

CAPÍTULO I
ANTECEDENTES

CAPÍTULO I

1. ANTECEDENTES

1.1. Introducción

La población de San Andrés como varias ciudades del departamento de Tarija y del país sufren el incremento de la inseguridad ciudadana, los problemas más frecuentes son los robos agravados en domicilios, asesinatos y sobre todo la trata y tráfico de personas.

Ante este hecho el estado está en la obligación de proporcionar seguridad a todo boliviano por medio de la Policía Nacional Boliviana.

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

Esta situación crea inseguridad a la población y una mala intervención policial ante actos delictivos por la distancia en la que deben trasladarse los uniformados ante cualquier emergencia que se presenta teniendo en cuenta las importantes ferias para la comunidad que se realizan cada año.

Ante este problema que presenta la comunidad de San Andrés, la construcción de una infraestructura de un centro policial reduciría la inseguridad ciudadana de los comunarios y los visitantes además la intervención de los uniformados sería inmediata y oportuna.

De acuerdo con esta observación, se puede deducir que la falta de esta infraestructura ha ocasionado el crecimiento de la inseguridad de la población de San Andrés.

Los planos fueron elaborados por la dirección de proyectos de pre inversión a cargo del Arq. David Medina Y.

1.2. Problema

1.2.1. Planteamiento

Actualmente, la comunidad de San Andrés no cuenta con una infraestructura de una estación policial integral adecuada, en el que cuente con espacio para la función de los efectivos policiales.

La comunidad de San Andrés Provincia Cercado- Dpto. Tarija ha crecido en los últimos años y demanda seguridad para sus comunarios y gente turista que llega al lugar por las actividades que se realizan en el lugar.

El proyecto se encuentra en la etapa de pre inversión por lo que el problema es la Falta de diseño estructural de la infraestructura del centro policial integral comunidad San Andrés.

Se plantea las siguientes alternativas para su ejecución.

- Alquiler de ambientes para las instalaciones necesarias.
- Construcción de una infraestructura:
 - ✓ Sistema aporticado.
 - ✓ Sistema de albañilería confinada.

1.2.2. Formulación

Se realizará el diseño estructural de la infraestructura “CONSTRUCCIÓN ESTACIÓN POLICIAL INTEGRAL COMUNIDAD SAN ANDRÉS PROVINCIA CERCADO TARIJA” logrando que los elementos de la estructura estén correctamente diseñados de tal manera que la estructura sea estable para brindar seguridad.

1.2.3. Sistematización de la alternativa viable

Para la implementación de la alternativa seleccionada, que comprende una estructura aporticada de Hormigón Armado se procederá al análisis estructural y diseño de los siguientes elementos:

- Entrepisos de losa alivianada con viguetas pretensadas y complemento plastiform.
- Estructura aporticada de Hormigón Armado.

- Escalera de Hormigón Armado.
- Zapatas aisladas de Hormigón Armado.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo General

- Realizar el “DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ESTACIÓN POLICIAL INTEGRAL SAN ANDRÉS PROVINCIA CERCADO–TARIJA”, en cumplimiento a lo establecido por la norma CBH-87.

1.3.2. Objetivos Específicos

Como objetivos específicos se tienen los siguientes:

- Realizar el estudio de suelo para la determinación de la capacidad portante del terreno de fundación de la estructura mediante el ensayo de SPT.
- Realizar el cálculo de secciones adecuadas de todos los elementos estructurales aplicando parámetros de diseño y normas vigentes en nuestro país, con ayuda del programa CYPECAD y efectuando cálculos manuales para su comprobación.
- Elaborar los planos estructurales de losas, vigas, columnas, escaleras y fundaciones para su correcta construcción.
- Determinar el presupuesto de la estructura (obra gruesa y fina), necesario para la materialización del proyecto.
- Elaborar el cronograma de ejecución de la obra.

1.4. Justificación

1.4.1. Académica

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

1.4.2. Técnica

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

1.4.3. Socioeconómico

Contribuir a la comunidad de San Andrés con el “DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ESTACIÓN POLICIAL INTEGRAL SAN ANDRÉS PROVINCIA CERCADO-TARIJA”, para mejorar la seguridad ciudadana y atención oportuna ante cualquier emergencia de los comunarios.

1.5. Localización

La ubicación de emplazamiento de la estructura de la Estación Policial Integral Provincia San Andrés Cercado-Tarija ubicada camino central a Tolomosa entre las coordenadas geográficas Latitud $21^{\circ}37'27.38''S$ y Longitud $64^{\circ}48'57.67''O$.

Figura 1.1: Emplazamiento del proyecto.



Fuente: Google Earth.

El lugar de emplazamiento cuenta con una red de distribución principal de agua potable proporcionado por la empresa municipal de agua potable Cosaalt Ltda.

En cuanto a la energía eléctrica S.E.T.A.R (Servicios Eléctricos de Tarija) es la empresa encargada de proporcionar este servicio, para ello se dispone de una red de distribución de alta tensión, la electricidad llega a cada domicilio de la comunidad.

La comunidad cuenta con el servicio de gas domiciliario, EMTAGAS es la entidad encargada de proporcionarla llegando a cada domicilio de la zona.

1.6. Alcance

1.6.1. Resultados a lograr

En el desarrollo de Proyecto de Ingeniería Civil se incorporan los siguientes resultados que necesariamente se deberán lograr.

- Caracterización de las propiedades físico-mecánicas del suelo en el sitio de emplazamiento a nivel del estrato de fundación, cuyo valor más relevante es la capacidad portante del suelo.
- Análisis del sistema estructural, en base a métodos de análisis establecidos en las normas de diseño, con un estudio de estados de carga, estableciendo claramente la respuesta estructural ante las sollicitaciones.
- Diseño de los elementos estructurales (tanque elevado, losas, vigas, columnas, zapatas) en base a la norma vigente CBH-87, garantizando la seguridad y el confort en la estructura.
- Planos estructurales a detalle de todos los elementos estructurales.
- Cómputos métricos de las cantidades de la obra.

1.7. Aporte académico

En cuanto al aporte académico se realizará el diseño de un tanque elevado (Tanque rectangular) en elementos de hormigón armado, se reflejará el análisis y cálculo de dicho elemento por el método de los elementos finitos aplicando la teoría de placas planas con la ayuda del programa estructural SAP200 para determinar los esfuerzos que se presentan.

Posteriormente se hará un análisis comparativo de costos con un tanque cilíndrico de hormigón armado con la misma capacidad de volumen del tanque rectangular.

1.8. Restricciones

Para el presente proyecto no se considera presupuesto de instalaciones eléctricas ni instalaciones hidrosanitarias.

CAPÍTULO II
MARCO TEÓRICO

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Levantamiento topográfico

Un levantamiento topográfico, es el proceso de medición de las dimensiones de un área particular de la superficie de la tierra, incluyendo sus distancias horizontales, direcciones, ángulos y elevaciones, obtenidas estas medidas pueden ser representados en un plano.

2.2. Estudio de suelos

Con el estudio de suelos se determina la capacidad máxima de carga que soporta el terreno y si es suficiente por la sobrecarga del edificio. Esto se lo realizara mediante un ensayo del suelo “in situ” utilizando el equipo de SPT a nivel del pozo excavado y toma de muestras para cada ensayo a las profundidades referidas.

Una vez realizado el ensayo en campo se procede al ensayo en laboratorio:

- Realizar ensayos de granulometría y límites de ATTERBERG, para determinar su clasificación del suelo.

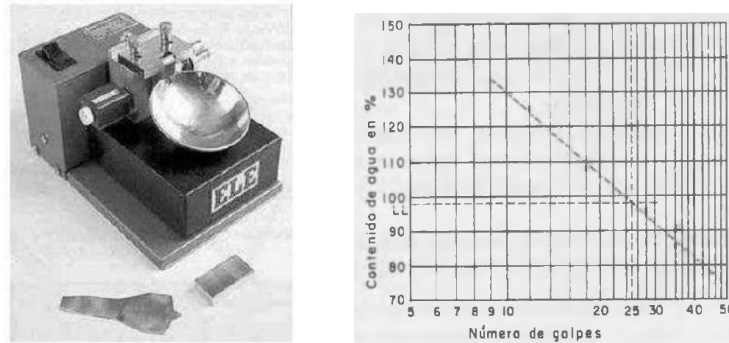
Los resultados obtenidos en laboratorio y campo permiten determinar el tipo de suelo encontrado y calcular la capacidad portante.

2.2.1. Límites de Atterberg

Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado al otro son los denominados límites de Atterberg.

- a) Límite Líquido. – El límite líquido de un suelo es aquel contenido de humedad bajo el cual el suelo pasa de un estado plástico a un estado semilíquido.

Figura 2.1: Cuchara de Casagrande y gráfico del ensayo.



Fuente: Libro el terreno de Matilde Gonzales.

b) Límite Plástico. – Por plasticidad se entiende la propiedad que tiene el suelo de deformarse sin romperse, formando rollitos del suelo obteniendo un diámetro de 3 mm, aproximadamente y 10 cm de longitud, sin que presente signos de ruptura.

2.2.2. Clasificación de suelos método U.S.C.S.

El Sistema Unificado no está limitado a ninguna clase de proyectos en particular y es usado para toda la gama de obras civiles, por lo que en el proyecto a realizar se clasificará el suelo para la cimentación por el sistema SUCS, donde se usan los siguientes símbolos para su identificación:

El método también considera dividir al suelo en dos partes, (grueso y fino), la división la realiza el Tamiz N.º 200.

Primer grupo: Se encuentran las gravas, arenas o suelos gravosos arenosos con poco o nada de material fino (limo y arcilla), son designados de la siguiente manera.

G = Grava o suelo gravoso.

S = Arena o suelo arenoso.

W = Bien graduado.

C = Arcilla inorgánica.

P = Mal graduado.

M = Limo inorgánico o arena fina.

Segundo Grupo: Se encuentran los suelos finos, limosos o arcillosos, de baja o alta compresibilidad, son designados de la siguiente manera.

M = Limo inorgánico o arena muy fina.

C = Arcilla.

O = Limos, arcillas y mezclas con alto contenido de material orgánico.

L = Baja a mediana compresibilidad. ($LL < 50\%$).

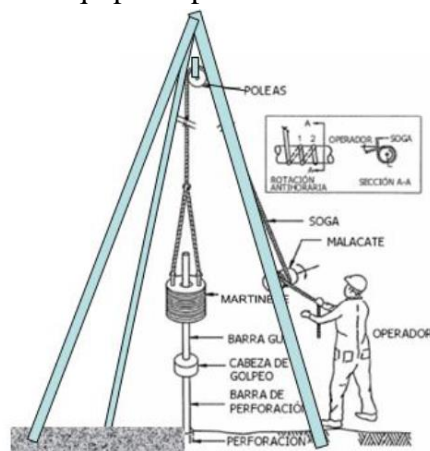
H = Alta compresibilidad. ($LL > 50\%$).

2.2.3. Ensayo de Penetración Normal (S.P.T.)

Es una prueba in situ que se realiza en el fondo de una perforación, que consiste en determinar el número N de golpes de un martillo con peso 63,5 kg y 762 mm de altura de caída, necesarios para hincar en el suelo inalterado, una toma muestras partido normal en distancia de 300 mm, cuyos diámetros normalizados son 36,8 mm de diámetro interior.

Con el valor de N se puede determinar, la resistencia a compresión, el módulo de elasticidad, el coeficiente de balasto, el coeficiente de variación volumétrica y la capacidad portante. Hay que hacerle algunas correcciones, pero que hacen variar ligeramente el valor de N. Al valor nuevo se le llama N corregido.

Figura 2.2: Equipo de penetración estándar (SPT).



Fuente: Libro el terreno de Matilde Gonzales.

2.2.3.1. Corrección del número de golpes N_{spt}

Según este autor se hace la corrección debido a factores de carga y factores relacionados con la energía, equipo y la perforación. La corrección por los procedimientos de campo y con base en las observaciones de campo parece razonable para estandarizar el número de penetración estándar como una función de la energía de entrada de hincado y su disipación alrededor del muestreador hacia el suelo circundante.

$$(N_1)_{60} = N_{spt} \cdot CN \cdot \frac{n_H}{60} \cdot n_R$$

Donde:

$(N_1)_{60}$ = N corregido aproximado al entero más próximo.

CN = Corrección de presión de confinamiento (sobrecapa).

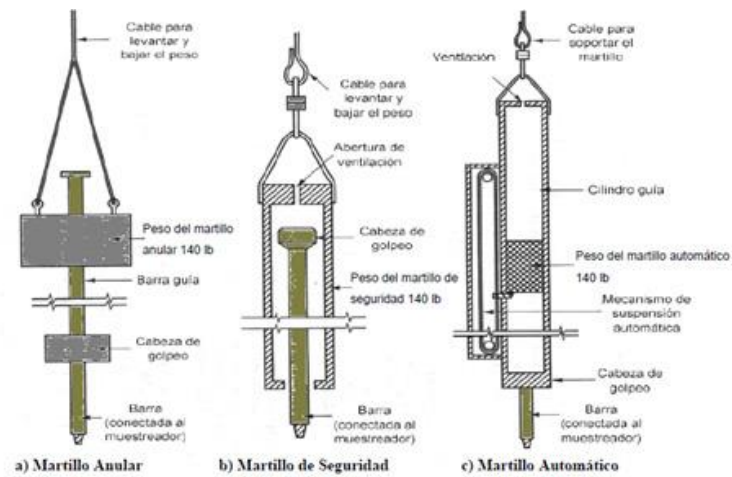
N_H = Corrección por relación de energía.

N_R = Corrección por longitud de barra.

➤ Corrección por relación de energía n_H .

Actualmente existen una gran variabilidad en los equipos para realizar el ensayo. En nuestro país el equipo que más se usa es el tipo anular o tipo dona, cuyo esquema se puede mostrar en la figura.

Figura 2.3: Equipos de perforación de mayor uso en la práctica de Ensayos SPT.



Fuente: J. Rivera & A. Torres (2012), “Prácticas que inciden en la calidad de los resultados

Sobre la variedad de equipos que pueden ser utilizados, existe una gran discusión sobre la eficiencia de la energía que los distintos equipos son capaces de generar, en relación a la energía estándar, sin embargo, al estimar la eficiencia de los diferentes equipos se tiene:

$$\frac{n_H}{E_{RS}} = \frac{\text{Relación de energía por martillo usado}}{\text{Relación de energía estándar}}$$

Para el caso del Martillo del tipo anular, se estima que este equipo entrega una cantidad de energía de aproximadamente el 45% de la E_{RS} .

La práctica actual es expresar el valor N para una relación energética estándar (E_{RS}) promedio del 60%. En la tabla 2.1, se muestra los valores de n_H tomados en diferentes países según como se libera el martillo.

Tabla 2.1: Variación de energía según martillo utilizado.

País	Tipo de martinete	Liberación del martinete	η_H (%)
Japón	Toroide	Caída libre	78
	Toroide	Cuerda y polea	67
Estados Unidos	De seguridad	Cuerda y polea	60
	Toroide	Cuerda y polea	45
Argentina	Toroide	Cuerda y polea	45
China	Toroide	Caída libre	60
	Toroide	Cuerda y polea	50

Fuente: Braja M. Das “fundamentos de ingeniería de cimentaciones”, 7ª edición.

➤ Corrección por longitud de barra η_R .

La energía entregada al muestreador se puede ver afectada en cierto grado por la longitud del barrenaje, a profundidades superficiales, se presenta un fenómeno de reversión de onda (contrarrestando parte de la energía), lo cual genera valores mayores de N campo, por lo que es usual aplicar algún tipo de corrección; comúnmente la profundidad en la que se genera este efecto oscila entre 0.0 m a 3.05 m.

Tabla 2.2: Variación de η_R .

Longitud de la barra,	
m	η_R
> 10	1.0
6-10	0.95
4-6	0.85
0-4	0.75

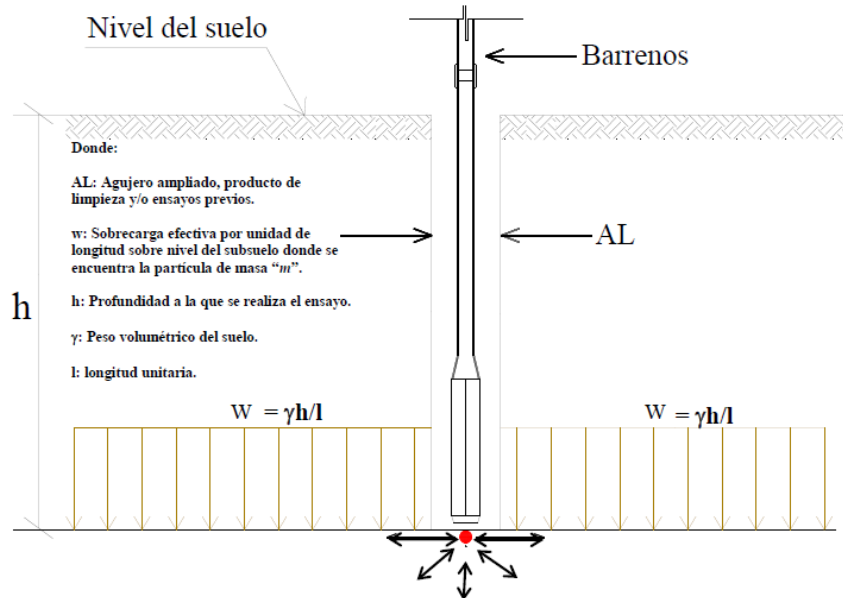
Fuente: Braja M. Das “fundamentos de ingeniería de cimentaciones”, 7ª edición.

➤ Por efecto de presión de confinamiento del suelo CN.

Dentro del proceso de normalización del valor de N es importante tomar en cuenta el efecto de la presión efectiva de confinamiento, la que se puede ejemplificar tomando una partícula de suelo de masa “m” a una profundidad (h), la que se encuentra confinada en su parte inferior, así como lateralmente, todas las partículas adyacentes a

la partícula (al mismo nivel) ejercen sobre esta, una presión de confinamiento que aumenta con la profundidad “h”.

Figura 2.4: Esquematación del efecto de la presión efectiva de confinamiento en una partícula de suelo de masa “m”.



La partícula de masa “m” confinada por las partículas de suelo circundante

Fuente: J. Rivera & A. Torres (2012), “Prácticas que inciden en la calidad de los resultados obtenidos del ensayo de penetración estándar”.

➤ Corrección por efecto de presión de confinamiento.

✓ Lía y Whitman 1986.

$$C_N = \sqrt{\left(\frac{1}{\frac{\sigma}{P_a}}\right)}$$

✓ Sed y colaboradores 1975.

$$C_N = 1 - 1,25 \cdot \log\left(\frac{1\sigma}{P_a}\right)$$

σ = Es la presión de sobrecarga efectiva KN/m².

P_a = Presión atmosférica (100 KN/m²).

2.2.4. Angulo de fricción interna

➤ Peck y Hanson y Thourburn.

$$\phi_1 = 27,1 + 0,3(N_1)_{60} - 0,00054(N_1)_{60}^2$$

2.2.5. Capacidad ultima por la Teoría de Terzaghi

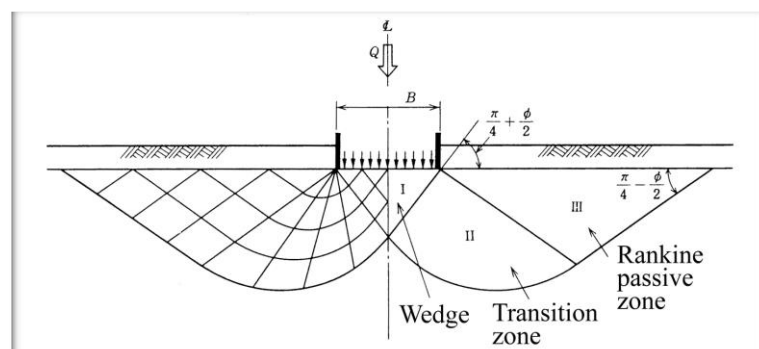
Esta teoría cubre el caso más general de suelos con cohesión y fricción; es la teoría más usada para el cálculo de la capacidad de carga en cimientos poco profundos.

La expresión cimiento poco profundo se aplica a aquel en el que el ancho B es igual o mayor que la distancia vertical entre el terreno natural y la base del cimiento (profundidad de desplante D_f).

En estas condiciones Terzaghi desprecia la resistencia al esfuerzo cortante arriba del nivel de desplante del cimiento, considerándola solo de dicho nivel hacia abajo. El terreno sobre la base del cimiento se supone que solo produce un efecto que puede representarse por una sobre carga $q = \gamma \cdot D_f$, actuante precisamente en un plano horizontal que pase por la base del cimiento, en donde es el peso volumétrico del suelo.

Con base en los estudios de Prandtl en suelos cohesivos, Terzaghi los extendió a suelos cohesivo fricciantes, proponiendo el mecanismo de falla mostrado en la figura.

Figura 2.5: Mecanismo de falla de un cimiento continuo poco profundo.



Fuente: L. Mendoza (2016), “Capacidad de carga de las cimentaciones”.

