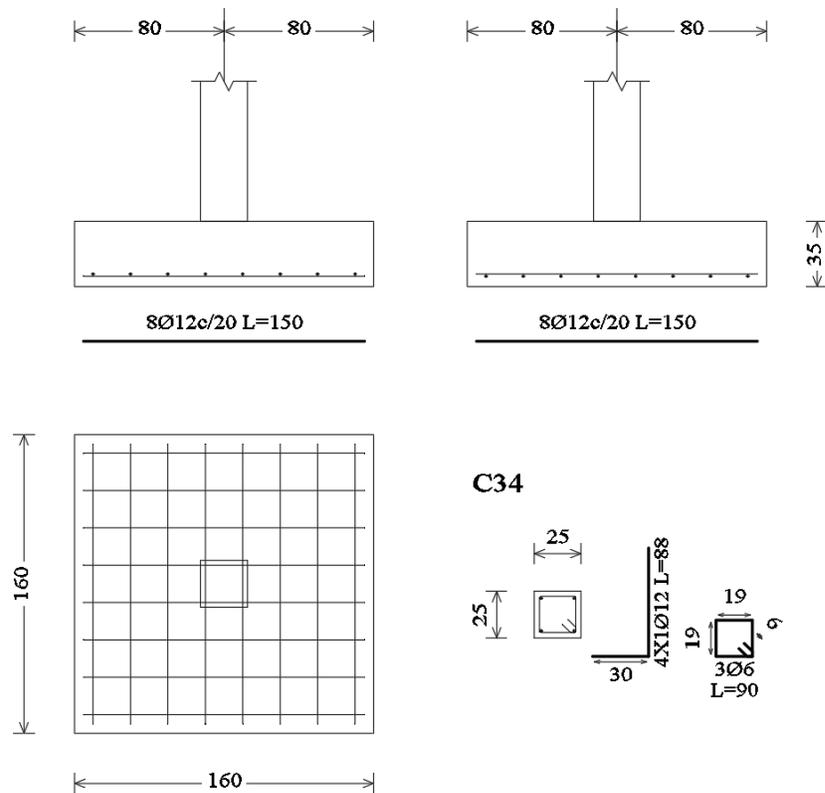
Los resultados obtenidos del cálculo manual para la zapata aislada son similares a los del programa CYPECAD, donde se adoptó barras de diámetro 12mm. A continuación, se presentan los resultados.

Tabla 3.9. Resumen general para la zapata.

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm ²)	Φ Adoptado	As (cm ²)	Φ Adoptado	
Longitudinal	6.84	8Φ 12mm c/20cm	6.84	8Φ 12mm c/20cm	0.00
Transversal	6.84	8Φ 12mm c/20cm	6.84	8Φ 12mm c/20cm	0.00

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.49. Gráfica de los resultados obtenidos para la zapata aislada



Fuente: Elaboración propia.

3.8. Estrategia para la ejecución de la Obra

3.8.1. Especificaciones Técnicas

En las especificaciones técnicas se define cómo ejecutar cada ítem, el equipo y maquinaria a utilizar, el personal necesario para la correcta realización del ítem y por último la forma de pago (Véase ANEXO 4).

3.8.2. Cómputos Métricos

En los cómputos métricos se tiene el nombre del ítem, la unidad en que se efectuará el cómputo, las dimensiones de la pieza, como: largo, ancho y alto, el número de piezas iguales, el volumen parcial y el volumen final de cada ítem de todos los módulos que comprenden el proyecto (Véase ANEXO 5).

3.8.3. Análisis de Precios Unitarios

El análisis de precios unitarios fue realizado como se indica en el marco teórico del presente proyecto. Las planillas de precios unitarios se encuentran detalladas en el ANEXO 6.

3.8.4. Presupuesto general de la obra

Se obtuvo en función a los cómputos métricos y precios unitarios correspondientes a cada ítem. Por lo que, el presupuesto de la obra es de Bs. 1,843,721.61 que corresponde a solo los ítems dispuestos, este será una parte del presupuesto total de la obra dado que no se consideró otros módulos (Véase ANEXO 7).

3.8.5. Cronograma de Ejecución

El plan y cronograma de obras propuesto se efectuó utilizando el método de barras Gantt con la ayuda del programa: “Microsoft Project 2016” y se hizo como se definió anteriormente (Véase ANEXO 8).

4. CAPITULO IV APORTE ACADÉMICO

4.1. Análisis, diseño y comparación entre viga de equilibrio a nivel de fundación y viga de equilibrio a nivel de piso con pedestal.

El aporte académico consiste en analizar técnicamente, constructivamente un pedestal y una viga de equilibrio, considerando una estructura que tiene límites de colindancia en los lados más largos de la estructura.