La solución de Terzaghi asume que existen tres zonas con movimientos diferentes bajo y alrededor de la aplicación de la carga:

La zona I, que es la que se encuentra inmediatamente debajo de la cimentación, tiene forma de cuña y no puede penetrar en el suelo a menos que la presión de los lados inclinados, AC y BC alcance la presión pasiva del suelo adyacente. Al moverse la zona I lo hace verticalmente hacia abajo junto con la cimentación.

La zona II, denominada zona de corte radial, es una zona de falla, y las grandes deformaciones que se presentan en ella provocan un levantamiento la zona III, la cual trata de resistir a dicho levantamiento con el peso del material de la misma.

La resistencia de la zona III variará de acuerdo a su tamaño, con el peso volumétrico del material y con la resistencia al deslizamiento a lo largo de la parte inferior CDE de dicha zona, resistencia que es función del Angulo de fricción interna, de la cohesión y del peso del suelo.

El límite inferior ACDE se compone de dos líneas rectas, AC y DE con inclinación de $45^\circ + \phi/2$ y $45^\circ - \phi/2$ con respecto a la horizontal, respectivamente. En el instante de la falla, para determinar la capacidad de carga límite de una cimentación corrida o continúa para la falla por corte general, Terzaghi presentó la siguiente ecuación para zapatas cuadradas:

$$q_{ult} = cN_c + \gamma D_f N_q + 0,4BN_\gamma$$

Donde:

c = Cohesión.

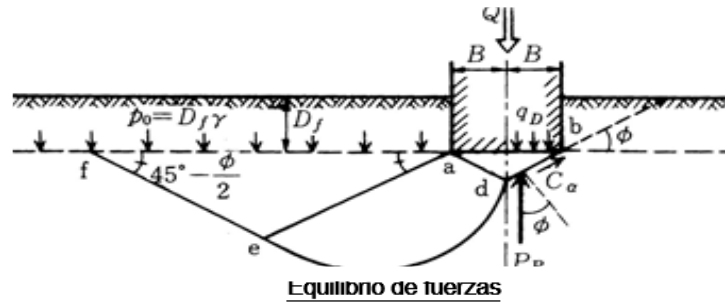
N_c, N_q, N_γ = Factores de carga.

D_f = Profundidad de cimentación.

γ = Peso específico.

B = Dimensión de zapata.

Figura 2.6: Equilibrio de fuerzas en la teoría de Terzaghi.



$$Q + \gamma B^2 \tan \phi - 2P_p - 2Bc_a \tan \phi = 0$$

Capacidad de carga

$$Q = 2P_p + 2Bc_a \tan \phi - \gamma B^2 \tan \phi$$

Fuente: L. Mendoza (2016), “Capacidad de carga de las cimentaciones”.

En la ecuación N_c , N_q y N_γ son coeficientes sin dimensión que dependen únicamente del ángulo de fricción interna del suelo y se llaman factores de capacidad de carga debidos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso del suelo.

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \quad N_c = (N_q - 1)\cot\phi \quad N_\gamma = 1,5(N_q - 1)\tan\phi$$

Para obtener la capacidad de carga última con respecto a falla local de un modo razonablemente aproximado para fines prácticos, Terzaghi corrigió su teoría de un modo sencillo introduciendo nuevos valores de c y ϕ para efectos de cálculo:

$$c'' = \frac{2}{3}c \quad \tan\phi = \frac{2}{3}\tan\phi$$

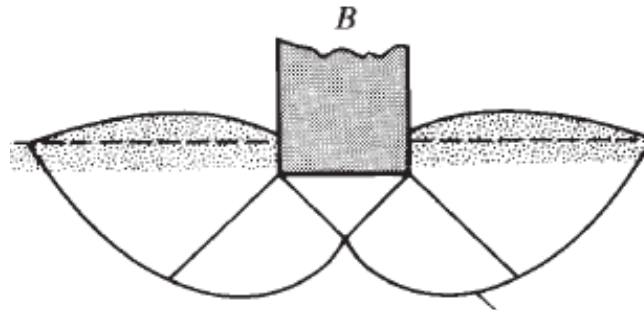
2.2.5.1. Mecanismo de fallas en cimentaciones superficiales

✓ La falla por corte general.

Se caracteriza por la presencia de una superficie de deslizamiento continuo dentro del terreno, que se inicia al borde de la cimentación y que avanza hasta la superficie del terreno.

Este tipo de falla es característico en arenas compactas, cuando el cimiento esta desplantado a poca profundidad; es decir, cuando los niveles de esfuerzo son bajos.

Figura 2.7: Falla por corte general.



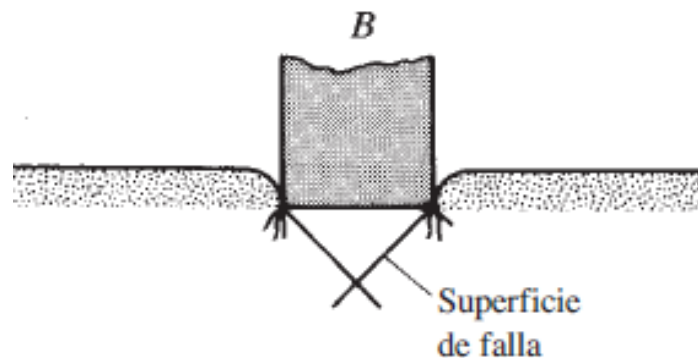
Fuente: Braja M. Das “fundamentos de ingeniería de cimentaciones”, 7º edición.

✓ La falla por punzonamiento.

Se caracteriza por un movimiento vertical de la cimentación mediante la compresión del suelo inmediatamente debajo de ella.

La rotura se presenta por corte alrededor de la cimentación y casi no se observan movimientos de este junto a la cimentación, manteniéndose el equilibrio horizontal y vertical en la cimentación.

Figura 2.8: Falla por punzonamiento.



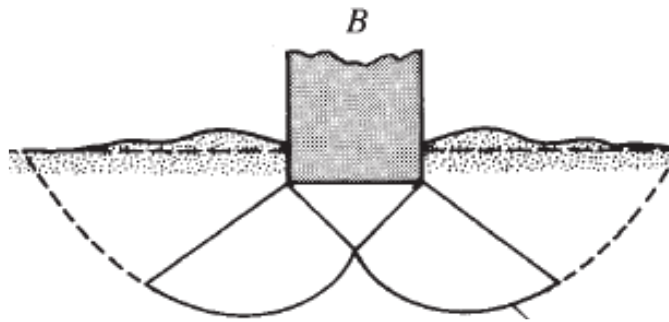
Fuente: Braja M. Das “fundamentos de ingeniería de cimentaciones”, 7º edición.

✓ La falla por corte local.

Esta falla se caracteriza por un mecanismo que solo se define con claridad bajo la cimentación y que consiste en una cuña y superficies de deslizamiento, que empiezan en los bordes de la zapata pero que se pierden sin llegar a desarrollarse.

En este tipo de falla existe una marcada tendencia al abultamiento del terreno a los lados del cimienta, pero es menor que en una falla general; también se define claramente un asentamiento, aunque menor que en la falla por punzonamiento.

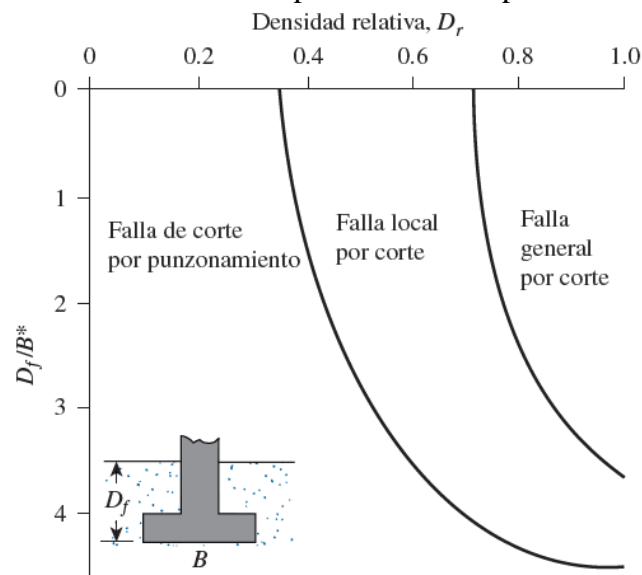
Figura 2.9: Falla por corte local.



Fuente: Braja M. Das “fundamentos de ingeniería de cimentaciones”, 7ª edición.

Vesic presenta un criterio de zonificación para los distintos tipos de falla en arena, como se muestra en la gráfica, dicha zonificación depende de la compacidad relativa de la arena y la relación D_f / B^* .

Figura 2.10: Zonificación depende de la compacidad relativa.



Fuente: Braja M. Das “fundamentos de ingeniería de cimentaciones”, 7ª edición.

2.2.5.2. Determinación de la capacidad admisible

El cálculo de la capacidad de carga permisible de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad (F_s) a la capacidad de carga última, lo que indica que las cargas impuestas generadas por la estructura no sobrepasen la capacidad admisible del suelo.

Este factor de seguridad para edificaciones corresponde a $F_s = 3$.

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{F_s}$$

q_{adm} = Capacidad de carga admisible o de trabajo.

Q_{ult} = Capacidad de carga última a la falla.

F_s = factor de seguridad.

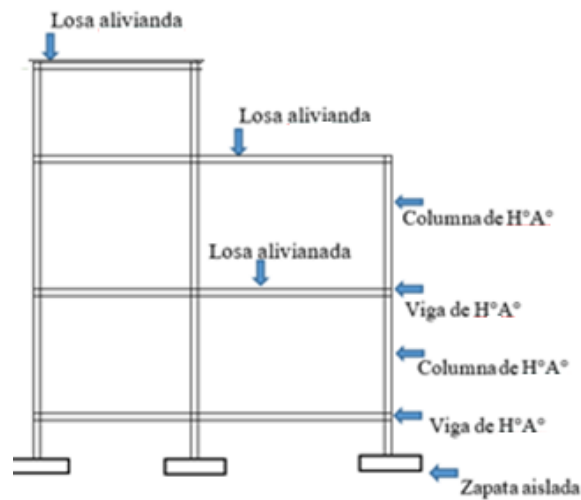
2.3. Diseño arquitectónico

El objetivo de la arquitectura no es más que diseñar una obra de carácter arquitectónico que satisfaga una necesidad concreta, como puede ser la demanda de espacio habitable. Este espacio puede estar diseñado para ser una residencia o un domicilio, o bien para un espacio de trabajo u oficio, como podría ser unas oficinas, un auditorio que deben ser funcionales y estéticos.

2.4. Sustentación de la edificación

La estructura de sustentación se la idealizara como una estructura aporricada con columnas y vigas de $H^{\circ}A^{\circ}$, losas y zapatas aisladas como elementos de fundación. Estos elementos están ubicados según las necesidades que presenta el plano arquitectónico.

Figura 2.11: Idealización de la estructura.



Fuente: Elaboración propia.

2.5. Diseño estructural

2.5.1. Estructura de sustentación

2.5.1.1. Hormigones

La resistencia característica del hormigón es el resultado de un control estadístico realizado con probetas de ensayo cuyo resultado sigue una curva de distribución de frecuencias (curva de Gauss), este es un valor con un 95 % de probabilidad que ocurra. Se adopta como resistencia característica del hormigón a compresión (f_{ck}), a la resistencia que alcanza el hormigón a los 28 días.

2.5.1.1.1. Clasificación del hormigón según su resistencia

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

H 12,5; H 15; H 17,5; H 20; H 25; H 30; H 35; H 40; H 45; H 50

Donde las cifras corresponden a las resistencias de proyecto f_{ck} , en Mpa.

2.5.1.1.2. Resistencia de cálculo

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

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

Donde:

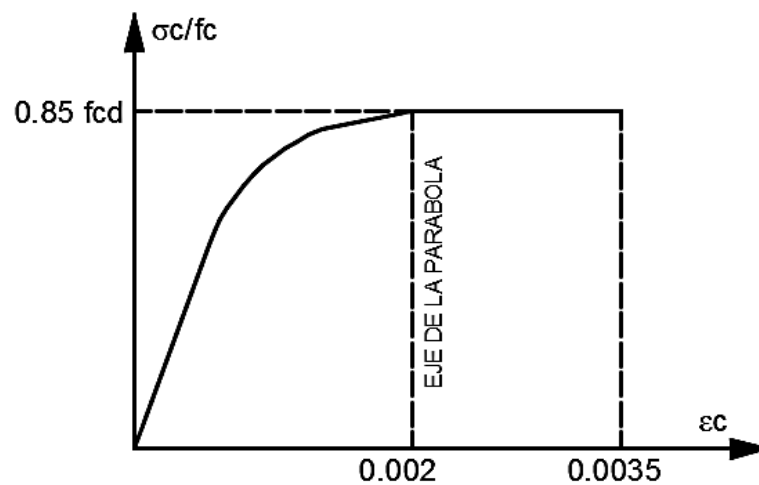
f_{ck} = Resistencia característica del hormigón a compresión.

γ_c = Coeficiente de minoración.

2.5.1.1.3. Diagrama parábola-rectángulo

Formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo, 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 a una compresión igual a $0,85 f_{cd}$.

Figura 2.12: Diagrama Parábola – Rectángulo.



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

2.5.1.1.4. Módulo de deformación longitudinal

Como valor medio del módulo secante de la deformación longitudinal del hormigón E_{cm} se adoptará el dado por la siguiente expresión:

$$E_o = 9500 \cdot \sqrt[3]{f_{ck} + 8} \quad [\text{Mpa.}]$$

Donde:

f_{ck} = resistencia característica a compresión del hormigón a los 28 días de edad.

2.5.1.1.5. Coeficiente de Poisson

Para el coeficiente de Poisson, relativo a las deformaciones elásticas, bajo tensiones normales de utilización, se tomará un valor medio, ν igual a 0,20. En ciertos cálculos, puede despreciarse el efecto de la dilatación transversal.

2.5.1.1.6. Coeficiente de dilatación térmica

Como coeficiente de dilatación térmica del hormigón armado, se tomará: $\alpha = 1 \times 10^{-5}$ por grado centígrado.

2.5.1.2. Aceros

Las armaduras para el hormigón serán de acero y estarán constituidas por barras corrugadas. Los diámetros nominales en milímetros de las barras corrugadas que se utiliza en el proyecto se muestran en Anexo A (tabla A1.1).

2.5.1.2.1. Resistencia característica

La resistencia característica del acero f_{yk} , se define como el cuantil 5% del límite elástico en tracción (aparente f_y o convencional al 0,2%, $f_{0,2}$).

2.5.1.2.2. Resistencia de cálculo

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

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

Donde:

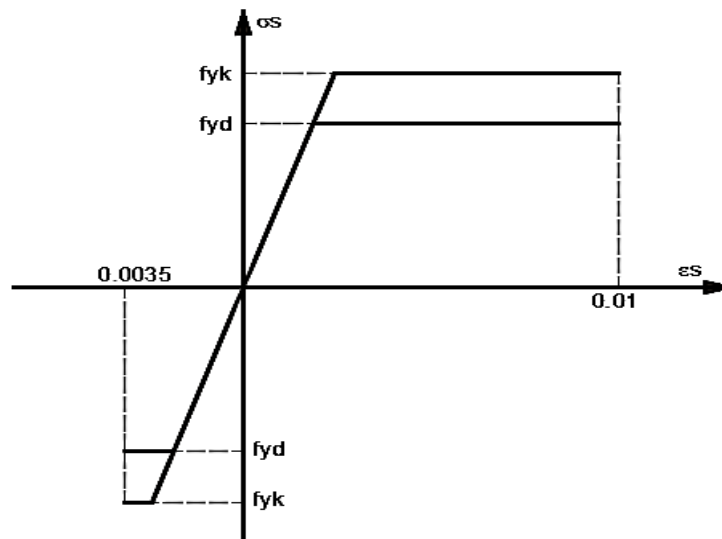
f_{yk} = Límite elástico del proyecto.

γ_s = Coeficiente de minoración.

2.5.1.2.3. Diagramas tensión-deformación

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

Figura 2.13: Diagrama tensión deformación.



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

2.5.1.2.4. Módulo de deformación longitudinal

Para todas las armaduras nombradas en el cuadro anterior, como módulo de deformación longitudinal se tomará $E_s = 210000$ Mpa.

2.5.1.2.5. Coeficiente de dilatación térmica

Se tomará igual al del hormigón, es decir: $\alpha = 1,0 \times 10^{-5}$, por grado centígrado.

2.5.1.3. Estados límites últimos

Con el objeto de limitar convenientemente la probabilidad de que, en realidad, el efecto de las acciones exteriores pueda ser superior al previsto, o que la respuesta de la estructura resulte inferior a la calculada, el margen de seguridad correspondiente se introduce en los cálculos mediante unos coeficientes de ponderación, que multiplican

los valores característicos de las acciones, y otros coeficientes de minoración, que dividen los valores característicos de las propiedades resistentes de los materiales que constituyen la estructura.

En consecuencia, el proceso de cálculo debe cumplir estrictamente con 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.

Los valores básicos de los coeficientes de seguridad para el estudio de los estados límites últimos se muestran a detalle en Anexo A (tabla A1.2).

Por lo tanto, los coeficientes de seguridad para el estado de límite último son:

- Coeficiente de minoración del acero $\gamma_s = 1,15$
- Coeficiente de minoración del hormigón $\gamma_c = 1,50$
- Coeficiente de mayoración de carga muerta $\gamma_{fg} = 1,60$
- Coeficiente de mayoración de carga viva $\gamma_{fq} = 1,60$

2.5.1.3.1. Hipótesis de carga más desfavorable

Cuando la reglamentación específica de las estructuras no indique otra cosa se aplicarán las hipótesis de carga enunciadas a continuación.

Hipótesis I: $\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q$

Hipótesis II: $0,9 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q) + 0,9 \cdot \gamma_{fg} \cdot W$

Hipótesis III: $0,8 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$

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

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

Q_{eq} = valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno más las acciones indirectas con carácter variable, durante la acción sísmica.

W_{eq} = valor característico de la carga de viento, durante la acción sísmica. En general mayormente se tomará $W_{eq} = 0$.

F_{eq} = Valor característico de la acción sísmica.

2.5.1.4. Hipótesis básicas

Para el cálculo de secciones en agotamiento, o estados límites últimos, se tendrán en cuenta las siguientes hipótesis:

a) Teorema de Bernoulli.

Las secciones inicialmente planas, permanecen planas al ser sometidas a la sollicitación. Esta hipótesis es válida para piezas en las que la relación de la distancia entre puntos de momento nulo, al canto total, l_0/h , sea superior a 2.

b) Se supone una adherencia total del acero y el hormigón, es decir, que no existe deslizamiento entre ambos materiales.

c) Se considera despreciable la resistencia a la tracción del hormigón.

d) Se admite que el acortamiento unitario máximo del hormigón es igual a:

0,0035, en flexión simple o compuesta, recta o esviada.

0,002, en compresión simple.

e) El alargamiento unitario máximo de la armadura se toma igual a 0,010.

f) En el agotamiento, los dominios de deformación relativos al hormigón y al acero, según las distintas sollicitaciones.

2.5.1.5. Dominios de deformación

Las deformaciones límites de las secciones, según la naturaleza de la sollicitación, conducen a admitir los siguientes dominios que se muestran en Anexo A (tabla A1.3).

2.5.1.6. Disposición de armaduras

2.5.1.6.1. Distancia entre barras

La disposición de armaduras debe ser tal que permita un correcto hormigonado de la pieza de manera que todas las barras queden perfectamente envueltas por el hormigón.

La distancia horizontal libre o espaciamiento entre dos barras, será igual o superior al mayor de los tres valores siguientes:

- 2 (dos) centímetros.
- El diámetro de la mayor.
- 1.25 veces el tamaño máximo del árido.

2.5.1.6.2. Distancia a los parámetros

Se denomina recubrimiento a la distancia libre entre su superficie y el parámetro más próximo de la pieza. El objetivo del recubrimiento es proteger las armaduras de la corrosión. Se recomienda los recubrimientos mínimos en Anexo A (tabla A1.4).

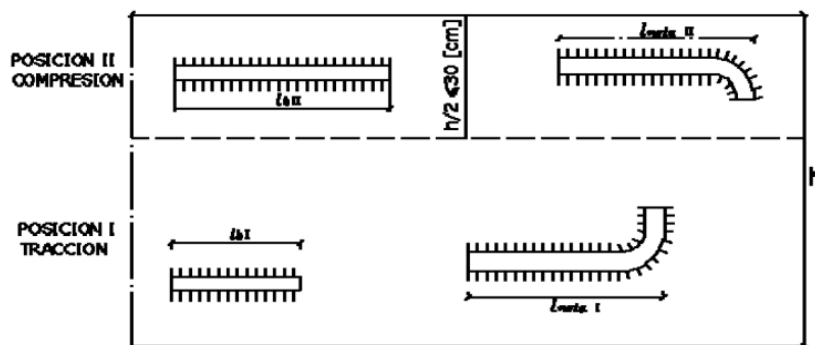
2.5.1.6.3. Anclaje de las armaduras

La longitud de anclaje es función de sus características geométricas de adherencia, de la resistencia del hormigón, y de la posición de la barra con respecto a la dirección del hormigonado, del esfuerzo en la armadura y de la forma del dispositivo de anclaje.

Las fórmulas que se utilizan para calcular la longitud de anclaje por prolongación recta son:

$$l_{bI} = m \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi \geq 15 \text{ cm} \quad l_{bII} = 1,4 \cdot m \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{14} \cdot \phi \geq 15 \text{ cm}$$

Figura 2.14: Longitud de anclaje según su posición.



Fuente: Norma Boliviana CBH-87.

Donde:

l_{Bi} = Longitud de anclaje por prolongación recta, posición I, en cm.

l_{Bii} = Longitud de anclaje por prolongación recta, posición II, en cm.

$M = 14$ Coeficiente que para Hormigón H20 y Acero AH 500 ver Anexo A (tabla A1.8).

\emptyset = Diámetro de la armadura de acero cm.

F_{yk} = Limite elástico característico del acero, en N/mm^2 .

La terminación en patilla normalizada de cualquier anclaje de barras corrugadas, en tracción permite reducir a longitud neta de anclaje a:

$$l_{neta} = 0,7 \cdot l_b \geq 10 \cdot \emptyset \geq 150 \text{ mm}$$

2.5.1.6.4. Empalmes por traslapo

Es el tipo de empalme más común, no es aconsejable utilizarlo en diámetros mayor a 25 mm.

✓ Empalmes sin ganchos.

El tamaño del empalme es igual al tamaño de anclaje corregido por un coeficiente α como se muestra en Anexo A (tabla A1.5) que toma en cuenta, la cantidad de barras traccionadas empalmadas en la misma región, además depende de:

$$l_v = \alpha \cdot l_b$$

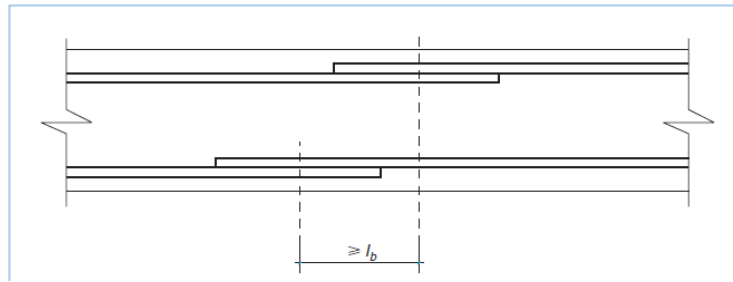
✓ Con ganchos para aceros corrugados.

$$l_v = (\alpha l_v - 10 \cdot \emptyset) \geq \begin{cases} 20 \text{ cn} \\ 10\emptyset \\ 0,5 l_b \end{cases}$$

✓ Del porcentaje de barras empalmadas en la misma sección.

✓ El largo del empalme, también depende de la distancia “a” que es la distancia entre ejes de las barras empalmadas, en la misma sección transversal.

Figura 2.15: Empalme por solapo.



Fuente: Norma Española (EHE-08).

2.5.1.6.5. Doblado de las armaduras

En las piezas de hormigón armado las barras deben doblarse con radios más amplios que los utilizados en ensayo para no provocar una perjudicial concentración de tensiones en el hormigón de la zona de codo. En este sentido conviene advertir que las tracciones transversales que tienden a desgarrar el hormigón suelen ser más peligrosas que las compresiones originadas directamente por el codo.

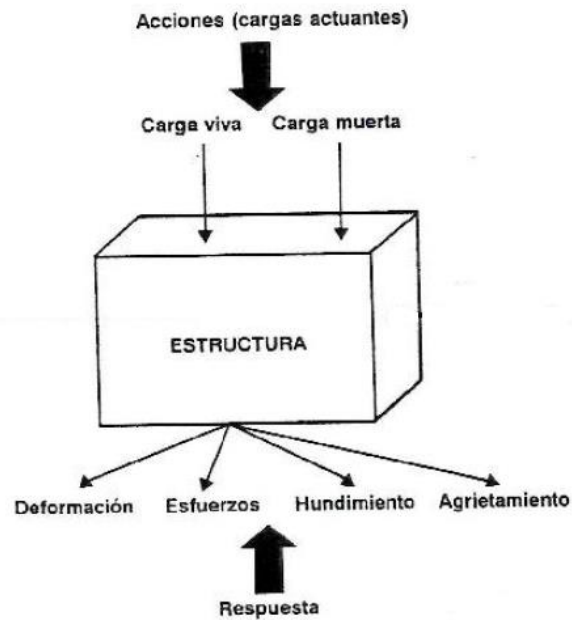
- Radios de curvatura para ganchos y estribos son los que se muestran en Anexo A (tabla A1.6).
- ✓ En el caso de estribos con $\varnothing < 10\text{mm}$ los radios de curvatura internos podrán ser adoptados igual a $1.50 \varnothing$ cualquiera que sea el acero.
- Radios de curvatura para la armadura principal son los que se muestran en Anexo (tabla A1.7).
- ✓ En caso que el doblado sea en varias capas para evitar el colapso y la fisuración del hormigón en la región, se aumenta el radio mínimo de doblaje en función de la cantidad de capas.

2.5.2. Acciones sobre las estructuras

Se entienden por acción a las cargas a las cuales estarán sometidas las estructuras las cuales deben estar consideradas en el diseño.

Las cargas que se consideran dependiendo el uso de ambiente se encuentran en la (tabla B2.1) Anexo B.

Figura 2.16: Cargas actuantes en la estructura.



Fuente: Análisis y diseño de edificaciones de tomas Flavio castillo.

2.5.3. Junta de dilatación

Se denominan juntas de dilatación, a los cortes que se dan a una estructura, con el objeto de permitir los movimientos originados por las variaciones de temperatura.

En el caso de edificios corrientes, la separación entre juntas de dilatación, función de las condiciones climatológicas del lugar en que estén ubicados, no será superior a:

- En regiones secas o con gran variación de temperatura (superior a 10 °C), 25 m.
- En regiones húmedas y de temperatura poco variable (variación no mayor de 10 °C), 50 m.

$$\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T$$

Donde:

α = Coeficiente de dilatación térmica.

L = Longitud de la estructura.

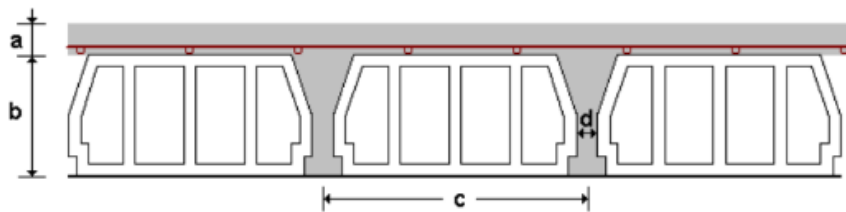
ΔT = Variación de temperatura.

2.5.4. Diseño de losa

2.5.4.1. Losa alivianada con viguetas pretensadas

El sistema estructural formado por componentes portantes prefabricados denominados viguetas pretensadas, con un componente aligerante (plastoformo), una malla de compresión y una losa de compresión.

Figura 2.17: Losa alivianada con viguetas pretensadas.



Fuente: Catalogo pretensa.

Se requiere colocar acero de refuerzo en la capa de compresión para resistir los esfuerzos de flexión, evitar agrietamientos por cambios volumétricos por variaciones de temperatura.

Condiciones que debe cumplir los forjados:

- Los forjados de semiviguetas o nervados, tendrán una placa superior de hormigón cuyo espesor h_0 , cumplirá las siguientes condiciones:
 - ✓ Con o sin piezas aligerantes: no será inferior a 3 cm ni a “ $a/6$ ”: siendo “ a ” la distancia del punto considerado al centro de la pieza.
- Se colocará una armadura de reparto constituida por barras separadas como máximo 30 cm. Y cuya área A , en cm^2/m , cumplirá la condición:

$$A_{min} \geq \frac{500 \cdot h_0}{f_{sd}} \geq \frac{20000}{f_{sd}}$$

Donde:

A_{min} = Es la armadura de reparto (mm^2/m).

h_0 = Espesor de la losa de compresión (cm).

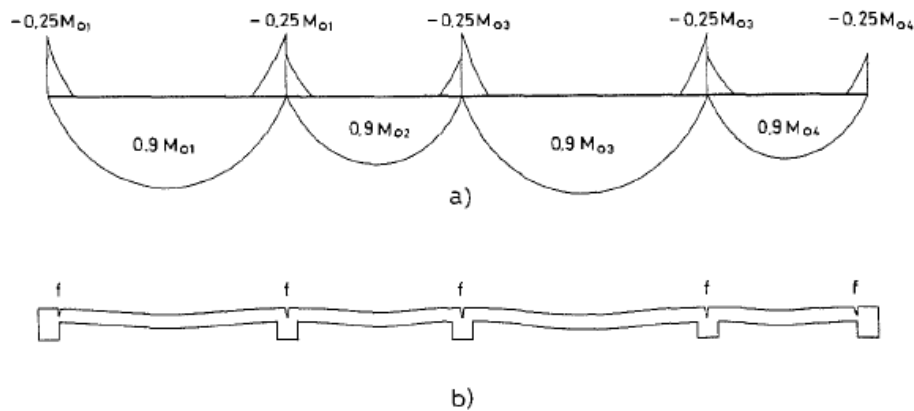
f_{sd} = Resistencia de cálculo del acero de la armadura de reparto (Mpa).

2.5.4.2. Forjados de uno o varios tramos calculados como isostáticos

Debe cuidarse de la existencia de empotramientos imprevistos que pueden producir un momento negativo capaz de provocar fisuras.

El momento en el vano debe ser M_o , y debe cubrirse en apoyos $0,25 M_o$ para tal caso se puede reducir a $0,9 M_o$ en el vano central.

Figura 2.18: Momentos estáticos en varios tramos.



Fuente: Proyecto y Cálculo Estructuras de Hormigón (T. Calavera).

2.5.5. Diseño de vigas

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

2.5.5.1. Cálculo a flexión simple

➤ Se mayorará el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_s .

$$M_d = \gamma_s \cdot M$$

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

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

Donde:

b_w = Ancho de la viga.

D = Es la distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura.

F_{cd} = Resistencia de diseño del hormigón.

➤ Se calculará el valor μ_{lim} , se obtiene del Anexo A (tabla A1.9).

$\mu_{lim} \geq \mu_d$ no se necesita armadura de 32compresión.

✓ Con el valor del momento reducido se entra (Anexo A tabla A1.3) y se obtiene la cuantía mecánica w_s .

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

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

Donde:

b_w = Ancho de la viga.

W_s = Cuantía mecánica de la armadura.

F_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

A_s = Área de la armadura a tracción.

✓ Calcular la armadura mínima y el valor de w_s se obtiene de la Anexo A (tabla A1.10).

$$A_{s \min} = w_s \cdot b_w \cdot h$$

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

2.5.5.2. Cálculo de la armadura transversal

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

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

➤ Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.

$$f_{vd} = 0,1565 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

➤ Contribución de hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

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

➤ Cortante último por agotamiento por compresión oblicua del hormigón.

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

➤ Disponer armadura mínima $V_d \leq V_{cu}$.

$$A_{smin} = 0,02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Si no cumple esta condición, $V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$ entonces se deberá cambiar la sección.

$$V_{su} = V_d - V_{cu}$$

➤ Armadura necesaria para resistir a cortante.

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Donde:

b_w = Ancho de la viga.

D = Canto útil.

W_s = Cuantía mecánica de la armadura.

F_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

A_s = Área de la armadura a tracción.

F_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

2.5.5.3. Cálculo de la armadura por torsión

Toda pieza prismática de hormigón que tenga sollicitación de torsión simple o acompañada de flexión y esfuerzo cortante se calculara o comprobaran según a lo que a continuación se indica con las armaduras longitudinales y transversales.

➤ Comprobaciones relativas al hormigón.

La condición de agotamiento, por compresión, del hormigón de las piezas de sección convexa, maciza o hueca, viene dada por:

$$T_{u1} = 0,36 \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e$$

Donde:

T_d = Momento torsor de cálculo, actuante en la sección.

T_{u1} = Momento torsor de agotamiento, por compresión del hormigón.

A_e = Área envuelta por el contorno medio de la sección hueca, eficaz

$$A_e = (b_w - h_e) \cdot (t - h_e).$$

$$H_e = \text{Espesor eficaz } h_e = \frac{A}{u} = \frac{b_w \cdot t}{2 \cdot (b_w + t)} \geq 2 \cdot c.$$

➤ Comprobaciones relativas a las armaduras.

✓ La condición de agotamiento por tracción de la armadura transversal es:

$$T_{u2} = \frac{2 \cdot A_e \cdot A_t}{s_t} f_{yd} \geq T_d$$

Donde:

T_d = Momento torsor de cálculo.

T_{u2} = Momento de agotamiento por tracción de la armadura transversal.

A_e = Área envuelta por el contorno medio de la sección hueca eficaz.

A_t = Área de la sección de una de las barras de los cercos que constituyen la armadura transversal.

s_t = Separación entre cercos o entre barras de la malla.

F_{yd} = Resistencia de cálculo del acero de la armadura transversal (≤ 420 Mpa).

✓ La condición de agotamiento por tracción de la armadura longitudinal es:

$$T_{u3} = \frac{2 \cdot A_e}{u_e} \cdot A_l \cdot f_{yd} \geq T_d$$

Donde:

T_{u3} = Momento torsor por agotamiento por tracción de la armadura longitudinal.

U_e = Perímetro del contorno medio de la sección hueca eficaz.

$$u_e = 2 \cdot (b_w - h_e) + 2 \cdot (t - h_e).$$

A_l = Área de la sección de armaduras longitudinales.

F_{yd} = Resistencia de cálculo del acero de la armadura longitudinal.

2.5.6. Diseño de columnas

Las columnas o Pilares de hormigón armado, forman piezas generalmente verticales, en las que la solicitud normal es lo más importante. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales y estribos, las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber bien compresiones en colaboración con el hormigón, bien tracciones en los casos de flexión compuesta.

2.5.6.1. Excentricidad mínima de cálculo

La norma se comienza a tomar en cuenta una excentricidad accidental mínima, en dirección más desfavorable, igual al mayor de los valores, $h/20$ y 2cm siendo h el canto en la dirección considerada.

2.5.6.2. Disposición relativa de armadura

Las armaduras estarán constituidas por barras longitudinales y una armadura transversal formada por estribos. Con objeto de facilitar la colocación y compactación

del hormigón, la menor dimensión de los soportes rectangulares debe ser 25 cm y 25 cm en sección circular.

➤ Armaduras longitudinales.

Tendrán un diámetro no menor de 1.2 cm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la sección. En los soportes de sección circular debe colocarse un mínimo de 6 barras. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones.

- ✓ La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 35 cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15 cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar el pandeo de la misma.
- ✓ Para que el hormigón puede entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara no debe ser igual o mayor a 2 cm, que el diámetro de la barra mayor y que 6/5 del tamaño máximo del árido, no obstante, en las esquinas de los soportes se pondrán colocar dos o tres barras en contacto.

➤ Armadura transversal.

La misión de los estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar la ruptura por deslizamiento de hormigón a lo largo de planos inclinados y eventualmente contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes.

- ✓ El diámetro del estribo no debe ser menor a:

$$\phi_E \geq \left\{ \frac{1}{4} \cdot \phi_{min} \right\}$$

$$\phi_E \geq 6 \text{ mm}$$

- ✓ La separación del estribo debe ser:

$$\phi_E \leq b_e$$

$$\phi_E \geq 12 * \phi_{min}$$

b_e = Menor dimensión del núcleo de hormigón.

ϕ_{min} = Diámetro mínimo de la barra longitudinal.

2.5.6.3. Pandeo de piezas comprimidas

En las piezas comprimidas esbeltas hormigón armado no es aplicable la teoría habitual de primer orden, en la que se desprecia la deformación de la estructura al calcular los esfuerzos. Por efecto de las deformaciones transversales, que son inevitables aún en el caso de las piezas cargadas axialmente (debido a la incertidumbre del punto de aplicación de la carga) aparecen momento de segundo orden que disminuyen la capacidad resistente de la pieza y pueden conducir a la inestabilidad de la misma.

2.5.6.4. Longitud de pandeo, Esbeltez geométrica y Esbeltez mecánica

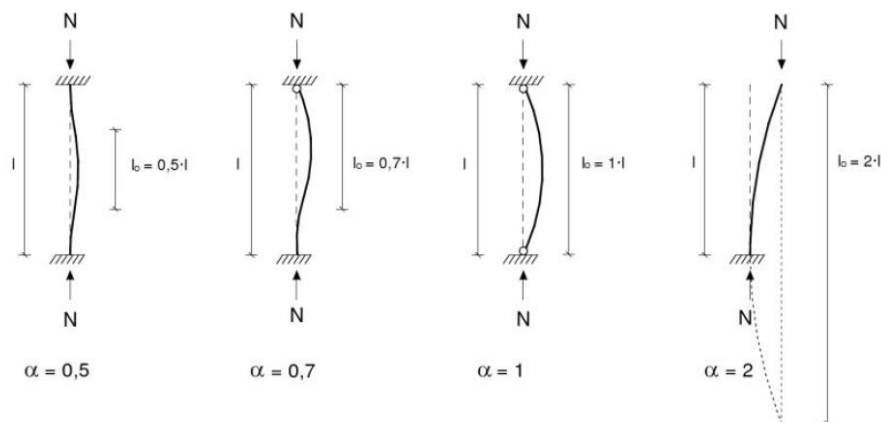
➤ Longitud de pandeo.

La longitud de pandeo es la distancia entre puntos de inflexión de la deformada. En pórticos planos, las longitudes de pandeo (l_0) en el plano considerado son función de las rigideces relativas de las vigas y soportes que concurren en los nudos extremos del elemento analizado se pueden determinar como:

$$l_0 = \alpha \cdot l$$

✓ El valor de coeficiente α : casos puros, columnas aisladas.

Figura 2.19: Longitud de pandeo para columnas aisladas.



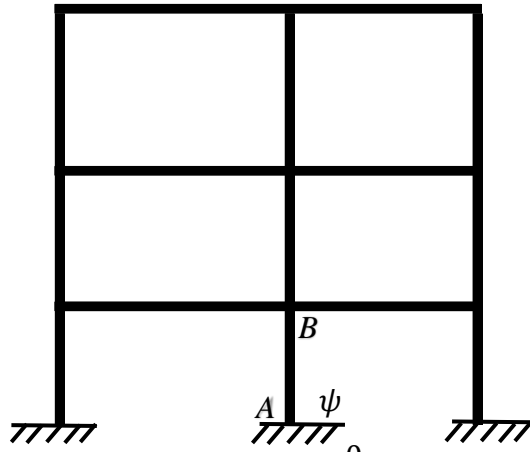
Fuente: Estructuras de hormigón armado de Pepa Gómez.

✓ Valores del coeficiente α : columnas en estructuras porticadas.

El valor de α depende de la relación de rigideces (grado de deformabilidad) de los soportes y las vigas que concurren en los nudos extremos de la pieza en compresión considerada, así como la desplazabilidad de la estructura a la que pertenece traslacional o intraslacional.

Para calcular su valor, utilizamos los nomogramas tabla A1.11 (Anexo A).

Figura 2.20: Modelo de una estructura aporricada.



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

Fuente: Elaboración propia.

➤ Esbeltez geométrica.

Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación:

$$\lambda = \frac{l_0}{h}$$

l_0 = Longitud de pandeo.

h = Dimensión de la sección en el plano de pandeo.

➤ Esbeltez mecánica.

$$\lambda = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

l_0 = Longitud de pandeo.

I = Inercia en dicho plano.

A = Área de sección.

Los valores límites para la esbeltez mecánica que se encomienda la norma:

- ✓ Para esbeltez mecánicas $\lambda < 35$ (esbelteces geométricas menores a 10), la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación de pandeo.
- ✓ Para esbeltez mecánicas $35 \leq \lambda < 100$ (geométricas $10 \leq \lambda < 29$), puede aplicarse el método aproximado.
- ✓ Para esbeltez mecánica $100 \leq \lambda < 200$ (geométrica $29 \leq \lambda < 58$), debe aplicarse el método general. Para soporte de sección y armadura constante puede aplicarse el método aproximado.
- ✓ La norma boliviana no cubre esbelteces mecánicas λ de los pilares superior a 200.

2.5.6.5. Excentricidades

➤ Excentricidad de primer orden.

Se tomará como excentricidad de primer orden la correspondiente al extremo de mayor momento (M_{dx} o M_{dy}) entre la carga de esfuerzo axial (N_d).

$$e_{0x} = \frac{M_{dy}}{N_d} \qquad e_{0y} = \frac{M_{dx}}{N_d}$$

➤ Excentricidad mínima de cálculo o accidental.

La norma boliviana toma en cuenta los pequeños errores constructivos y las inexactitudes en el punto de aplicación de la fuerza normal y considera una excentricidad constructiva en dirección al plano de pandeo igual al mayor de los dos valores:

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

Donde:

c = Canto en la dirección considerada.

➤ Excentricidad adicional efectos de 2º orden o ficticia.

Es una dimensión convencional para tomar en consideraciones los efectos de pandeo.

Para piezas de sección rectangular viene dada por:

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

Donde:

c = Dimensión de la sección, paralela al plano de pandeo.