La metodología a realizar será por elementos finitos, ayudándonos de los programas de etabs para el diseño de zapatas, vigas de equilibrio y análisis del aporte.

Para el análisis de las zapatas en el programa se tomará el modelo de Winkler.

El pedestal se comprobará realizando un diseño manual siguiendo la guía del libro del Ing. Luis Garza Vasquez, (Diseño y construcción de cimentaciones)

Todo el diseño se realizará con la Norma Boliviana del Hormigón Armado 1987.

4.2. Marco teórico

4.2.1. Pedestal.

Elemento estructural de hormigón armado u hormigón ciclópeo, este elemento genera una distribución uniforme en la reacción del suelo sobre la fundación excéntrica impidiendo la rotación de la misma, minimizando la reacción de la viga de equilibrio.

4.2.2. Viga de equilibrio.

Su función es la de ayudar a la zapata excéntrica a absorber el momento flector que se generaría en la columna producto de la excentricidad de la carga.

4.2.3. Modelo de Winkler.

Es un método elaborado para el diseño de vigas de cimentación y losas flexibles; el mismo supone una placa rígida que transmite una presión “p” al terreno lo que ocasiona un asentamiento en el mismo tal como sucedería en un líquido.

Por el Principio de Arquímedes, el empuje es igual al peso del volumen desalojado, es decir:

$$E = \gamma \cdot Vol.$$

Para una placa de base B y ancho unitario, el volumen desalojado este dado por:

$$Vol. = B \cdot \delta$$

Entonces:

$$E = \gamma \cdot B \cdot \delta$$

Se sabe además que:

$$P = \frac{E}{A} = \frac{E}{B \cdot l}$$

Finalmente:

$$\gamma = \frac{p}{\delta} = k_v$$

Este método incorporar el valor de k_v que viene dado en unidades de peso volumétrico, al ser k_v una constante el método es lineal.

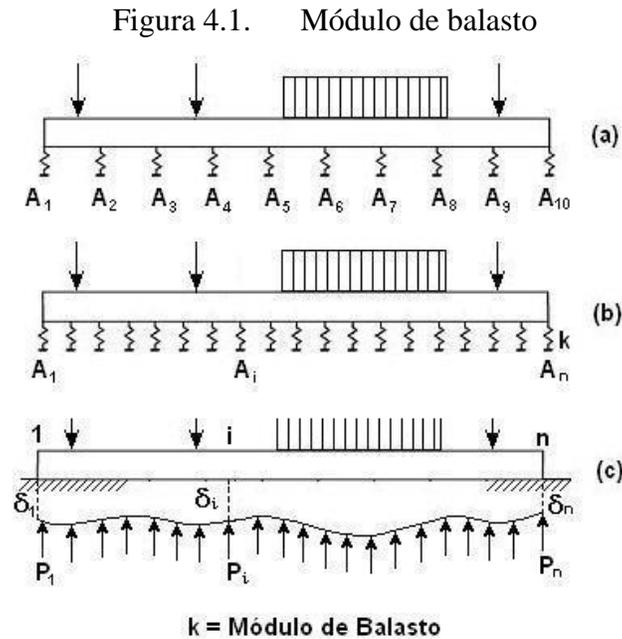
Para su utilización, el modelo de Winkler considera que una estructura flexible descansa sobre un colchón de resortes, es decir supone que el terreno es equivalente a un número infinito de resortes. Éste es más efectivo mientras más flexible sea la fundación, lo cual está dado por la relación entre su espesor y las dimensiones de sus lados.

Los resortes, como resultado de la modelización están definidos por su constante de rigidez a la deformación en su centro k_v , esta constante es denominada coeficiente de Balasto. La consideración de resortes bajo la fundación representa de forma simplificada el comportamiento elástico del terreno.

Esta metodología establece el caso límite de una estructura sustentada por apoyos elásticos cuando la distancia entre estos se hace infinitamente pequeña.

En la Figura 1.4 (a) se tiene una viga sobre apoyos elásticos ubicados a una cierta distancia unos de otros. En la Figura 1.4 (b) la distancia ha sido reducida a la mitad, sí se continúa haciendo esto hasta llegar al caso límite en que los apoyos estén uno al lado del otro. Ésta

sería la condición a la que está sujeta una estructura sobre un medio elástico, una estructura flotante.



Fuente: Tesis Fundaciones (U.M.S.S)

Se puede realizar la suposición de que el asentamiento que sufre el terreno debajo de la fundación es igual a la deformación que sufre la estructura, además como se tiene una relación lineal entre la deformación y la presión en el terreno es válido para cualquier punto de la Figura 4.1 (c) la ecuación:

$$P_i = k_v \cdot \delta_i \quad (2.2)$$

Este método ha tenido una mayor difusión y es uno de los más utilizados en el diseño de estructuras flexibles de fundación, esto ocasiona que podamos encontrar con mayor facilidad el valor del coeficiente k_v para distintas condiciones como veremos más adelante, es por estos motivos que se propone la utilización de este modelo en el diseño de placas de fundación.