➤ Excentricidad final.

$$e_f = e_o + e_a + e_{fic}$$

2.5.6.6. Esfuerzos sobre las columnas

➤ Cálculo de la capacidad mecánica del hormigón.

$$U_c = f_{cd} \cdot A_c = f_{cd} \cdot b \cdot h$$

➤ Cálculo de los esfuerzos reducidos.

$$\nu = \frac{N_d}{U_c} \quad \mu_x = \frac{N_d \cdot e_{fx}}{U_c \cdot h} \quad \mu_y = \frac{N_d \cdot e_{fy}}{U_c \cdot b}$$

➤ Determinar la cuantía mecánica w .

Con los valores de los esfuerzos reducidos y definiendo la distribución de la armadura para las columnas se entra en los ábacos en roseta que corresponde.

➤ Calcular la armadura total de acero.

$$A_{total} = \frac{U_{total}}{f_{yd}} \rightarrow A_{total} = \frac{w \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

➤ La armadura mínima es:

$$0,1 \cdot N_d \leq A_{s \text{ mín}} \cdot f_{yd} \leq A_c \cdot f_{cd} \quad A_{s \text{ mín}} = \frac{0,1 \cdot N_d}{f_{yd}}$$

Esto quiere decir que el acero, tomará por lo menos el 10% de la carga, pero no sobrepasará la carga que tome el hormigón.

2.5.7. Escaleras

Una escalera es un medio de acceso a los pisos de trabajo, que permite a las personas ascender y descender de frente sirviendo para comunicar entre sí los diferentes niveles de un edificio. Las partes que puede tener una escalera son:

Tramo: Sucesión ininterrumpida de escalones entre descansos.

Descanso: Parte horizontal más extensa que limita los tramos entre los niveles de piso.

Huella: Parte horizontal del escalón.

➤ Cálculo del espesor de la losa de la escalera.

$$h = \frac{L_c}{30}$$

Donde:

h = Espesor de la losa de la escalera.

Lc = longitud horizontal de la escalera.

2.5.8. Diseño de zapatas

La función de una cimentación es transmitir las cargas de la súper estructura y el peso propio de ellas al terreno, pero por demás tienen las siguientes funciones: proporcionar apoyo a la estructura distribuyendo las descargas considerando un factor de seguridad adecuado entre la estructura de cimentación y el suelo limitando los asentamientos totales y diferenciales con la finalidad de controlar los daños en la construcción.

➤ Zapatas aisladas.

Las zapatas aisladas son losas de cimentación normalmente de concreto reforzado con dimensiones largo A y ancho B con relación A/B que no excede a 1.5. La cimentación debe soportar la carga de las columnas. En este caso cada Zapata puede ser independiente una de otra por lo que se requiere que los asentamientos diferenciales entre ellas no excedan los asentamientos totales o diferenciales permitidos.

➤ Determinar el peso total “N” que soportará la zapata.

Primeramente, aproximamos el peso de la zapata como el 10 % del peso total “N” que llega a la zapata, entonces el peso total “N” (carga que llega a la zapata más el peso de la zapata) es: $N = 1,10 \cdot N$.

➤ Determinar las dimensiones “A” y “B” de la base de la zapata.

La zapata necesita un área, de tal forma que el esfuerzo máximo que se presente en la zapata no supere al esfuerzo admisible del suelo, entonces se calcula primero un área necesaria dada por:

$$A_{nec} = \frac{N}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

Se escoge un área “A_T” mayor a la necesaria, y con este valor se determina las dimensiones tentativas de “A” y “B” tal que:

$$A_T = A \cdot B$$

Debe recordarse que los valores de “a” y “b” deben ser dimensiones constructivas.

Escogidos los valores de “A” y “B” se calcula el esfuerzo máximo “q₁” que se presentará en la zapata dado por la ecuación:

$$q_1 = \frac{N}{A \cdot B} + \frac{6Mx}{B \cdot A^2} + \frac{6My}{A \cdot B^2}$$

En esta etapa hay que verificar que:

$$q_1 < \bar{q}_{adm}$$

Si no cumple se debe escoger otro valor de área y determinar los valores de “A” y “B”.

➤ Se determina la carga real “N” que actuará en la zapata.

Con las dimensiones ya definidas, se calcula el peso real de la zapata dada por:

$$Peso\ Zapata = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot A \cdot B \cdot h$$

Luego se calcula el peso real que actuará en la zapata.

$$N = N' + (\text{Peso Zapata})$$

➤ Cálculo de los momentos corregidos.

Como existen fuerzas cortantes (V_x y V_y) en la base de la zapata, es necesario calcular momentos corregidos debido a estas fuerzas, dichos momentos se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$M_x = M_{x1} + V_x \cdot h$$

$$M_y = M_{y1} + V_y \cdot h$$

➤ Cálculo de los esfuerzos en la zapata.

$$q_1 = \frac{N}{A \cdot B} + \frac{6M_x}{B \cdot A^2} + \frac{6M_y}{A \cdot A^2}$$

$$q_2 = \frac{N}{A \cdot B} - \frac{6M_x}{B \cdot A^2} + \frac{6M_y}{b \cdot a^2}$$

$$q_3 = \frac{N}{A \cdot B} + \frac{6M_x}{B \cdot A^2} - \frac{6M_y}{A \cdot B^2}$$

$$q_4 = \frac{N}{A \cdot B} - \frac{6M_x}{B \cdot A^2} - \frac{6M_y}{A \cdot B^2}$$

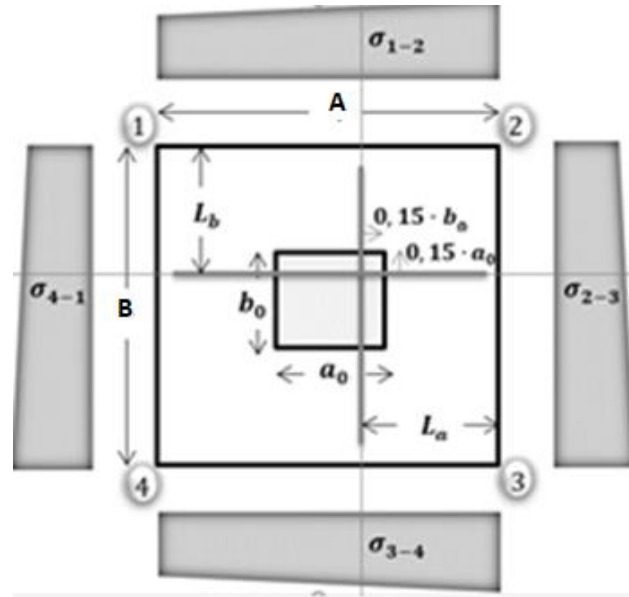
En esta etapa se tiene que verificar que la mayoría del área de la zapata este comprimida, para lo cual el área comprimida tiene que ser mayor que la mitad del área total. Si no cumpliría esta verificación se debe cambiar el área de la sección.

Luego se debe de verificar: $q_1 < \bar{q}_{adm}$, si no cumpliría esta verificación se debe cambiar el área de la zapata.

➤ Cálculo del momento de diseño.

Para el momento de diseño se halla el momento a una distancia del 0,15 a_o.

Figura 2.21: Esfuerzos que actúan en las zapatas.



Fuente: Elaboración propia.

$$L_A = \frac{A - a_0}{2} + 0,15 * a_0$$

✓ Valor de la tensión del terreno bajo la sección de referencia.

$$\sigma_{S1} = q_4 + \left(\frac{q_3 - q_4}{A} \cdot (A - l_A) \right)$$

✓ Obtención del Momento en la sección de referencia (M_{S1}):

- Momento debido a las reacciones del terreno bajo la zapata.

$$M_{ter} = B \cdot \left(\sigma_{S1} \cdot \frac{l_A^2}{2} + \frac{(q_3 - \sigma_{S1})}{2} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot l_A^2 \right) \right)$$

- Momento debido al peso de la zapata.

$$M_z = \gamma_H \cdot h \cdot B \cdot l_A \cdot \left(0,15 \cdot a_0 + \frac{v}{2} \right)$$

- Momento debido al peso del terreno que gravita sobre la zapata.

$$M_r = \gamma_s \cdot (H_1) \cdot v \cdot \left(0,15 \cdot a_o + \frac{v}{2}\right)$$

- Momento en la sección de referencia.

$$M_{s1} = M_{ter} + M_z + M_r$$

- Momento de cálculo en la sección de referencia.

$$M_d = \gamma \cdot M_{s1}$$

✓ Cálculo a cortante.

El cortante máximo que se considera en el cálculo de zapatas, es el que se produce en la sección de referencia S2 como se muestra en la figura 2.22.

El ancho b_2 , de la sección de referencia S2, viene dada por:

$$V_{dx} < 2 \cdot b_2 \cdot d_2 \cdot f_{cv}$$

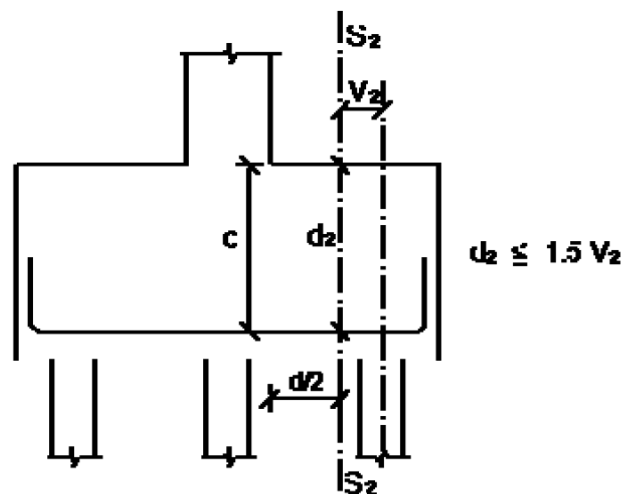
Donde:

V_{d2} = Esfuerzo cortante mayorado, que actúa en la sección de referencia S2.

B_2 y d_2 = Dimensiones de la sección de referencia S2.

f_{cv} = Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.

Figura 2.22: Esfuerzo cortante en zapatas aisladas.

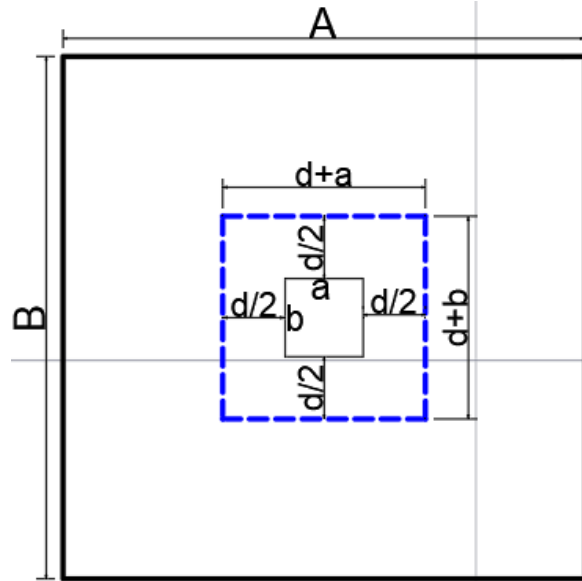


Fuente: Elaboración CBH-87.

✓ Comprobación a punzonamiento.

La comprobación al punzonamiento se realizará a una sección perimetral situada a una distancia de las caras de la columna no menor que a la mitad del canto útil de la zapata $d/2$.

Figura 2.23: Referencia de Sección perimetral para punzonamiento.



Fuente: Elaboración propia.

$$V_{cu} > V_d$$

$$2 \cdot f_{cv} \cdot 2 \cdot ((a + d) + (b + d)) \cdot d > V_d$$

$$2 \cdot f_{cv} > \frac{\sigma \cdot (B \cdot A - (a + d) \cdot (b + d))}{2 \cdot ((a + d) + (b + d)) \cdot d}$$

Donde:

A y B = Dimensiones de la zapata.

a y b = Dimensiones de la columna.

f_{cv} = Resistencia virtual del hormigón.

2.6. Estrategia para la ejecución del proyecto

2.6.1. Especificaciones técnicas

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

En el caso de la realización de estudio o construcción de obras, éstas forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos, ya que sirven para definir la calidad del producto, la cual no se puede apreciar de manera visual en los planos, de modo que, se debe redactar una descripción de lo que se necesita producir y que vaya acompañado con los requerimientos evitando así interpretaciones equivocadas.

2.6.2. Cómputos métricos

El objeto que cumplen los cómputos métricos dentro una obra es:

- Establecer el costo de una obra o de una de sus partes.
- Determinar la cantidad de material necesario para la ejecutar una obra.
- Establecer volúmenes de obra y costos parciales con fines de pago por avance de obra.

La responsabilidad de la persona encargada de los cómputos, es de mucha importancia, debido a que este trabajo puede representar pérdidas o ganancias a los propietarios o contratistas.

2.6.3. Precios unitarios

Cuando hablamos de precio unitario nos referimos al costo de cada Ítem por su respectiva unidad de medida, pudiendo ser volumen, área, longitud, punto, según corresponda.

Los elementos influyentes en el precio unitario de cada Ítem son:

- Equipo.
- Material.
- Transporte.

- Mano de obra.
- Costos indirectos.

2.6.4. Presupuesto de la obra

El presupuesto en un proyecto de construcción de obra, es uno de los factores determinantes, tanto para factibilidad como desarrollo del mismo, por lo tanto, hay que concebirlo y hacerlo con mucho criterio. Este valor se lo determina multiplicando cada precio unitario con la respectiva cantidad que se tenga en cada Ítem, la suma de los costos de cada Ítem nos anticipa el costo total de la obra.

2.6.5. Cronograma de obra

El cronograma de ejecución de obra es una representación gráfica y ordenada con tal detalle para que un conjunto de actividades, de la parte estructural de la obra, se lleven a cabo en un tiempo estipulado y bajo condiciones que garanticen la optimización del tiempo.

CAPÍTULO III
INGENIERÍA DEL PROYECTO

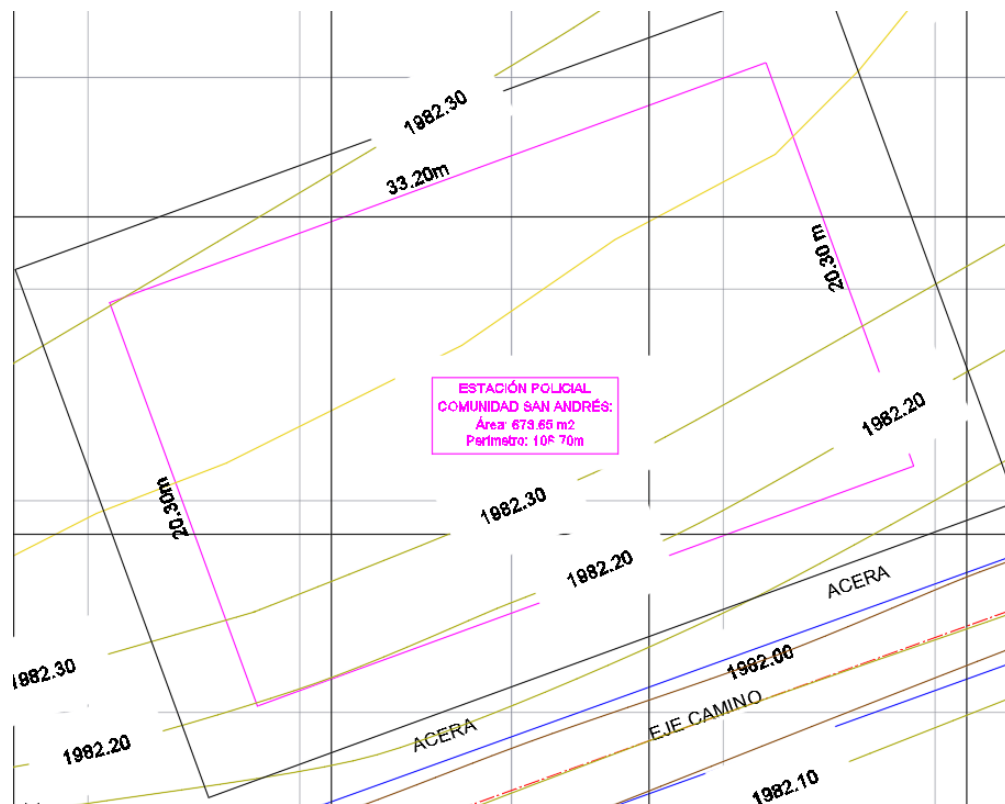
CAPÍTULO III

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Levantamiento Topográfico

El levantamiento topográfico fue otorgado por la dirección de proyectos de pre inversión a cargo del Arq. David Medina Y. Anexo I.

Figura 3.1: Levantamiento Topográfico.



Fuente: Elaboración Propia.

3.2. Estudio de suelo

El estudio de suelo fue realizado por la empresa consultora EOLO S.R.L. tanto en trabajos de campo, trabajos de laboratorio y trabajos en gabinete.

A continuación, se realiza las verificaciones al informe geotécnico que se encuentra en el Anexo C.

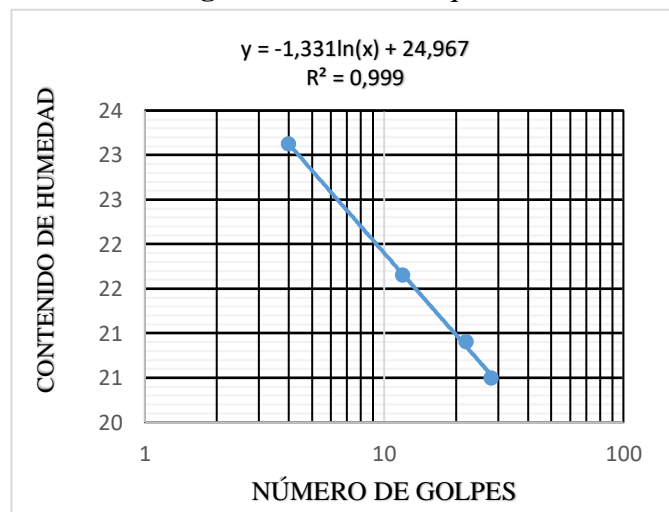
3.2.1. Límites de Atterberg

Tabla 3.1: Ensayo de límites de consistencia.

DISEÑO ESTRUCTURAL “CONSTRUCCIÓN CENTRO POLICIAL INTEGRAL COMUNIDAD DE SAN ANDRÉS PROVINCIA CERCADO DEL DEPARTAMENTO DE TJA				
DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO				
Cápsula N.º	73	94	1	
Peso cápsula (gr)	16,05	15,85	15,51	
Peso cápsula + muestra húmeda (gr)	21,95	22,66	21,93	
Peso cápsula + muestra seca (gr)	21,05	21,62	20,95	
Peso muestra seca (gr)	5,00	5,77	5,44	
Peso agua (gr)	0,90	1,04	0,98	
Contenido de humedad (%)	18,00	18,02	18,01	
DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO				
Cápsula N.º	8,00	41,00	2,00	36,00
Número de golpes	4,00	12,00	22,00	28,00
Peso cápsula (gr)	20,23	14,41	14,24	21,68
Peso cápsula + muestra húmeda (gr)	29,07	22,67	23,09	28,03
Peso cápsula + muestra seca (gr)	27,41	21,20	21,56	26,95
Peso muestra seca (gr)	7,18	6,79	7,32	5,27
Peso agua (gr)	1,66	1,47	1,53	1,08
Contenido de humedad (%)	23,12	21,65	20,90	20,49

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 3.2: Límite líquido.



Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.2: Resultados obtenidos.

CUADRO DE RESULTADOS	
Límite líquido %	20,68
Límite Plástico%	18,01
Índice de Plasticidad	2,67

Fuente: Elaboración Propia.

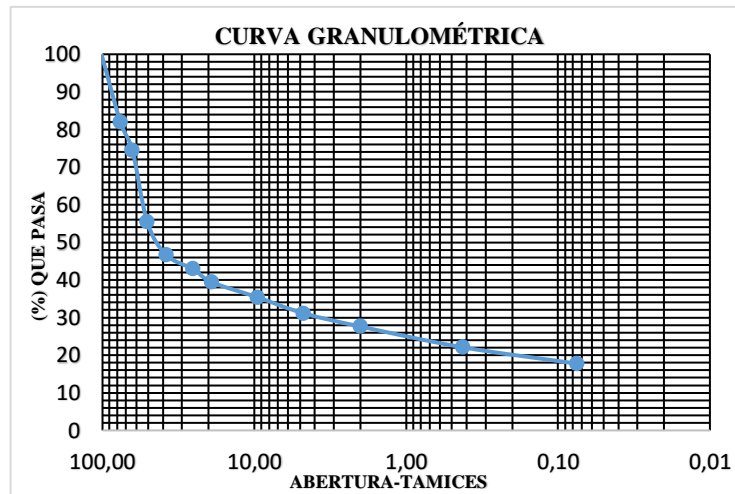
3.2.2. Clasificación de suelos

Tabla 3.3: Ensayo granulométrico.

DISEÑO ESTRUCTURAL “CONSTRUCCIÓN CENTRO POLICIAL INTEGRAL COMUNIDAD DE SAN ANDRÉS PROVINCIA CERCADO DEL DEPARTAMENTO DE TJA					
ANÁLISIS DE TAMICES DEL AGREGADO GRUESO					
Muestra Total (gr) =7000					
Tamices	Abertura (mm)	Peso Retenido	Peso retenido acumulado		% que pasa
			(gr)	%	del total
4"	101,60	0,00	0,00	0,00	100,00
3"	76,20	1264,00	1264,00	18,06	81,94
2 1/2"	63,50	524,00	1788,00	25,54	74,46
2"	50,80	1327,00	3115,00	44,50	55,50
0	38,10	617,00	3732,00	53,31	46,69
1"	25,40	263,00	3995,00	57,07	42,93
3/4"	19,05	247,00	4242,00	60,60	39,40
3/8"	9,52	281,00	4523,00	64,61	35,39
N.º 4	4,75	297,00	4820,00	68,86	31,14
N.º 10	2,00	247,00	5067,00	72,39	27,61
N.º 40	0,425	386,00	5453,00	77,90	22,10
N.º 200	0,075	304,00	5757,00	82,24	17,76

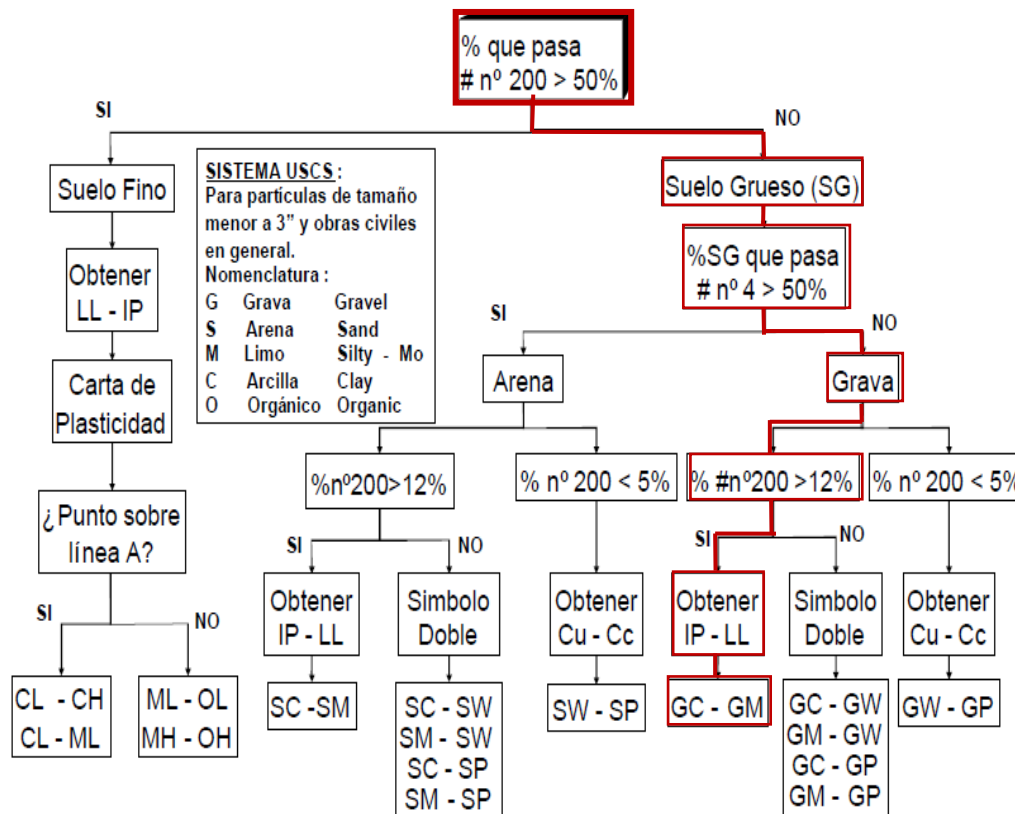
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 3.3: Curva granulométrica.



Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.4: Clasificación del suelo.



Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.5: Suelo clasificado.

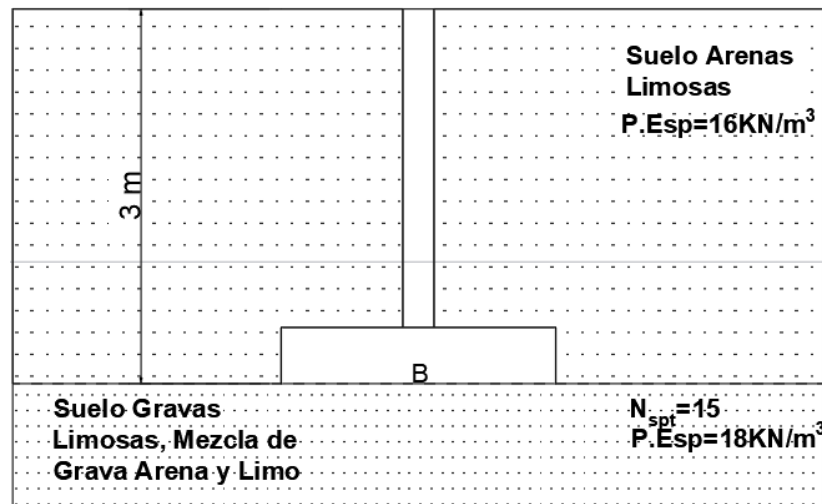
CLASIFICACIÓN DEL SUELO	SUCS: GM
DESCRIPCIÓN	Gravas limosas: Mezclas de grava, arena y limo

Fuente: Elaboración Propia.

3.2.3. Ensayo de Penetración Normal (S.P.T.)**3.2.3.1. Corrección del número de golpes N_{spt}**

$$N_{60} = N \cdot \frac{n_H}{60} \cdot n_R = 8,44$$

$$(N_1)_{60} = C_n \cdot N_{60} = 12$$

Figura 3.4: Numero de golpes N_{spt} .

Fuente: Elaboración Propia.

✓ Corrección por relación de energía n_H .**Tabla 3.6:** Corrección por energía según el tipo de martillo.

País	Tipo de martinete	Liberación del martinete	η_H (%)
Japón	Toroide	Caída libre	78
	Toroide	Cuerda y polea	67
Estados Unidos	De seguridad	Cuerda y polea	60
	Toroide	Cuerda y polea	45
Argentina	Toroide	Cuerda y polea	45

Fuente: Braja M. Das “fundamentos de ingeniería de cimentaciones”, 7º edición.

✓ Corrección por longitud de barra n_R .

Tabla 3.7: Corrección por longitud de barra.

Longitud de la barra, m	η_R
> 10	1.0
6-10	0.95
4-6	0.85
0-4	0.75

Fuente: Braja M. Das “fundamentos de ingeniería de cimentaciones”, 7^o edición.

✓ Corrección por efecto de presión de confinamiento.

- Lía y Whitman 1986.

$$C_N = \sqrt{\left(\frac{1}{\frac{\sigma}{P_a}}\right)} = 1,44$$

- Sed y colaboradores 1975.

$$C_N = 1 - 1,25 \cdot \log\left(\frac{\sigma}{P_a}\right) = 1,40$$

3.2.4. Angulo de fricción interna

✓ Peck y Hanson y Thourburn.

$$\phi_1 = 27,1 + 0,3(N_{60})_1 - 0,00054(N_{60})_1^2 = 30,63$$

3.2.5. Capacidad ultima por la Teoría de Terzaghi

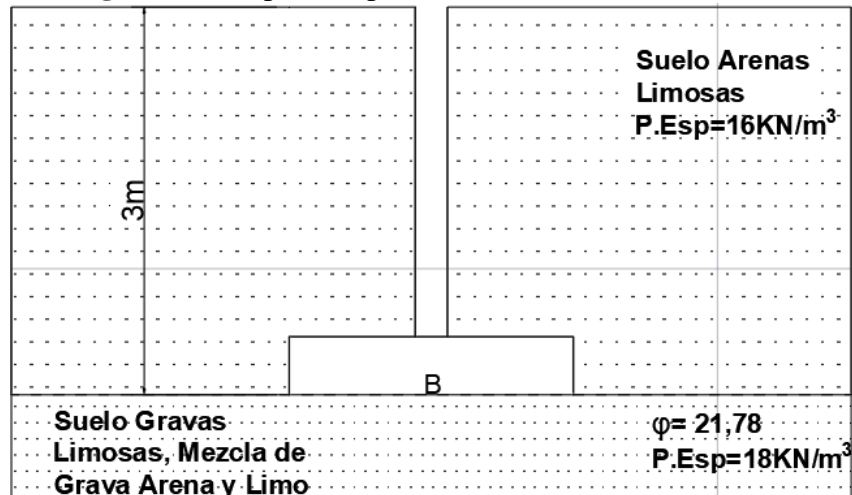
$$q_{ult} = cN_c + \gamma D_f N_q + 0,4\gamma B N_\gamma$$

Para obtener la capacidad de carga última con respecto a falla local de un modo razonablemente aproximado para fines prácticos, Terzaghi corrigió su teoría de un modo sencillo introduciendo nuevos valores de ϕ_1 para efectos de cálculo:

$$\tan\phi' = \frac{2}{3}\tan\phi_1$$

$$\phi' = 21,78$$

Figura 3.5: Zapata desplantada en sus suelos arenosos.



Fuente: Elaboración Propia.

✓ Factores de capacidad de carga.

Para la determinación de la capacidad admisible se usa un factor de seguridad para edificaciones corresponde a $F_s = 3$

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{F_s}$$

Tabla 3.8: Capacidad admisible.

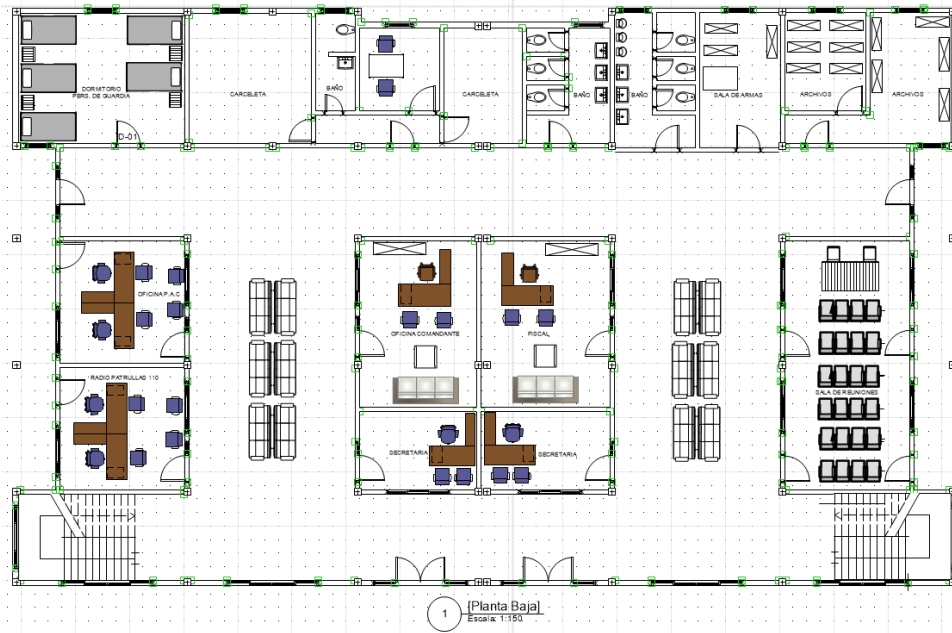
Dimensiones (m)	N_q $N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}$	N_γ $N_\gamma = 2,00 \cdot (N_q - 1)\tan\phi'$	Cap. Ultima (KN/m ²)	Cap. Admisible (MPa)
2,30 x 2,30	8,98	6,38	536,66	0,179

Fuente: Elaboración Propia.

3.3. Diseño arquitectónico

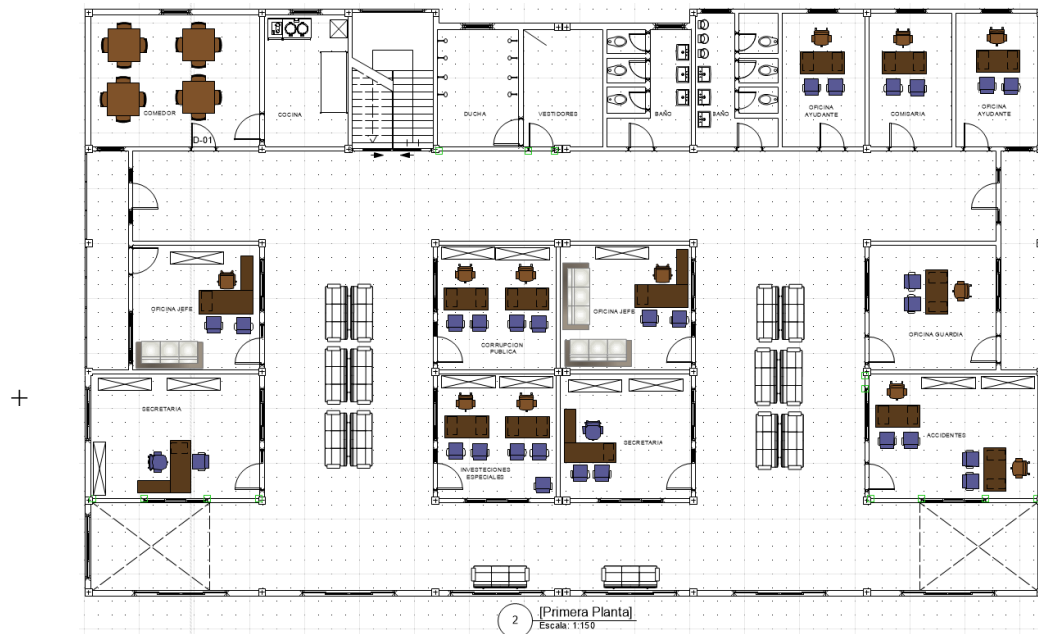
El plano arquitectónico fue otorgado por la dirección de proyectos de pre inversión a cargo del Arq. David Medina Y.

Figura 3.6: Plano planta baja.



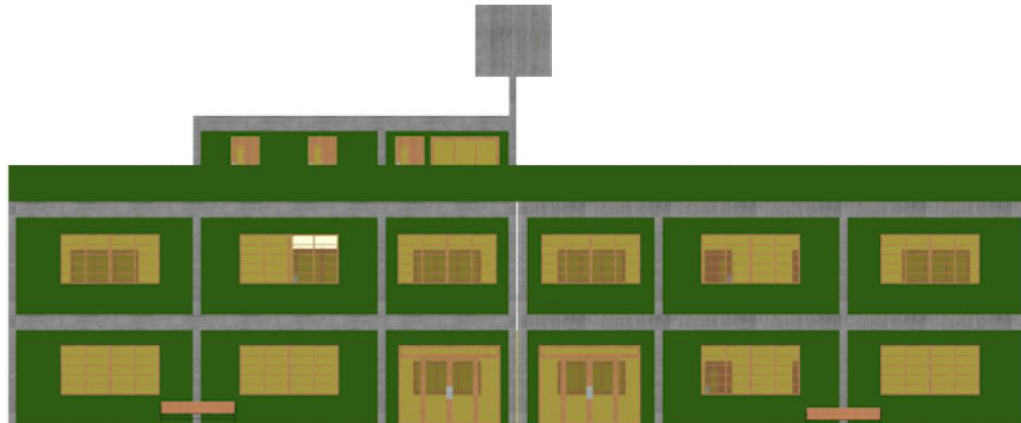
Fuente: Elaboración “dirección de proyectos de pre inversión a cargo del Arq. David Medina Y.”

Figura 3.7: Plano primera planta.



Fuente: Elaboración “dirección de proyectos de pre inversión a cargo del Arq. David Medina Y.”.

Figura 3.8: Plano vista frontal.



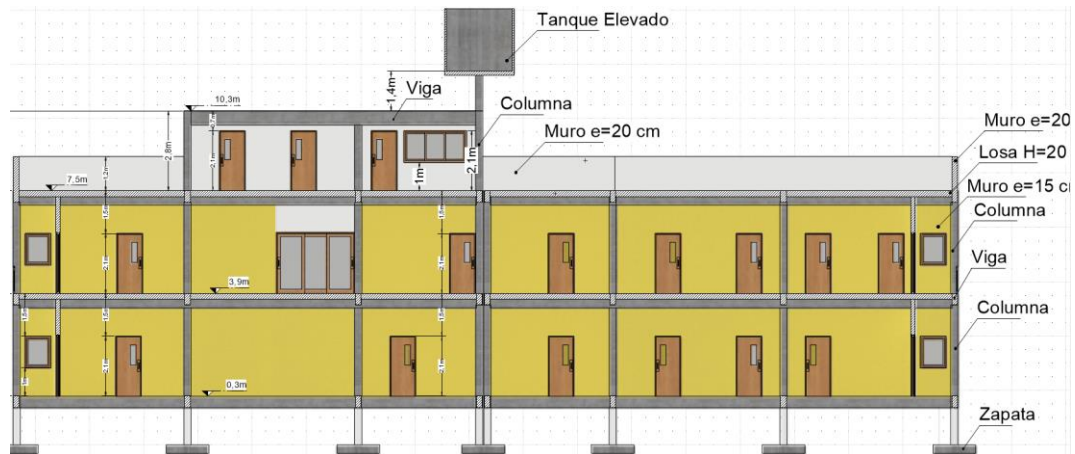
Fuente: Elaboración “dirección de proyectos de pre inversión a cargo del Arq. David Medina Y.”.

Figura 3.9: Plano vista lateral.



Fuente: Elaboración “dirección de proyectos de pre inversión a cargo del Arq. David Medina Y.”.

Figura 3.10: Plano de corte A-A.



Fuente: Elaboración “dirección de proyectos de pre inversión a cargo del Arq. David Medina Y.”.

Figura 3.11: Plano de corte B-B.

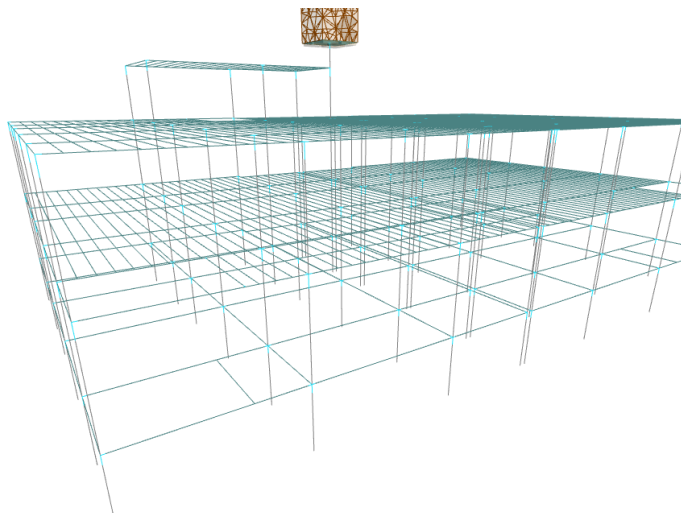


Fuente: Elaboración “dirección de proyectos de pre inversión a cargo del Arq. David Medina Y.”.

3.4. Sustentación de la edificación

La estructura porticada en el proyecto se idealiza como una formación de barras unidas entre sí por nudos rígidos, es decir compuesta por vigas y columnas de hormigón armado, sometidas a cargas gravitacionales o de peso propio y sobrecargas vivas, además de cargas de viento, aplicando métodos matriciales para la obtención de los esfuerzos que se generan en los elementos.

Figura 3.12: Idealización de la estructura.



Fuente: Elaboración Cypecad 2019.

3.5. Diseño estructural

3.5.1. Estructura de sustentación

Todos los elementos deben estar diseñados siguiendo estrictamente el Código Boliviano del Hormigón Armado (CBH-87).

Tal estructura constara de los siguientes elementos:

- Entrepisos: Se dispondrá de losas alivianadas con complementos de poliestileno.
- Vigas estructurales y vigas de arriostamiento: Compuestas por secciones rectangulares.
- Columnas: Las columnas tendrán secciones cuadradas o rectangulares.
- Fundaciones: Compuesta por zapatas aisladas a nivel de fundación a -2,5 m desde el nivel del suelo.

3.5.2. Acciones sobre las estructuras

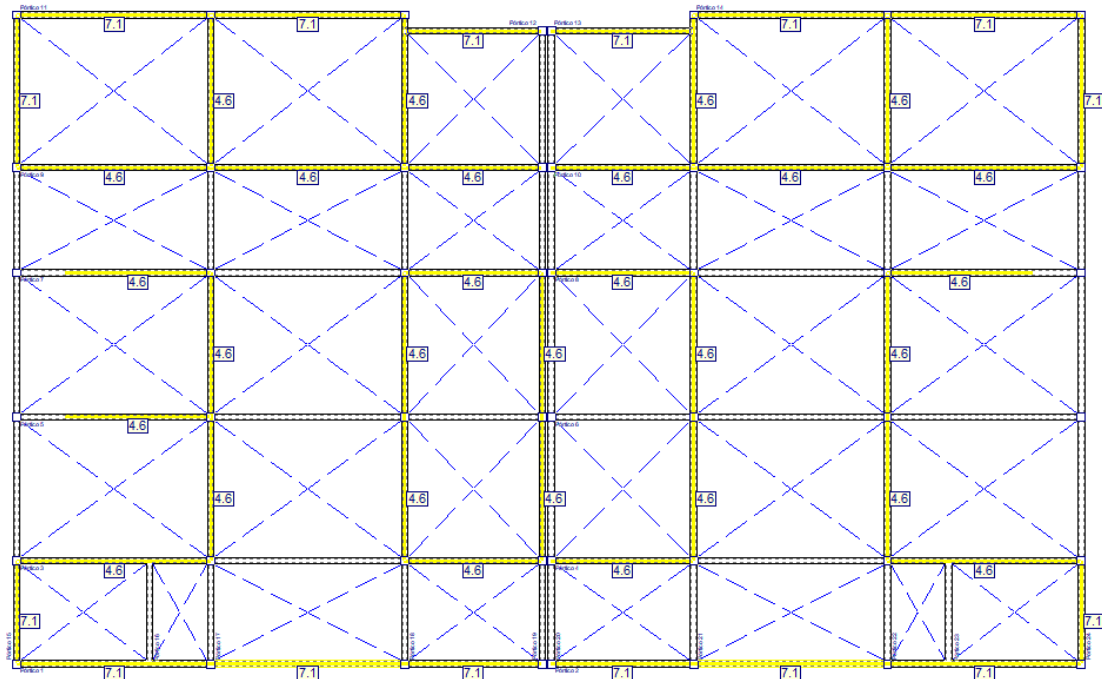
Los valores de las cargas a considerar en la estructura se muestran a continuación de manera resumida, el detalle se encuentra en el Anexo B.