4.2.3.1. Coeficiente de balasto

Como se vio el coeficiente de Balasto no es más que el módulo de elasticidad del terreno de fundación, al considerarlo como un conjunto de resortes, el nombre viene gracias a que la primera vez que se utilizó esta metodología fue en el análisis de las traviesas del ferrocarril, siendo el Balasto el material que se utiliza para el asentamiento y soporte de las traviesas.

Para su utilización, se han determinado algunas consideraciones: Terzaghi hizo una primera simplificación al considerar que el coeficiente k_v es constante e independiente del valor de la presión p aplicada sobre el terreno, aunque indica que ésta es válida para presiones lejanas a las de rotura, con factores de seguridad de 4 a 5.

La segunda simplificación supone que k_v tiene el mismo valor para cualquier punto por debajo de la superficie.

Lo que sí queda claro en el análisis de Terzaghi, es que el coeficiente de Balasto depende de las características del terreno y de las dimensiones y la forma del área de la fundación.

En definitiva, dicho coeficiente representa la rigidez frente al asentamiento del terreno: un coeficiente de balasto alto corresponde a un estrato rígido sobre el cual la deformación será pequeña, y un coeficiente bajo nos proporcionará grandes deformaciones.

4.2.3.2. Determinación del Coeficiente de Balasto obtenido mediante la capacidad última de carga.

Fue propuesto por Bowles, y se basa en la siguiente expresión:

$$k_s = 40 \cdot q_u$$

Donde q_u es la capacidad última de carga expresado en kN/m^2 . El valor de 40 dado para un asentamiento de $\Delta H = 25.4\text{mm}$. para $\Delta H = 6,12,20$ mm, etc. Este factor puede ser ajustado a 160, 83,50, etc. El valor de 40 es razonablemente conservador, pero puede asumirse pequeños desplazamientos.

4.2.3.3. Relación entre capacidad última de carga y coeficiente de balasto.

La relación entre la capacidad admisible del suelo y el coeficiente de balasto se muestra en la tabla [4.1]. Esta es una tabla con diferentes valores del módulo de reacción del suelo (conocido también como Coeficiente de Balasto o Modulo de Winkler) en función de la resistencia admisible del terreno en cuestión.

Estos valores de la constante elástica del terreno están dados en kg/cm^3 y la resistencia del suelo debe ser en kg/cm^2

Esta tabla es un resumen de diferentes trabajos que han realizado el Prof. Terzaghi y otros cinco ingenieros connotados (en diferentes épocas). Y se la puede encontrar en la Tesis de maestría “Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler”, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona- España. 1993 (Autor Nelson Morrison).

Tabla 4.1. Relación entre capacidad ultima de carga y coeficiente de balasto.

MODULO DE REACCION DEL SUELO					
Esf. Adm. (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf. Adm. (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf. Adm. (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

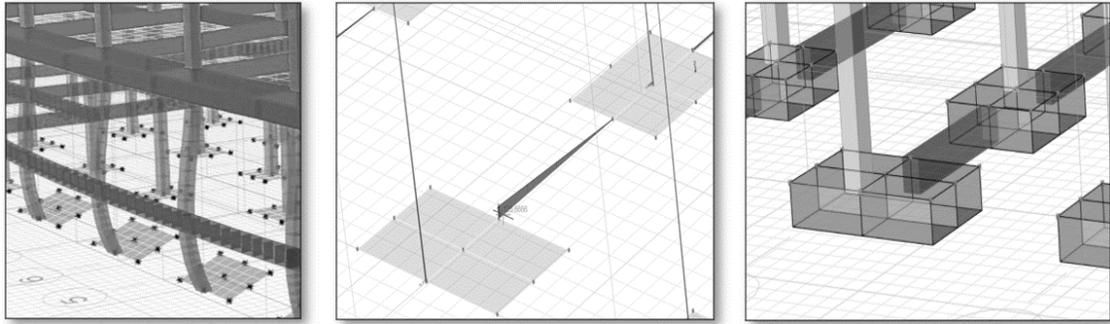
Fuente: Tesis FUNDACIONES (U.M.S.S)

4.2.4. Análisis de la viga de equilibrio a nivel de fundación

Determinamos el momento de diseño de la viga de equilibrio.