➤ Peso propio

El peso propio de la estructura el programa CYPECAD por defecto las considera tomando un peso específico para los elementos de hormigón armado de 25 KN/m^3 y no es necesario realizar el cálculo.

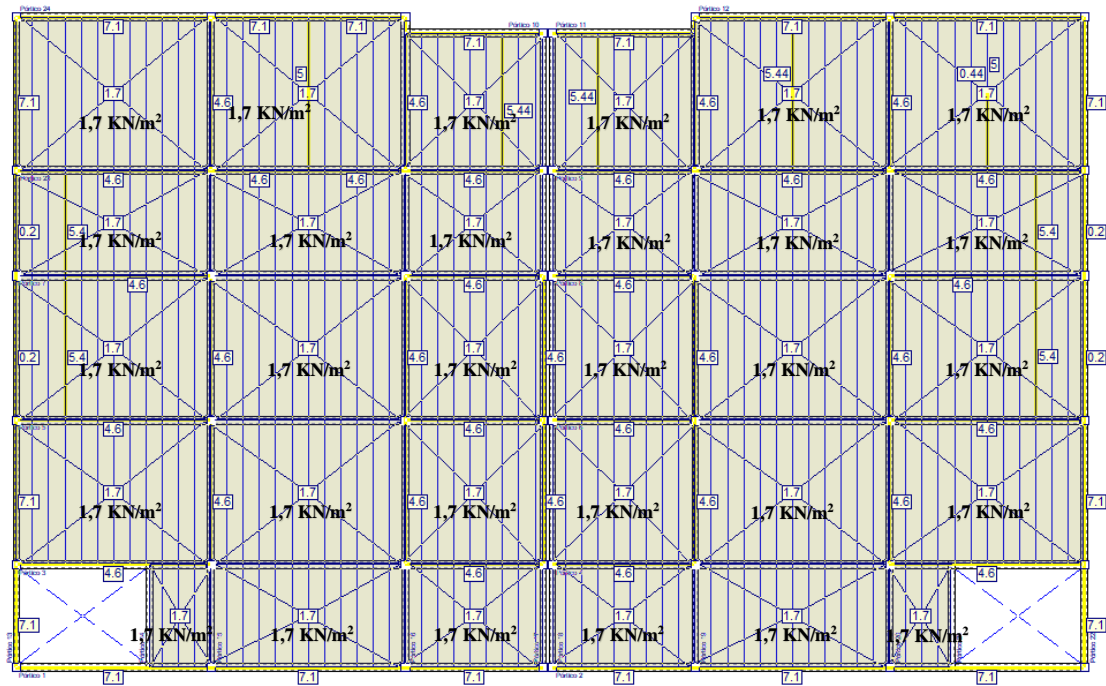
➤ Cargas Muertas.

Figura 3.13: Carga de muro planta baja.



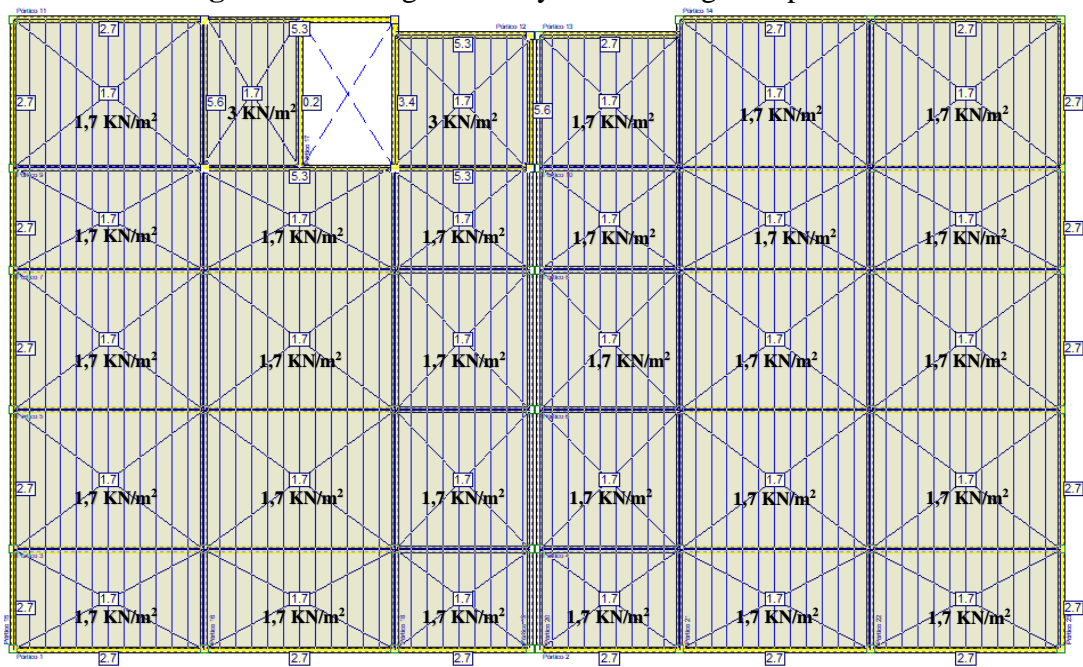
Fuente: Elaboración Cypecad 2019.

Figura 3.14: Carga muerta y de muro primera planta.



Fuente: Elaboración Cypecad 2019.

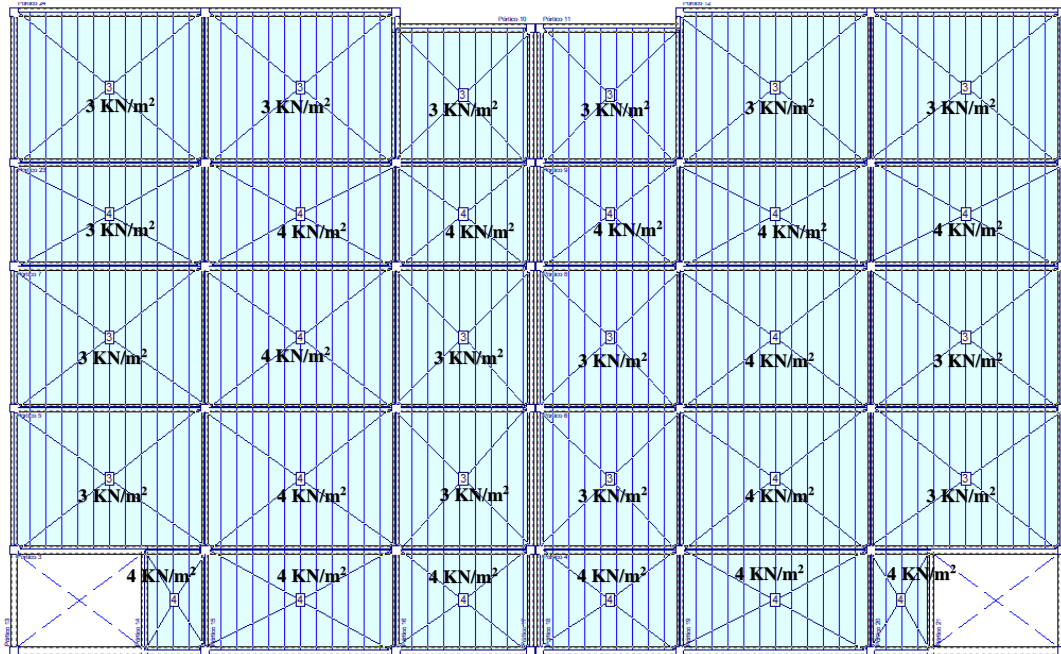
Figura 3.15: Carga muerta y de muro segunda planta.



Fuente: Elaboración Cypecad 2019.

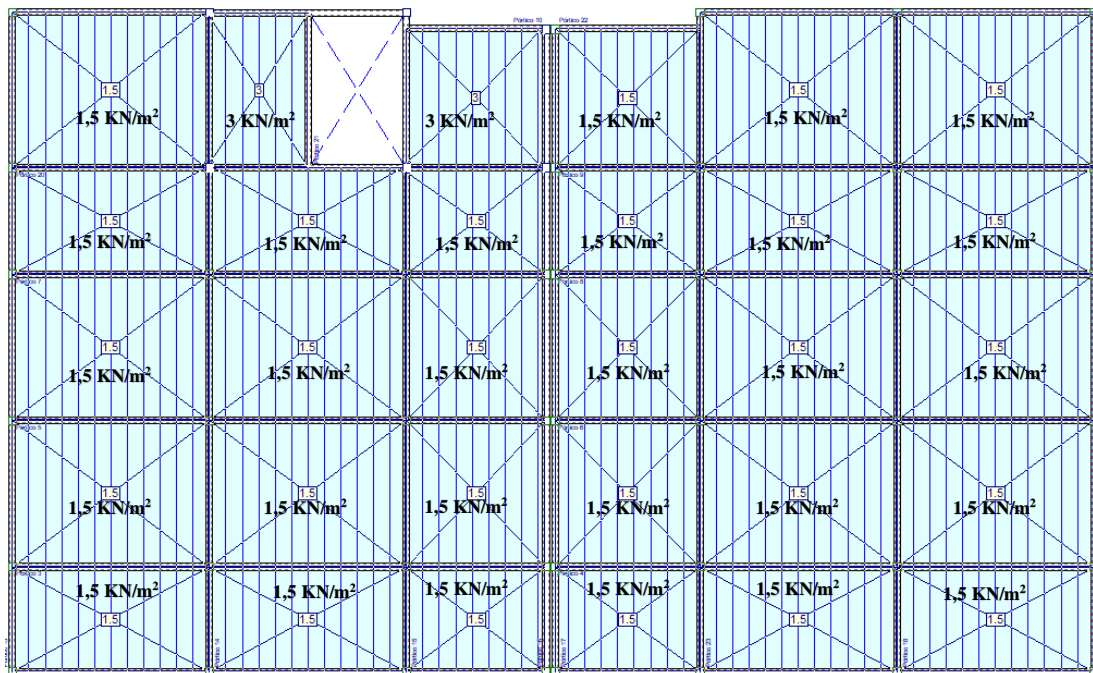
➤ Cargas vivas o sobrecarga de uso.

Figura 3.16: Sobrecarga en primera planta.



Fuente: Elaboración Cypacad 2019.

Figura 3.17: Sobrecarga en segunda planta.



Fuente: Elaboración Cypacad 2019.

3.5.3. Junta de dilatación

$$\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T$$

Datos:

$\alpha = 1,0 \times 10^{-5}$ por cada grado centígrado.

$L = 16,50$ y $16,65$ m $T_{\max} = 25,31$ °C $T_{\min} = 9,6$ °C $\Delta T = 15,71$ °C

$$\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T$$

$$\Delta L_1 = 1,0 \times 10^{-5} \cdot 1648 \cdot 15,72 = 0,26 \text{ cm}$$

$$\Delta L_1 = 1,0 \times 10^{-5} \cdot 1665 \cdot 15,72 = 0,26 \text{ cm}$$

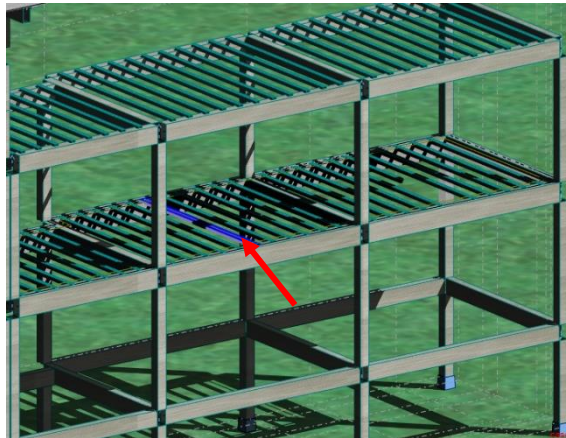
Teniendo una dilatación térmica de 0,52 cm, se tomará una junta de 3 cm constructivamente debido al espesor de la madera de encofrado de ancho 1”.

3.5.4. Losa alivianada

A estas no se les realiza el cálculo de la fuerza de pretensado puesto que en nuestro medio se fabrican dichas viguetas y el proveedor se encarga del dimensionamiento de las mismas de acuerdo al tipo de estructura.

Sin embargo, se debe respetar las recomendaciones que el fabricante proporciona en la ficha técnica para el adecuado funcionamiento de las viguetas pretensadas.

Figura 3.18: Viguetas más solicitadas en la losa alivianada.



Fuente: Elaboración Robot Structural.

➤ Dimensionamiento de la altura de la losa.

De acuerdo con la información proporcionada por el fabricante se debe determinar la altura de la losa.

Longitud entre vigas de apoyo = 4,72 m

$$H = \frac{4720 \text{ mm}}{25} = 188,80 \text{ mm} \rightarrow H = 200 \text{ mm}$$

➤ Altura de losa de compresión.

Con o sin piezas aligerantes: no será inferior a 3 cm. Ni a “a/6”, siendo “a” la distancia del punto considerado al centro de la pieza.

$$h_o \geq \frac{a}{6} \geq 30 \text{ mm}$$

Entonces: $h_o \geq \frac{20}{6} = 33,3 \text{ mm}$

Se asumirá una altura de la carpeta de compresión de: $h_o = 50 \text{ mm}$.

➤ Armaduras en losa de compresión (armadura de reparto).

Y cuya área A_{min} , en mm^2/m , cumplirá la condición:

$$A_{min} \geq \frac{500 \cdot h_o}{f_{yd}} \geq \frac{20000}{f_{yd}}$$

$$A_{min} \geq 57,50 \geq 46,00$$

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

$$A_s = 57,50 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Se considera un diámetro mínimo de las barras de: $\Phi = 6 \text{ mm}$, $A_s = 28,3 \text{ mm}^2$.

El número de barras necesarias cada metro es:

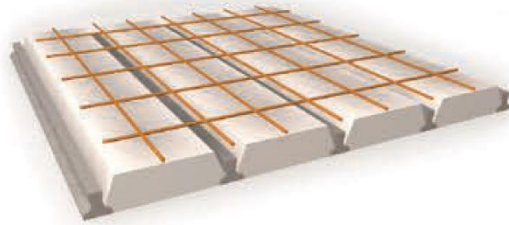
$$N^\circ = \frac{A_s}{A_{s\phi 6}} = \frac{57,51}{28,3} = 3 \text{ barras/m}$$

$$A_{s\phi 6} = 3 \cdot 28,3 \text{ mm}^2 = 84,9 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$84,90 > 57,5 \quad \text{Cumple!!!}$$

Se utilizará como armadura de distribución: 3 Φ 6 mm c/30 cm.

Figura 3.19: Armadura de Distribución de la losa Alivianada.

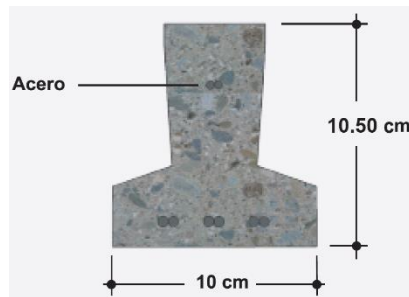


Fuente: Ficha técnica pretensa.

➤ Viguetas pretensadas.

Para la losa alivianada se utilizará viguetas pretensadas de la marca PRETENSA. Las características técnicas de la vigueta pretensada son las siguientes:

Figura 3.20: Vigueta Pretensada PRETENSA.



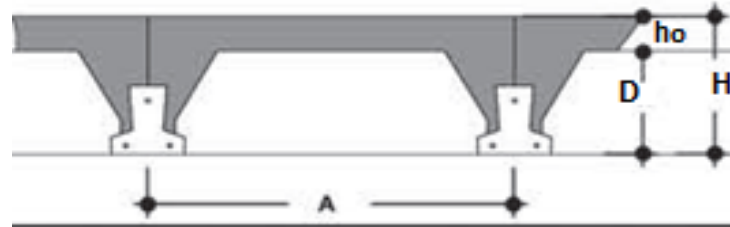
Fuente: Catalogo pretensa.

Tabla 3.9: Especificaciones Técnicas Viguetas Pretensadas PRETENSA.

PRODUCTO	DIMENSIONES (mm)				PESO (Kg)	ACERO (f_{yk} -Mpa)	HORMIGÓN N Mpa
	a	b	h	l			
Vigueta Pretensada	100	50	105	Variabl e	18,75	1800	35

Fuente: Ficha Técnica Viguetas Pretensadas PRETENSA.

Figura 3.21: Sistema de Aplicación de la Vigueta Pretensada.



Fuente: Catalogo pretensa.

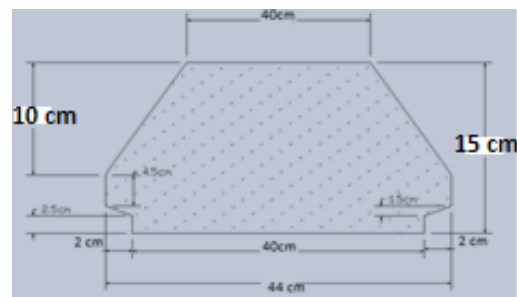
Tabla 3.10: Sistema de Aplicación de la Vigueta Pretensada.

DESCRIPCIÓN	REFERENCIA	DIMENSIONES (cm)
		Simple
Distancia entre ejes (Paso)	A	50
Altura de Complemento	D	15
Altura de carpeta de compresión	ho	5
Altura paquete estructural	H	20

Fuente: Elaboración propia.

➤ Complementos aligerantes de Plastoformo.

Figura 3.22: Características Geométricas del Complemento de Plastoformo.



Fuente: Elaboración propia.

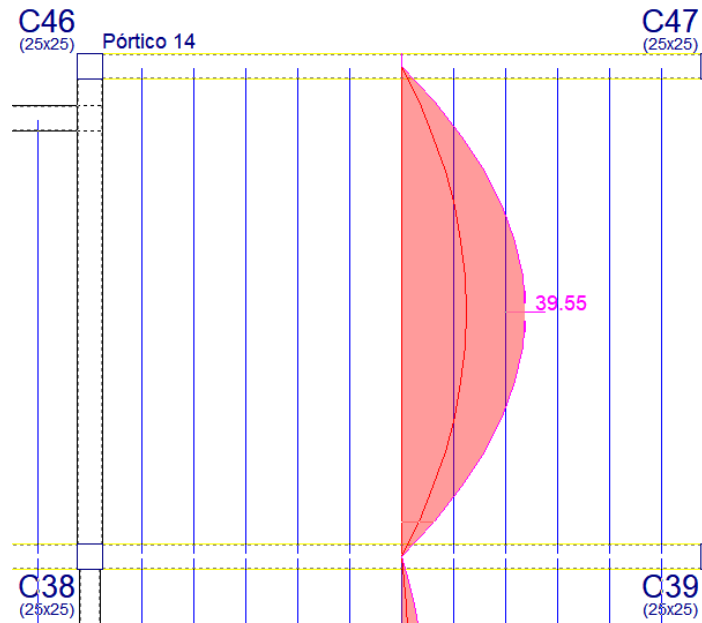
➤ Cálculo del momento máximo que deberá resistir la losa alivianada más solícita.

Figura 3.23: Disposición de cargas para máximo momento positivo.



Fuente: Elaboración propia.

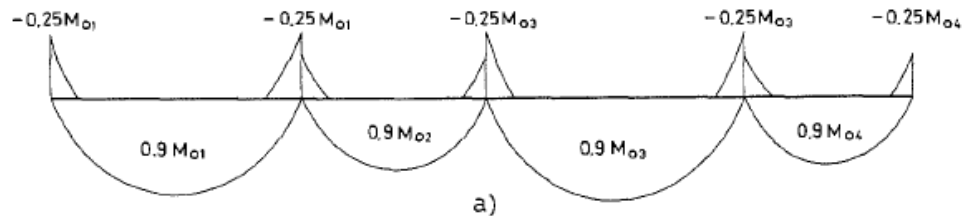
Figura 3.24: Momento máximo que presenta la viga más solicitada.



Fuente: Elaboración Cypacad 2019.

Se calcular la losa de varios vanos sin considerar la continuidad teórica, es decir suponiendo tramos consecutivos simplemente apoyados y debe cubrirse en apoyos $0,25 M_o$ de tal manera se cree que puede reducirse el momento en el vano a $0,9 M_o$.

Figura 3.25: Momentos estáticos en varios tramos.



Fuente: Proyecto y Calculo Estructuras de Hormigón (T. Calavera).

$$M_{0,90} = 0,9 \cdot M_o = 35,60 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ Elección del tipo de vigueta a utilizar en el proyecto.

Tabla 3.11: Momentos flectores admisible soportados por las viguetas.

EJE ENTRE VIGUETAS (A) cm	TIPO DE EPS	ESPEORES			PESO PROPIO kg/m ²	COMPONENTES DE LA LOSA		VOLUMEN HORMIGON m ³ /m ²	TIPOS DE VIGUETAS SEGUN PRODUCCION ESTAN MOMENTOS ADMISIBLES				
		H cm	E cm	D cm		VIGUETAS ml/m ²	EPS piezas/m ²		Tipo 2 kgm/m	Tipo 3 kgm/m	Tipo 4 kgm/m	Tipo 5 kgm/m	Tipo 6 kgm/m
40	PB 15/100/34				210	2,50	2,50	0,071	1,311	1,455	1,835	2,175	2,617
50	PB 15/100/44	15	5	20	193	2,00	2,00	0,067	1,050	1,165	1,470	1,743	1,949

Fuente: Catalogo empresa pretensa.

La de vigueta que se utilizará será del tipo 6 que resiste un momento flector de 19,10 KN·m por lo que se dispondrá de dos viguetas para satisfacer las solicitaciones que presenta.

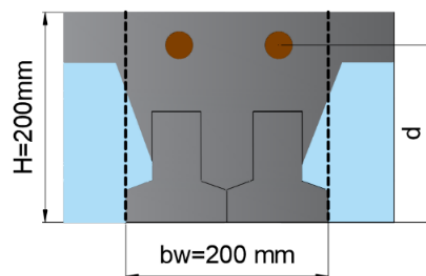
➤ Refuerzo en los apoyos para momentos negativos.

Se deberá reforzar la losa con aceros negativos adicionales.

Recubrimiento r_g : 20 mm

Canto útil d : $200 - 20 - 10 \cdot 0,5 = 175$ mm

Figura 3.26: Disposición de viguetas.



Fuente: Elaboración propia.

Momento de diseño $M_d = 0,25 \cdot 39,55 \text{ KN} \cdot \text{m} = 9,89 \text{ KN} \cdot \text{m}$

✓ Determinación de momento reducido.

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,10$$

✓ Determinación de la cuantía mecánica (w_s).

Con $\mu_d = 0,100 \rightarrow \omega_s = 0,106$

✓ Determinación de la Armadura (A_s).

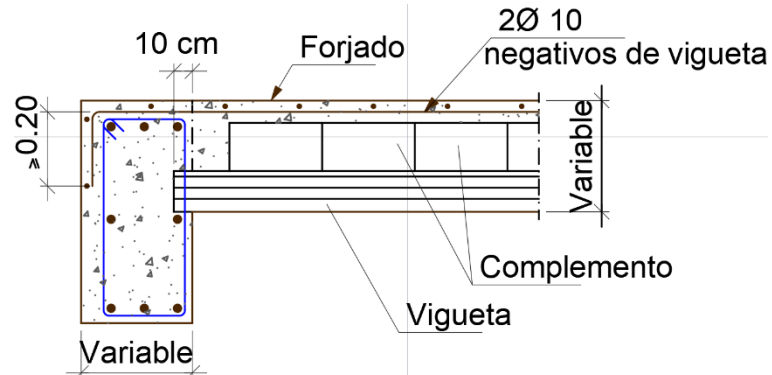
$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 138,11 \text{ mm}^2$$

✓ Determinación del número de barras.

$A_s \text{ } \varnothing 10 \text{ mm} = 2 \cdot 78,5 = 157 \text{ mm}^2$

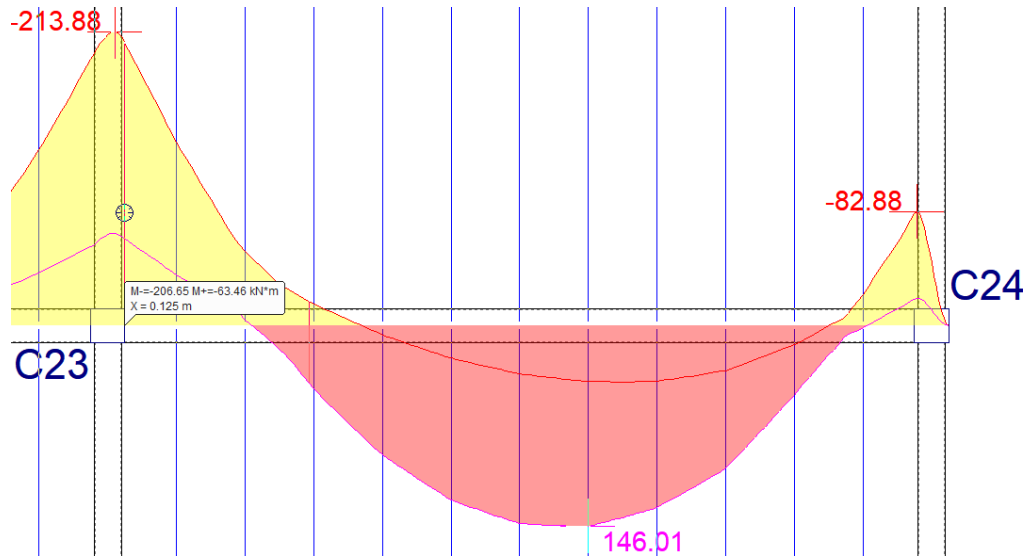
Se utilizará: 2 $\varnothing 10 \text{ mm}$

Figura 3.27: Disposición de viguetas enlazadas a los apoyos.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.30: Momento flector de Cálculo.



Fuente: Elaboración Cypecad 2019.

➤ Longitud de viga.

Longitud (L) = 6,00 m.

➤ Resistencias características de los materiales.

$f_{ck} = 25$ MPa Resistencia característica del hormigón.

$f_{yk} = 500$ MPa Limite elástico característico del acero.

➤ Coeficientes de minoración de los materiales y mayoración de las acciones.

$\gamma_c = 1,50$ Coeficiente de minoración del hormigón.

$\gamma_s = 1,15$ Coeficiente de minoración del acero.

$\gamma_f = 1,60$

➤ Resistencias de cálculo de los materiales.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16,67 \text{ MPa} \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$$

➤ Predimensionamiento de vigas.

Figura 3.31: Dimensiones de la viga.

$$\text{Altura de la viga } h = \frac{L}{12} = 500 \text{ mm}$$

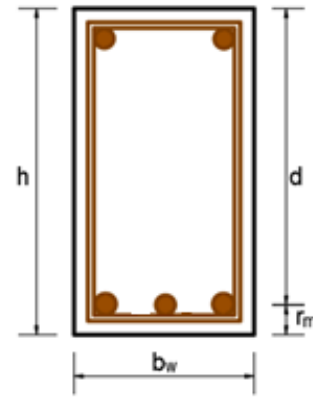
$$\text{Base de la viga } b_w = \frac{h}{2} = 250 \text{ mm}$$

Recubrimiento geométrico (r) = 25 mm

Recubrimiento mecánico (r_m) = 42,52 mm

$$r_m = r_g + \phi_{estr} + \phi_{long} = 42,52 \text{ mm}$$

Canto útil (d): = 457,48 mm



Fuente: Elaboración propia.

➤ Verificación de la armadura longitudinal positiva.

✓ Momento flector de Cálculo: $M_d = 146,01 \text{ KN}\cdot\text{m}$

✓ Determinación de momento reducido.

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,167$$

✓ Determinación de momento reducido límite (μ_{lim}).

Entonces: $\mu_{lim} = 0,319$ Valor determinado según tipo de acero (tabla A1.9 Anexo A).

Como $\mu_d < \mu_{lim}$ No se necesita armadura de compresión.

✓ Determinación de la cuantía mecánica (ω_s): Con $\mu_d = 0,167 \rightarrow \omega_s = 0,189$

✓ Determinación de la armadura (A_s).

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 828,82 \text{ mm}^2$$

✓ Determinación de la armadura mínima: $\omega_s = 0,0028$ (tabla A1.10 Anexo A), de acuerdo al tipo de acero “AE-50” y tipo de elemento estructural viga.

$$A_{s \text{ min}} = \omega_s \cdot b_w \cdot h = 350 \text{ mm}^2$$

Armadura adoptada $A_s = 828,82 \text{ mm}^2$

✓ Determinación del número de barras.

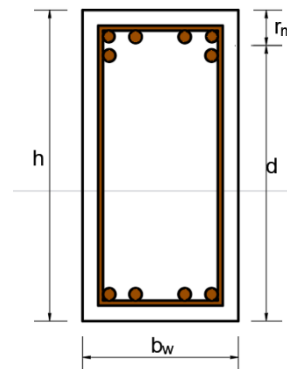
$$A_s \text{ } \varnothing 20 \text{ mm} + \varnothing 16 \text{ mm} = 2 \cdot 314 + 1 \cdot 201 = 829 \text{ mm}^2$$

Se utilizará: 2 \varnothing 20 mm + 1 \varnothing 16 mm

➤ Verificación de la armadura negativa, lado izquierdo.

✓ Momento flector de Cálculo: $M_d = 206,65 \text{ KN}\cdot\text{m}$.

Figura 3.32: Canto útil de la sección.



Fuente: Elaboración propia.

Altura de la viga $h = 500 \text{ mm}$

Recubrimiento geométrico (r) = 25 mm

Recubrimiento mecánico (r_m) = $r_m = r_g + \varnothing_{estr} + \varnothing_{long} = 49,98 \text{ mm}$

Canto útil (d): = 450,02 mm

✓ Determinación de momento reducido.

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,245$$

✓ Determinación de momento reducido límite (μ_{lim}).

Entonces: $\mu_{lim} = 0,319$ Valor determinado según tipo de acero.

Como $\mu_d < \mu_{lim}$ No se necesita armadura de compresión.

✓ Determinación de la cuantía mecánica (ω_s): Con $\mu_d = 0,245 \rightarrow \omega_s = 0,30$

✓ Determinación de la Armadura (A_s).

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 1289,21 \text{ mm}^2$$

✓ Determinación de la armadura mínima: La cuantía geométrica mínima $w_s = 0,0028$.

$$A_{s \text{ mín}} = w_s \cdot b_w \cdot h = 350 \text{ mm}^2$$

Armadura adoptada $A_s = 1289,21 \text{ mm}^2$.

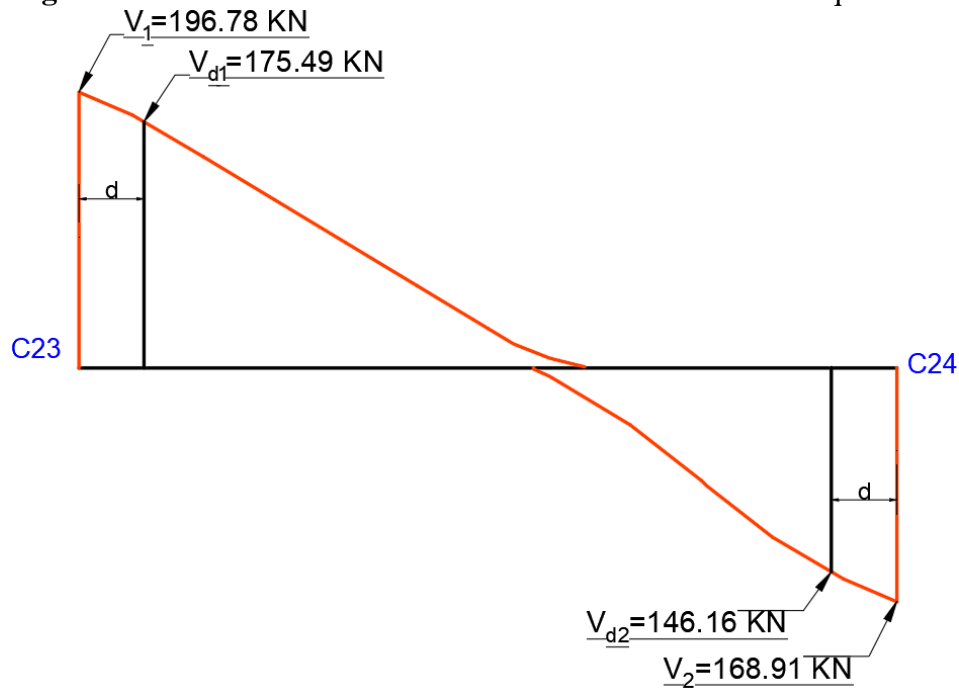
✓ Determinación del número de barras.

$$A_s \text{ } \varnothing 10 \text{ mm} + \varnothing 20 \text{ mm} + \varnothing 16 \text{ mm} = 2 \cdot 78,5 + 3 \cdot 314 + 2 \cdot 201 = 1501,00 \text{ mm}^2$$

Se utilizará: 2 \varnothing 10 mm + 3 \varnothing 20 mm + 2 \varnothing 16 mm

➤ Diseño a cortante.

Figura 3.33: Verificación de la Armadura Transversal: Lado izquierdo.



Fuente: Elaboración propia.

✓ Cortante en el borde del apoyo C23.

$$V_1 = 196,78 \text{ KN}$$

✓ El cortante a una distancia $[d]$ de la cara de apoyo $V_{d1} = 175,49 \text{ KN}$.

✓ Comprobación de agotamiento por compresión oblicua.

- Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 571,86 \text{ KN}$$

$V_1 = 196,78 \text{ KN} < V_{u1} = 571,86 \text{ KN} \rightarrow$ comprobación correcta.

- ✓ Comprobación de agotamiento por tracción en el alma.

- Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.

$$f_{cv} = 0,1565 \cdot \sqrt[2]{f_{cd}} = 0,63 \text{ MPa}$$

- Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b_w \cdot d = 72,37 \text{ KN}$$

$V_{d1} = 175,49 \text{ KN} > V_{cu} = 72,37 \text{ KN} \rightarrow$ Se necesita armadura transversal.

- ✓ Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{su} = V_{d1} - V_{cu} = 103,12 \text{ KN}$$

- ✓ Determinación de la sección de la armadura transversal.

- Armadura transversal necesaria por unidad de longitud de viga.

$$A_{s90} = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}} = 626,11 \text{ mm}^2/\text{m}$$

- ✓ Determinación de la separación de estribos.

- Distribución de las barras.

$$s_t = \frac{2 \cdot A_{\phi 8}}{A_{s90}} = 150 \text{ mm}$$

Se utilizará: $\Phi 8 \text{ mm c/15 cm}$

Tabla 3.12: Diseño a cortante lado derecho columna C24.

Diseño por cortante lado derecho C24.		
Cortante (KN).		168,91
Dimensiones.	h (mm).	500,00
	b _w (mm).	250,00
	d (mm).	457,48
Recubrimiento mecánico (mm).		42,52
Resistencia de cálculo.	f _{cd} (Mpa).	16,67

	f_{yd} (Mpa).	400,00
Cortante de diseño a una distancia d (KN).		146,16
Comprobación de agotamiento por compresión oblicua (KN). $V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$		571,86
Resistencia virtual (Mpa). $f_{cv} = 0,1565 \cdot \sqrt[2]{f_{cd}}$		0,63
Contribución del hormigón (KN). $V_{cu} = f_{cv} \cdot b_w \cdot d$		72,37
Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante (KN). $V_{su} = V_{d1} - V_{cu}$		73,79
Determinación de la sección de la armadura transversal (mm^2). $A_{s90} = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}}$		448,03
Armadura mínima (mm^2). $A_{smin} = \frac{0,02 \cdot b_w \cdot t \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$		208,38
Determinación de la separación de estribos (mm). $s_t = \frac{2 \cdot A_{\phi 8}}{A_{s90}}$		223,43
Disponer.		$\phi 8\text{c}/20\text{cm}$

Fuente: Elaboración propia.

✓ Armadura mínima a disponer.

$$A_{smin} = \frac{0,02 \cdot b_w \cdot t \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 208,38 \text{ mm}^2$$

$$s_t = \frac{2 \cdot A_{\phi 8}}{A_{smin}} = 482,88 \text{ mm}$$

$$s_t = 0,85 \cdot d = 388,45 \text{ mm}$$

$$s_t = 300 \text{ mm}$$

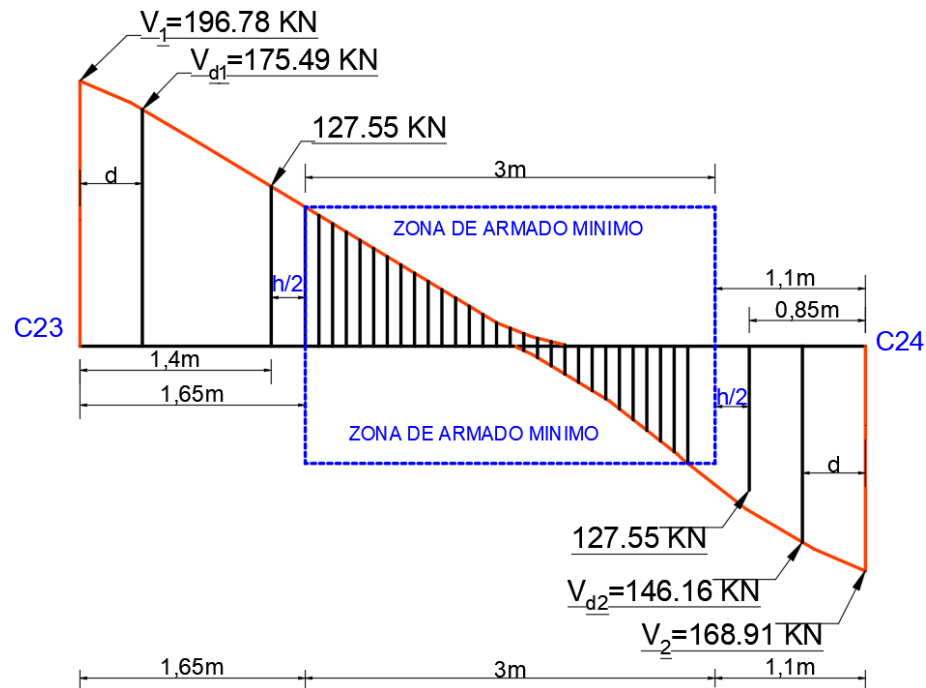
Disponer armadura a cada 300 mm en la zona de armado mínimo.

✓ Cortante que resiste la sección de la viga.

$$V = 0,1565 \cdot \sqrt[2]{f_{cd}} \cdot b_w \cdot d + \frac{0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot 2 \cdot A_{\phi 8}}{s_t} = 127,55 \text{ KN}$$

El valor del cortante de 127,55 KN de ubica a 1,40 m de la columna C23 a esta distancia se la debe sumar h/2 de la sección total siendo igual a 1,65 m a partir de esta empieza la zona de armado mínimo con $\Phi 8$ mm c/30 cm.

Figura 3.34: Zona de armado mínimo en la viga analizada.



Fuente: Elaboración propia.

- Verificación en estados límites de servicio (ELS).
- ✓ Verificación del Estado Límite de Fisuración.

Datos generales:

$h = 500$ mm Altura de la viga.

$b_w = 250$ mm Base de la viga.

$r = 25$ mm Recubrimiento de la armadura. \varnothing estribo = 8 mm Diámetro del estribo.

$d = 457,48$ mm Canto útil.

$L = 6,00$ m Luz de la viga.

$E_s = 210000$ MPa Módulo de deformación del acero.

Tabla 3.13: Máxima abertura característica aceptable de fisura.

Condiciones del ambiente.	Sensibilidad de la armadura a la corrosión.	
	Muy Sensible.	Poco Sensible.
No severas.	$\leq w_2(0,2)$	$\leq w_3(0,4)$
Moderadamente severas.	$\leq w_1(0,1)$	$\leq w_2(0,2)$
Severas.	$\leq w_1(0,1)$	$\leq w_2$ ó $\leq w_1$

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.

Que para el presente proyecto se tomará un valor de: $w_{max} = 0,4 \text{ mm}$

Para efectuar la verificación a figuración en elemento sometido a tensiones normales CBH-87 nos permite utilizar la formula simplificada de Ferry Borges:

$$\left(1,5 \cdot r + 0,04 \cdot \frac{\emptyset}{\rho}\right) \cdot \left(\frac{f_{yd}}{\gamma_f} - \frac{7,5}{\rho}\right) \cdot 10^{-6} \leq w_{max}$$

$$0,24 \text{ mm} \leq 0,4 \text{ mm}$$

✓ Verificación del Estado límite de deformación.

- Momento flector en estado de servicio.

$$M_{SS} = 91,29 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Módulo de deformación longitudinal del hormigón.

$$E_C = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 27500 \text{ MPa}$$

- Relación modular.

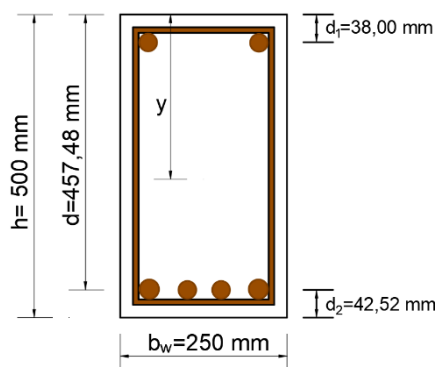
$$E_s = 210000 \text{ MPa} \quad n = \frac{E_s}{E_C} = 7,64$$

- Resistencia a tracción del hormigón.

$$f_{ct} = 0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 1,80 \text{ MPa}$$

- Determinación de la fibra neutra de la sección homogeneizada.