Dato indispensable introducido al programa etabs coeficiente de balasto $K_s = 2.08 \frac{kg}{cm^3}$

Figura 4.2. Zapata y viga de equilibrio

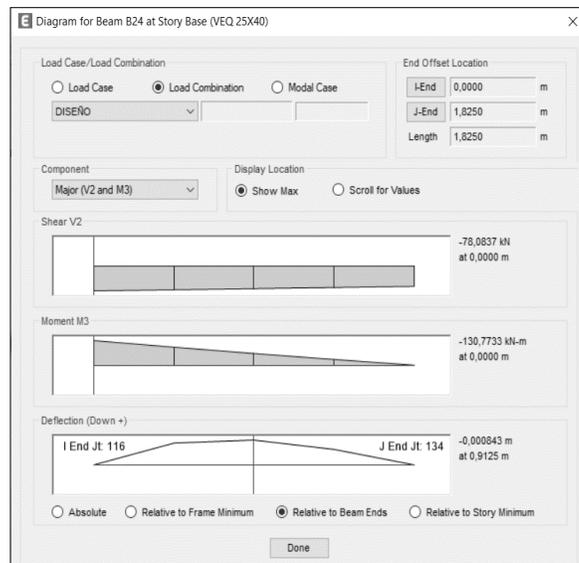


Fuente: Elaboración propia.

En el primer grafico se puede observar como la reacción de la columna intenta girar la zapata y llevarla al fallo de la misma.

En el grafico podemos observar los modelos y las reacciones de la viga de equilibrio que une una zapata central y una medianera.

Figura 4.3. Momento de diseño de la viga de equilibrio a nivel de fundación

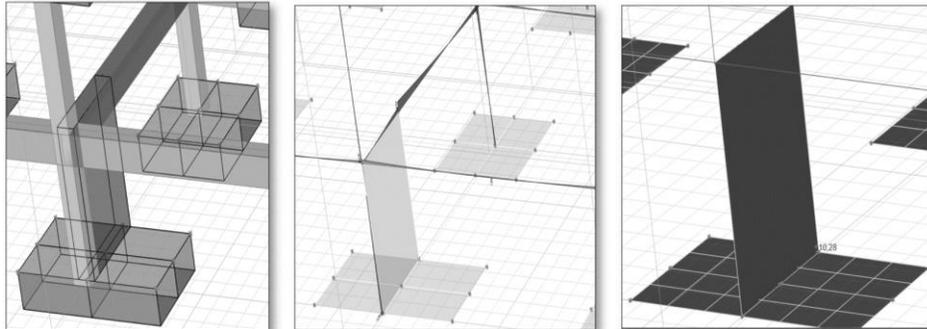


Fuente: Elaboración propia

El momento de diseño es de 130.77 KN·m

4.2.5. Análisis de la viga de equilibrio con pedestal y suspendida a nivel de piso.

Figura 4.4. Viga de equilibrio con pedestal y suspendida a nivel de piso



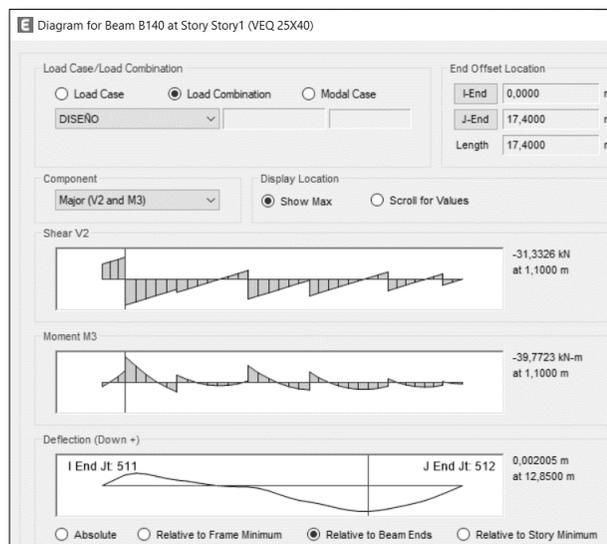
Fuente: Elaboración propia

En la primer imagen se observa la zapata, la viga de equilibrio y el pedestal.

En la segunda se observa las reacciones de la viga de equilibrio donde se tiene un momento de 39.77 KN·m.

En la tercera imagen se verifica la reacción uniforme que genera la viga de equilibrio y el pedestal sobre la zapata.

Figura 4.5. Momento de diseño de la viga de equilibrio a nivel de piso.



Fuente: Elaboración propia

El momento de diseño es de 39.77 KN·m y el pedestal esta comprimido a 10.4 kg/cm2.

4.2.6. Diseño de pedestal

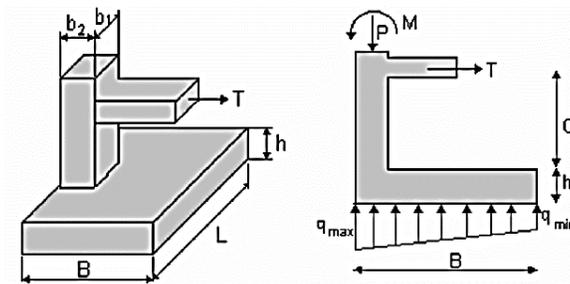
Datos

$$b_1 = 250 \text{ mm} \quad b_2 = 250 \text{ mm} \quad L = 2250 \text{ mm} \quad B = 1150 \text{ mm}$$

$$C = 1300 \text{ mm} \quad P = 224.24 \text{ KN} \quad q_a = 127.53 \text{ KN/m}^2$$

$$M_v = 0.1 \frac{\text{mm}^2}{N}$$

Figura 4.6. Viga de equilibrio y zapata



Fuente: Elaboración propia

$$T_s = \frac{P_s \cdot \left(\frac{B - b_2}{2}\right) - M_s}{C + h + \frac{k \cdot \lambda^2 \cdot C^2}{36 \cdot R \cdot I_c} \cdot B^3 \cdot L}$$

$$q_{smax} = \frac{P_s}{B \cdot L} + \frac{k \cdot \lambda^2 \cdot C^2 \cdot B}{6 \cdot E \cdot I_c} \cdot T_s \leq q_a$$

$$q_{smin} = \frac{P_s}{B \cdot L} - \frac{k \cdot \lambda^2 \cdot C^2 \cdot B}{6 \cdot E \cdot I_c} \cdot T_s > 0$$

Coefficiente de balasto según Aguirre y Armaris:

$$k = \frac{f}{0.67} \cdot k_1$$

con:

$$f = \frac{1 + 0.5 \cdot \frac{B}{L}}{1.5} \quad k_1 = \frac{E_s}{b(1 - \mu^2)}$$

Done: $\mu=0.35$ para arcillas ó $\mu=0.25$ para arenas y:

$$E_s = \frac{1}{m_v}$$

Sustituyendo los valores:

$$f = \frac{1 + 0.5 \cdot \frac{1.15}{2.25}}{1.5} = 0.84$$

$$E_s = \frac{1}{0.1} = 10 \frac{N}{mm^2}$$

$$k_1 = \frac{10}{1150(1 - 0.25)} = 1.16 \times 10^{-2} \frac{N}{mm^3}$$

$$k = \frac{0.84}{0.67} \cdot 1.16 \times 10^{-2} = 1.48 \frac{kg}{cm^3} = 1.45 \times 10^{-2} \frac{N}{mm^3}$$

$$I_c = \frac{250 \cdot 250^3}{12} = 325,520,833.33 \text{ mm}^4$$

$$E = 30500 \text{ MPa}$$

$\lambda=1$ Para conexión viga columna articulada y 0.75 para viga columna empotrada.

$$T_s = \frac{224.24 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{1150 - 250}{2}\right)}{1300 + 500 + \frac{1.45 \times 10^{-2} \cdot (0.75)^2 \cdot (1300)^2}{36 \cdot (30500)(325,520,833.33)} \cdot (1150)^3 \cdot (2250)} = 52.23 \text{ KN}$$

$$q_{smax} = \frac{224.24 \cdot 10^3}{1150 \cdot 2250} + \frac{1.45 \times 10^{-2} \cdot (0.75)^2 \cdot (1300)^2 \cdot 1150}{6 \cdot (30500)(325,520,833.33)} \cdot 52.23 \cdot 10^3 = 0.101 \frac{KN}{mm^2}$$

$$q_{smax} = 100.56 \frac{KN}{m^2} < 127.53 \frac{KN}{m^2}$$

$$q_{smin} = \frac{224.24 \cdot 10^3}{1150 \cdot 2250} - \frac{1.45 \times 10^{-2} \cdot (0.75)^2 \cdot (1300)^2 \cdot 1150}{6 \cdot (30500)(325,520,833.33)} \cdot 52.23 \cdot 10^3$$

$$= 7.28 \cdot 10^{-2} \frac{KN}{mm^2}$$

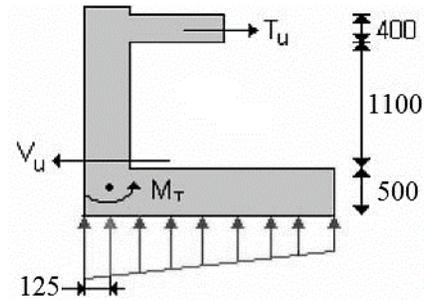
$$q_{smin} = 72.76 \frac{KN}{m^2} > 0 \text{ OK}$$

4.2.6.1. Revisión del cortante en la columna

Tu genera un esfuerzo cortante en la base de la columna, el cual se estudia a continuación teniendo en cuenta la recomendación que implica duplicar el valor de Tu para realizar dicho estudio.

$$Tu = 1.6 \cdot (2 \cdot Ts) = 1.6 \cdot (2 \cdot 52.23 \text{ KN}) = 167.14 \text{ KN}$$

Figura 4.7. Fuerzas actuantes en la zapata y pedestal



Fuente: Elaboración propia.

La fuerza cortante en la base de la columna de 250x250 mm es:

$$V_u = T_u = 167.14 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b_1 \cdot b_2} = \frac{167136}{250 \cdot 250} = 2.67 \text{ MPa}$$

$$v_{cu} = \frac{\phi_v \cdot \sqrt{f'_c}}{6} = 0.71 \text{ MPa}$$

$$v_u < v_{cu}$$

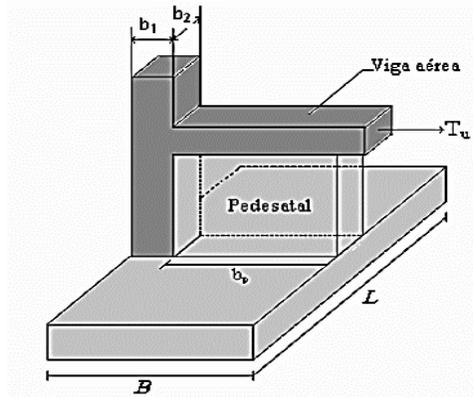
$2.67 \text{ MPa} > 0.71 \text{ MPa}$ NO CUMPLE

Debido a que el esfuerzo cortante en la base de la columna supera la resistencia a cortante del hormigón, se requiere la colocación de estribos a la columna o el aumento de sección del mismo.

Se opta por la segunda alternativa, esto es, la colocación de pedestal. Con la inclusión del pedestal debería revisarse nuevamente las condiciones de punzonamiento y cortante directo, sin embargo, éstas serían satisfechas con holgura, por lo tanto, no serán revisadas, a pesar de que esto implique un sobredimensionamiento.

Tomando como ancho del pedestal la misma longitud que el ancho de la columna.

Figura 4.8. Zapata viga de equilibrio y pedestal



Fuente: Elaboración propia

A continuación, se revisa el esfuerzo cortante en el pedestal:

$$v_u = \frac{V_u}{B \cdot l_p} = \frac{167,140}{1150 \cdot 250} = 0.581 \text{ MPa}$$

$$v_u < v_{cu} \quad \text{CUMPLE}$$

No se necesita refuerzo el pedestal soporta, por lo cual podría ser de hormigón ciclópeo.

4.2.6.2. Diseño de viga de equilibrio a nivel de fundación C45-C53.

Datos

C45

C53

N1 = 225.88 KN

N2 = 186.52 KN

a1 = b1 = a2 = b2 = 25 cm

A = 110

B = 225

h1 = 75 cm

$\sigma_{adm} = 127.53 \text{ KN/m}^2$

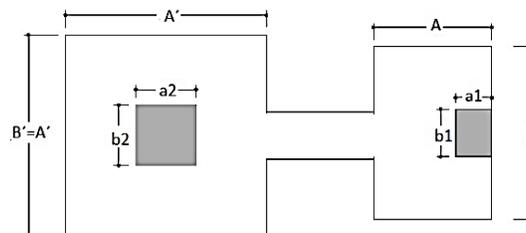
A' = 135

B' = 135

h2 = 50 cm

L = 3.60 m

Figura 4.9. Zapata central más viga de equilibrio y zapata medianera

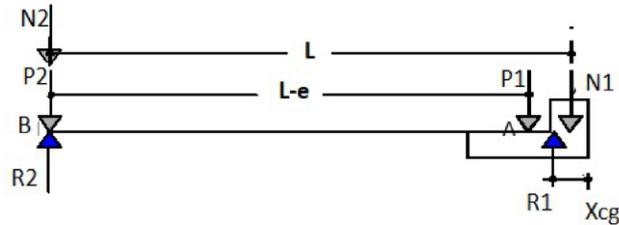


Fuente: Elaboración propia

$$P1 = A \cdot B \cdot h1 \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 1.10 \cdot 2.25 \cdot 0.75 \cdot 2500 = 45.53 \text{ KN}$$

$$P2 = A' \cdot B' \cdot h2 \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 1.35 \cdot 1.35 \cdot 0.5 \cdot 2500 = 22.35 \text{ KN}$$

Figura 4.10. Fuerzas actuantes Viga de equilibrio.



Fuente: elaboración propia

$$X_{cg} = \frac{N1 \cdot 12.5 + P1 \cdot 55}{N1 + P1} = 19.63 \text{ cm}$$

$$e = \frac{A}{2} - \frac{a_1}{2} = \frac{110}{2} - \frac{25}{2} = 42.5 \text{ cm}$$

$$\sum M_B = -N1 \cdot L - P1 \cdot (L - e) + R1 \cdot ((L - e) + \frac{A}{2} - X_{cg}) = 0$$

$$R1 = 271.41 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = -N1 \cdot e + (N2 + P2) \cdot (L - e) - R2 \cdot (L - e) + R1 \cdot (\frac{A}{2} - X_{cg}) = 0$$

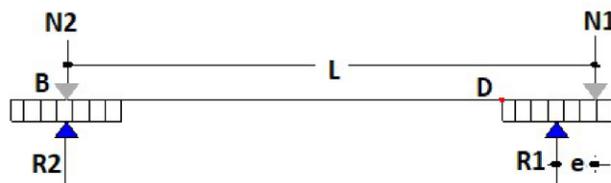
$$R2 = 208.87 \text{ KN}$$

$$\frac{R1}{A \cdot B} < \sigma_{adm} \quad \frac{271.41 \text{ KN}}{1.10 \text{ m} \cdot 2.25 \text{ m}} = 109.66 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{adm} = 127.53 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{R2}{A \cdot B} < \sigma_{adm} \quad \frac{208.87 \text{ KN}}{1.35 \cdot 1.35} = 114.61 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{adm} = 127.53 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Para el cálculo de los elementos de hormigón se prescinde del peso propio de la cimentación, es decir, se considera las reacciones del terreno.

Figura 4.11. Reacciones del terreno



Fuente: elaboración propia

Cálculo de momento de diseño en la viga equilibrio que se produce en el punto D, que es el punto crítico.

$$\sum M_D = 0 \text{ a la izquierda}$$

$$N2 \cdot \left(L - A + \frac{a1}{2} \right) - R2 \cdot \left(L - A + \frac{a1}{2} \right) = M_D$$

$$M_D = N1 \cdot \frac{e}{L - e} \cdot \left(L - A + \frac{a1}{2} \right) = 77.86 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Cálculo del cortante

$$\sum F_v = 0 \text{ a la derecha}$$

$$R2 - N2 + V_D = 0 \quad V_D = N2 - R2 = 22.35 \text{ KN}$$

Mayorando los esfuerzos

$$M_d = 1.6 \cdot 77.86 \text{ KN} \cdot \text{m} = 124.58 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$V_d = 1.6 \cdot 22.35 \text{ KN} = 35.76 \text{ KN}$$

Predimensionamos la viga de equilibrio

$$b \geq \frac{L}{20}, \quad b_{min} = 25 \text{ cm} \quad h \geq \frac{L}{12} \quad h = 2 * b \quad h_{min} = 40 \text{ cm}$$

$$b = \frac{360}{20} = 18 \text{ cm} \quad h = \frac{360}{12} = 30 \text{ cm}$$

adoptamos $b = 25 \text{ cm}$ y $h = 50 \text{ cm}$

a) Cálculo de armadura longitudinal.

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.148$$

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 7.198 \text{ cm}^2 \quad A_{smin} = 3.15 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 4 $\Phi 16 \text{ mm}$

b) Cálculo de armadura transversal.

$$V_d = 35.76 \text{ KN}$$

$$f_{cv} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 1.12 \text{ MPa}$$

Cortante que resiste el hormigón:

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b \cdot d = 126 \text{ KN}$$

Condición:

$$V_d < V_{cu}$$

$$35.76 \text{ KN} < 126 \text{ KN} \quad \text{cumple}$$

Por tanto, no necesita armadura transversal se colocará la mínima.

$$A_{smin} = 0.002 \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.125 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{90} = \frac{n \cdot A_{\phi}}{s} \quad \rightarrow \quad S = 49.7 \text{ cm}$$

la separación máxima entre estribos deberá cumplir las siguientes condiciones:

$$s < 30 \text{ cm}$$

$$s < 0.85 \cdot d = 39.01 \text{ cm}$$

$$s < 3 \cdot b_w = 60 \text{ cm}$$

por motivos constructivos se determina colocar estribos ϕ 8 mm cada 30 cm y en los untonos de unión zapata viga ϕ 8 mm cada 15 cm.

4.2.6.3. Diseño de viga de equilibrio a nivel de piso C9-C17.

a) Cálculo de armadura longitudinal.

$$M_d = 39.77 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.15$$

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 3.99 \text{ cm}^2 \quad A_{smin} = 3.15 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 2 Φ 16 mm

b) Cálculo de armadura transversal

$$V_d = 31.33 \text{ KN}$$

$$f_{cv} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 1.12 \text{ MPa}$$

Cortante que resiste el hormigón:

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b \cdot d = 126 \text{ KN}$$

Condición:

$$V_d < V_{cu}$$

$$31.33 \text{ KN} < 126 \text{ KN} \quad \text{cumple}$$

Por tanto, no necesita armadura transversal se colocará la mínima.

$$A_{smin} = 0.002 \cdot bw \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.125 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{90} = \frac{n \cdot A\phi}{s} \quad S = 49.7 \text{ cm}$$

la separación máxima entre estribos deberá cumplir las siguientes condiciones:

$$s < 30 \text{ cm} \quad s < 0.85 \cdot d = 39.01 \text{ cm} \quad s < 3 \cdot bw = 60 \text{ cm}$$

por motivos constructivos se determina colocar estribos ϕ 8 mm cada 30 cm y en los puntos de unión pedestal viga ϕ 8 mm cada 15 cm.

Tabla 4.2. Tabla comparativa aporte académico.

	Viga de equilibrio más pedestal	Viga de equilibrio a nivel de zapata
Momento de diseño	39.77 KN·m	124.58 KN·m
Sección mínima	25x30	25x50
Longitud	3.35 m	3.35 m
Acero	2 ϕ 12+2 ϕ 16	4 ϕ 16+2 ϕ 12
Pedestal H°C°60%PD	0.255 m3 (230 Bs)	-
Costo		
Viga de H°A°	697 bs	1,155 bs
Excavación maquinaria	6.96 m3 (204 Bs)	8.69 m3 0-2m (255 Bs)
TOTAL	1131 bs	1410 bs

Fuente: Elaboración propia

4.2.7. Conclusiones del aporte académico.

- ✓ Cuando se tengan diseños con zapatas excéntricas adoptar el diseño con pedestal y viga de equilibrio a nivel de piso.
- ✓ Si se tiene baja resistencia del suelo y profundidades de zapata mayores de 1.50 m adoptar vigas de equilibrio a nivel de piso.
- ✓ En cuanto a lo económico y técnico se puede ver en la tabla comparativa que el pedestal más la viga de equilibrio a nivel de piso es la mejor opción, ya sea el pedestal de hormigón armado u hormigón ciclópeo para equilibrar las recciones en las zapatas excéntricas, donde se tiene una diferencia 213 bs por metro de viga construido.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- ✓ El estudio topográfico proporcionado por la comunidad TURUMAYO, se concluye que el terreno de emplazamiento se puede considerar plano con muy poca variación de cotas, cuya pendiente es de 3.9 %.
- ✓ Se determina una explanación de acuerdo a la pendiente con una altura de 2005.3 m.s.n.m.
- ✓ Del estudio de suelos se concluye que el nivel apto para fundar es de -2.00 m, hasta -1.25 m de profundidad, teniendo una resistencia admisible de 1.30 kg/cm², la resistencia más desfavorable en los pozos 1 y 2.
- ✓ El diseño de la cubierta de estructura metálica se analizó con ayuda del programa cype 3d, verificando el cálculo manualmente de los elementos más solicitados, determinando perfiles metálicos óptimos que se encuentran en nuestro medio para satisfacer las solicitaciones requeridas.
- ✓ Se tiene un costo estimado para la obra por metro cuadrado de 2,675.96 Bs/m².
- ✓ Peso de cubierta de 9.86 kg/m², teniendo un dato de experiencia de ingenieros constructores de una media de 14.25 - 15 kg/m² para cubiertas de luz libre.
- ✓ Los resultados del cálculo manual y los del programa cypecad tienen poca variación, siendo esta de un $\pm 5\%$ respecto al área de acero necesaria en los elementos estructurales.
- ✓ Se realizó los planos estructurales que representan detalladamente una guía precisa de acuerdo las solicitaciones de cada elemento de la edificación, asegurando que se cumplan las especificaciones técnicas establecidas garantizando la estabilidad y seguridad durante su vida útil.
- ✓ El proyecto alcanza un presupuesto de Bs. 1,848,335.44 no incluye instalaciones sanitarias, eléctricas.
- ✓ La ejecución el proyecto llevará un tiempo estimado de 230 días hábiles laborables de acuerdo al cronograma realizado.

5.2. Recomendaciones

Se hacen las siguientes recomendaciones:

- ✓ La determinación de las cargas estructurales, como la sobrecarga de uso, cargas no estructurales, carga de viento, deben ser realizadas de manera minuciosa y tomando todos los aspectos posibles que nos da como consideración las normas. Estas determinan en gran medida los resultados que se obtengan del cálculo estructural.
- ✓ Es de fundamental importancia tomar en cuenta el recubrimiento en las piezas de hormigón armado, ya que el recubrimiento en las piezas cumple la función de protección de las armaduras contra la corrosión.
- ✓ Es necesario uniformizar las secciones de vigas, columnas procurando que no sean muy diferentes sin descuidar la seguridad, con el fin de facilitar la construcción.
- ✓ Se deberán utilizar los materiales de construcción encontrados en el medio, puesto que este factor influye directamente en la economía del proyecto.
- ✓ Se recomienda que, en la construcción del proyecto, se realice el correcto seguimiento a los planos y especificaciones técnicas para evitar fallos en el comportamiento de la estructura.