Figura 3.35: Fibra neutra sección homogeneizada.



Fuente: Elaboración Propia.

$$y = \frac{\frac{b_w \cdot h^2}{2} + (n-1) \cdot A_S \cdot (h-d_2) + (n-1) \cdot A_S'' \cdot d_1}{b_w \cdot h + (n-1) \cdot A_S + (n-1) \cdot A_S''} = 257,00 \text{ mm}$$

- Inercia sin fisurar.

$$I_h = \frac{b_w \cdot y^3}{12} + (b_w \cdot h) \cdot \left(y - \frac{h}{2}\right)^2 + (n-1) \cdot A_S \cdot (d-y)^2 + (n-1) \cdot A_S'' \cdot (y-d_1)$$

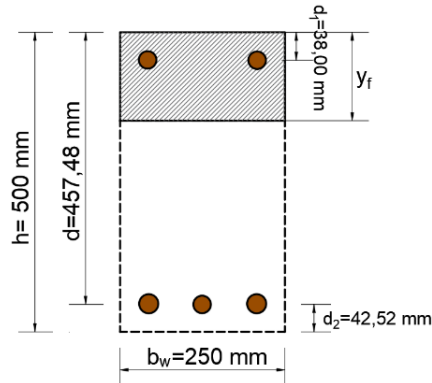
$$I_h = 2881392907,41 \text{ mm}^4$$

- Momento fisurado.

$$M_f = \frac{f_{ct} \cdot I_h}{h-y} = 21,29 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Determinación de la fibra neutra de la sección fisurada.

Figura 3.36: Fibra neutra de la sección fisurada.



Fuente: Elaboración Propia.

$$\frac{b_w \cdot y_f^2}{2} + (n-1) \cdot A_S'' \cdot (y_f - d_1) - A_S \cdot n \cdot (d - y_f) = 0$$

$$y_f = 126,57 \text{ mm}$$

- Inercia fisurada.

$$I_f = \frac{b_w \cdot y_f^3}{3} + (n-1) \cdot A_S'' \cdot (y_f - d_1)^2 + n \cdot A_S \cdot (d - y_f)^2$$

$$I_f = 870368374,37 \text{ mm}^4$$

- Inercia equivalente.

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_s}\right) \cdot I_h + \left(1 + \left(\frac{M_f}{M_s}\right)^3\right) \cdot I_f < I_h$$

$$I_e = 918007707,27 \text{ mm}^4 < I_h$$

- ✓ Flecha instantánea.

$$\alpha = \frac{1}{0,16} \rightarrow \text{obtenida de la figura 23,18 H}^\circ\text{A}^\circ \text{ Jimenes Montoya}$$

$$M_{pp} = 58,39 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Momento por peso permanente}$$

$$L = 6,00 \text{ m} \rightarrow \text{Longitud de viga}$$

$$f_{int} = \alpha \cdot \frac{M_{pp} \cdot L^2}{E_c \cdot I_e} \rightarrow f_{int} = 5,25 \text{ mm}$$

- Flecha diferida.

$$f_{dif} = \beta \cdot f_{int} = 9,82 \text{ mm}$$

La fórmula simplificada para obtener coeficiente de β .

$$\beta = \frac{\varepsilon}{1+50 \cdot \rho''} \rightarrow \beta = 1,87 \quad \rho'' = \frac{A_s''}{b \cdot d} \rightarrow \rho'' = 0,0014$$

- Flecha total.

$$f_{total} = f_{int} + f_{dif} = 15,07 \text{ mm}$$

- Flecha admisible.

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = 24,00 \text{ mm}$$

- Cumpliéndose.

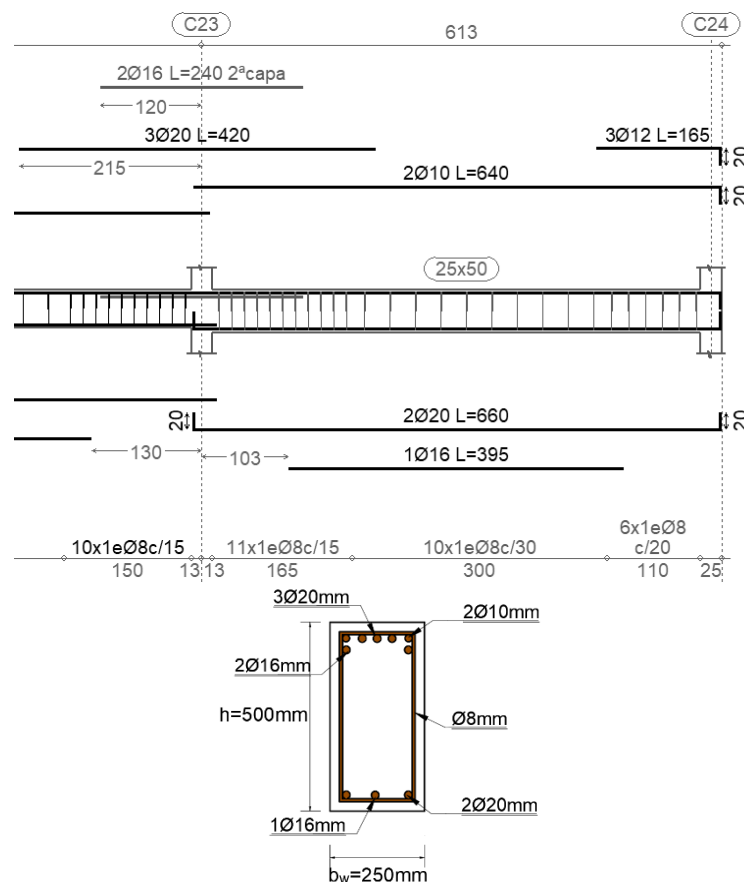
$$f_{total} = 15,07 \text{ mm} < f_{adm} = 24,00 \text{ mm} \quad \text{Cumple}$$

Tabla 3.14: Variación de cálculo manual vs cálculo de programa.

Elemento Viga.	Manual (mm ²)	Programa (mm ²).	Variación (%)	Disposición.
Momento positivo.	828,82	828,00	0,10	2Ø20 mm+1Ø16 mm
Momento negativo(C23).	1289,21	1256,00	2,58	2Ø10 mm+3Ø20 mm +2Ø16 mm
Momento negativo(C24).	441,90	458,00	3,52	2Ø10 mm+3Ø12 mm
Cortante (C23).	626,11	628,00	0,30	Ø8 mm c/15 cm
Cortante (C24).	448,03	457,00	1,96	Ø8 mm c/20 cm

Fuente: Elaboración propia.

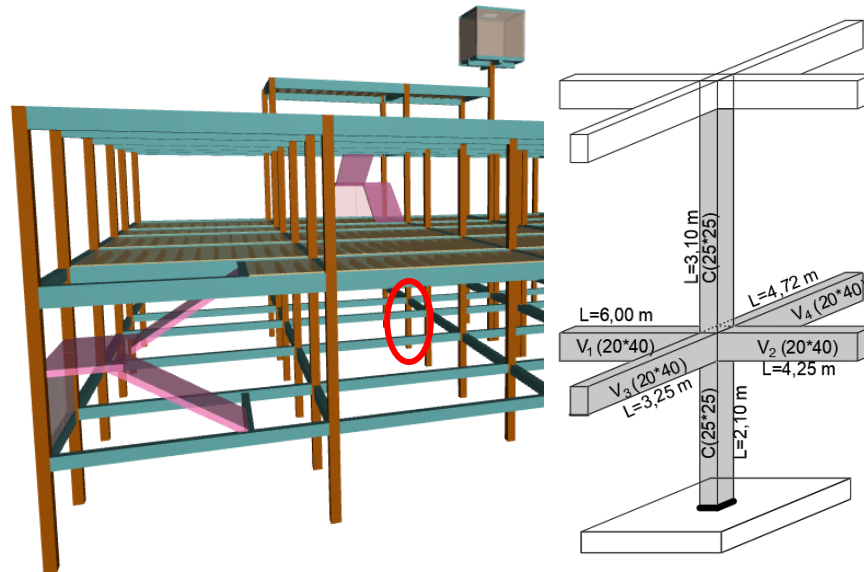
✓ Disposición de armaduras.

Figura 3.37: Disposición de armadura.

Fuente: Elaboración Cypacad 2019.

3.5.6. Diseño de columna

Figura 3.38: Columna más solicitada (C35).



Fuente: Elaboración Cypecad 2019.

➤ Resistencias características de los materiales.

$f_{ck} = 25$ MPa Resistencia característica del hormigón.

$f_{yk} = 500$ MPa Límite elástico característico del acero.

➤ Coeficientes de minoración de los materiales y mayoración de las acciones.

$\gamma_c = 1,50$ Coeficiente de minoración del hormigón.

$\gamma_s = 1,15$ Coeficiente de minoración del acero.

$\gamma_f = 1,60$

➤ Esfuerzos de diseño.

Axil de cálculo.

$$N_d = 984,99 \text{ KN}$$

Momento de cálculo en dirección x.

$$M_{dx} = -1,00 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

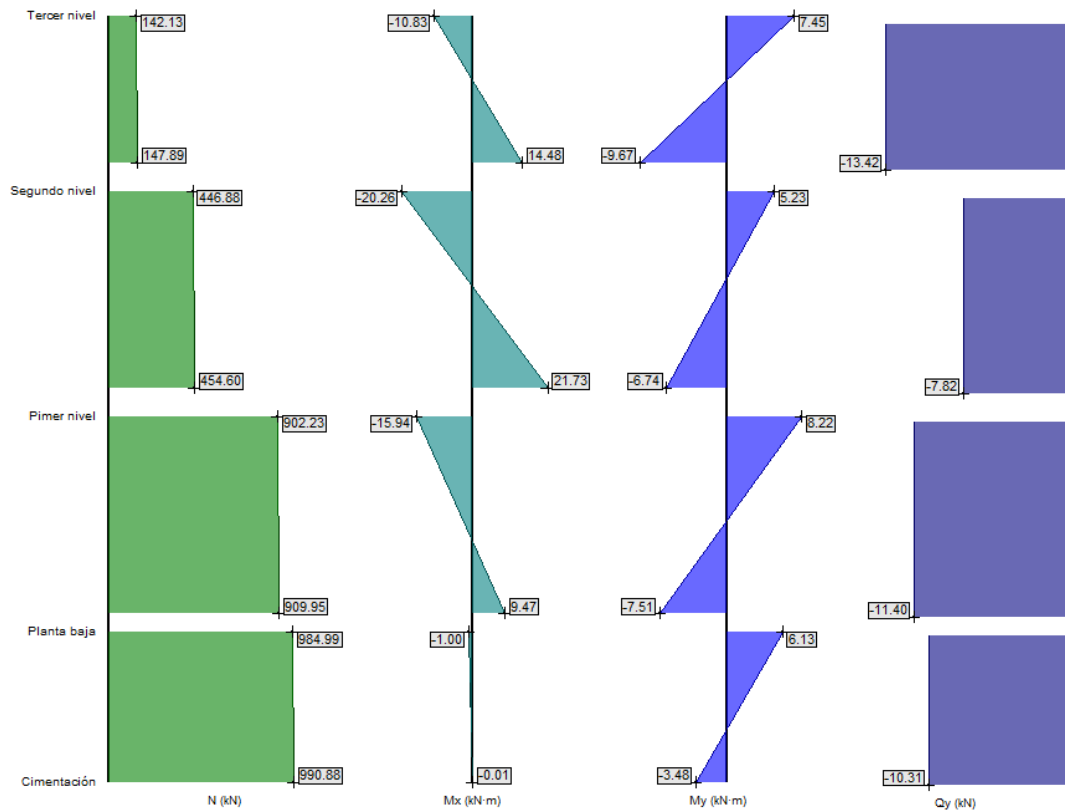
Momento de cálculo en dirección y.

$$M_{dy} = 6,13 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Recubrimiento geométrico.

$$r_g = 25 \text{ mm}$$

Figura 3.39: Esfuerzos de diseño en la columna analizada.



Fuente: Elaboración Cypecad 2019.

➤ Resistencias cálculo de los materiales.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16,67 \text{ MPa} \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$$

➤ Predimensionamiento de columna.

$$A_c = \frac{N_d}{f_{cd}} = 59097,60 \text{ mm}^2$$

$$h = b = 250 \text{ mm (sección mínima por norma).}$$

➤ Determinación del coeficiente de pandeo o grado de empotramiento: ψ_A y ψ_B .

$$\psi_A = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L} \right) \text{ de todos los pilares}}{\sum \left(\frac{EI}{L} \right) \text{ de todas las vigas}}; \quad (\text{igual para } \psi_B)$$

$$\psi_{Ax} = 1,30 \quad \psi_{Ay} = 1,01$$

$$\Psi_{Bx} = 0 \quad \Psi_{Bx} = 0$$

Tabla 3.15: Geometría de los elementos que concurren a la columna.

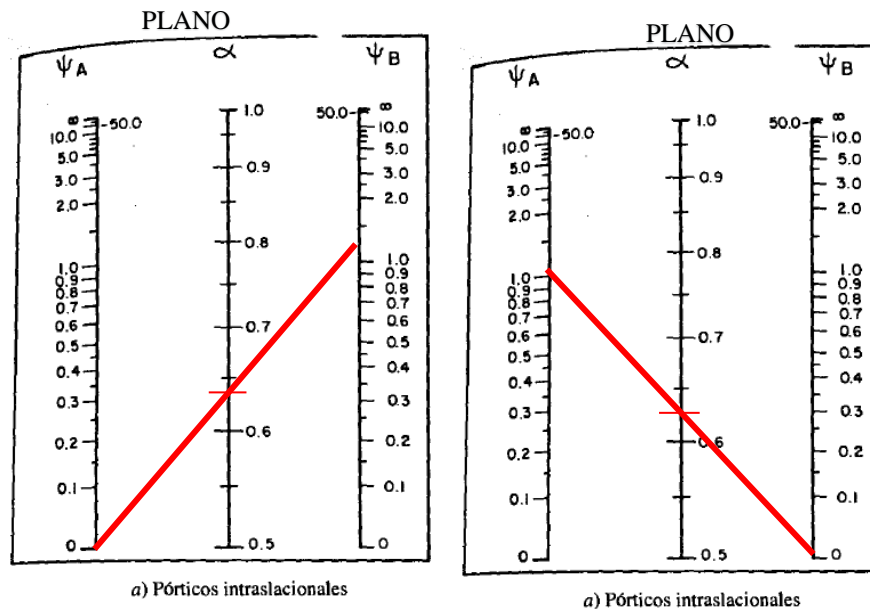
Elemento.	Longitud(cm).	b (cm).	h (cm).	I (cm ⁴)
Columna Analizada.	250	25	25	32552,08
Columna 2.	310	25	25	32552,08
Viga 1.	600	20	30	45000,00
Viga 2.	425	20	30	45000,00
Viga 3.	325	20	30	45000,00
Viga 4.	472	20	30	45000,00

Fuente: Elaboración propia.

➤ Determinación de longitud de pandeo.

Como norma general, los edificios de menos de 8 plantas, de altura menor al doble de su menor longitud, en los que la esbeltez de las vigas (luz/canto) no superen 20 y exista tabiquería y cerramiento de fábrica unidos a los elementos de la estructura, pueden considerarse intraslacionales.

Figura 3.40: Monograma para estructuras intraslacionales.



Fuente: Jiménez Montoya edición 14.

$$\alpha = \frac{0,64 + 1,4 \cdot (\Psi_A + \Psi_B) + 3 \cdot \Psi_A \cdot \Psi_B}{1,28 + 2 \cdot (\Psi_A + \Psi_B) + 3 \cdot \Psi_A \cdot \Psi_B}$$

$$\alpha_x = 0,63 \quad \alpha_y = 0,62$$

✓ Por lo tanto, la longitud de pandeo l_o .

$$l_o = \alpha_x \cdot l = 1,59 \text{ m} \quad l_o = \alpha_y \cdot l = 1,56 \text{ m}$$

✓ La esbeltez mecánica.

$$\lambda_x = \frac{l_o}{\sqrt{\left(\frac{I}{A}\right)}} \rightarrow \lambda_x = 21,96 \quad \lambda_y = \frac{l_o}{\sqrt{\left(\frac{I}{A}\right)}} \rightarrow \lambda_y = 21,55$$

✓ Esbeltez geométrica.

$$\lambda = \frac{l_o}{b} = 6,34 \quad \lambda = \frac{l_o}{h} = 6,22 \text{ Se trata de una columna corta.}$$

➤ Excentricidad de Primer Orden.

$$e_x = \frac{M_{dx}}{N_d} = 1,02 \text{ mm} \quad e_y = \frac{M_{dy}}{N_d} = 6,22 \text{ mm}$$

➤ Excentricidad accidental.

$$e_o \geq e_a = \frac{h}{20} \geq 20 \text{ mm} \quad e_a = 20 \text{ mm}$$

➤ Momento de cálculo por excentricidad mínima.

$$M_{dx} = 1,00 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{dy} = N_d \cdot e_a = 25,83 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ La capacidad mecánica del hormigón U.

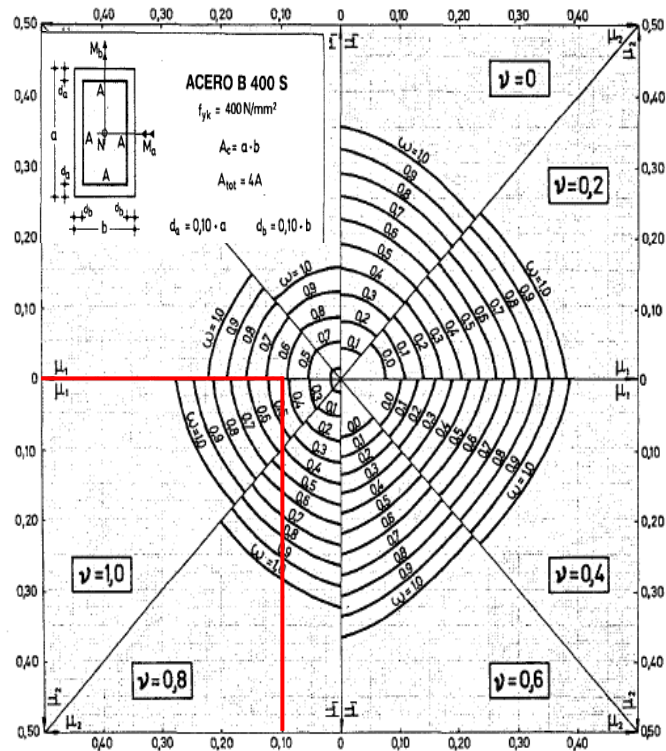
$$U_c = f_{cd} \cdot A_c = 989,58 \text{ KN}$$

➤ El esfuerzo reducido será.

$$\nu = \frac{N_d}{U_c} = 1,00 \quad \mu_y = \frac{N_d \cdot e_y}{U_c \cdot h} = 0,10 \quad \mu_x = \frac{N_d \cdot e_x}{U_c \cdot b} = 0,004$$

Con estos valores se entra en el ábaco en roseta para secciones rectangulares con áreas de armaduras iguales en una de sus caras.

Figura 3.41: Abaco para flexión esviada.



Fuente: Jiménez Montoya edición 14.

$$\nu = 1,00 \quad \omega = 0,44$$

➤ La armadura necesaria.

$$A_s = \frac{\omega \cdot b_w \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 1054,17 \text{ mm}^2$$

➤ Determinación de la armadura Mínima ($A_{s \min}$): $w_s = 0,005$ (tabla A1.10 Anexo A), de acuerdo al tipo de acero “AE-50” y tipo de elemento estructural columna.

$$A_{s \min} = w_s \cdot a \cdot b_w = 312,50 \text{ mm}^2$$

Armadura adoptada $A_s = 1054,17 \text{ mm}^2$

✓ Determinación del número de barras.

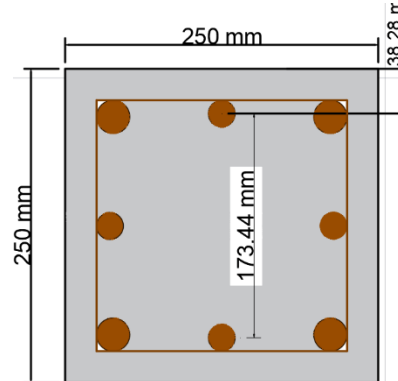
$$A_s = 4 \cdot 201 \text{ mm}^2 + 4 \cdot 113 \text{ mm}^2 = 1256 \text{ mm}^2$$

Se utilizará: 4 Φ 16mm+4 Φ 12mm

➤ Comprobación por pérdida de brazo mecánico.

$$A_s \cdot f_{yd} \cdot \text{brazo mec. de cálculo} \leq A_s \cdot f_{yd} \text{ necesario} \cdot \text{brazo mec. real}$$

Figura 3.42: Reducción de brazo mecánico.



Fuente: Elaboración propia.

✓ Resultante del brazo mecánico de cálculo: $\sqrt{200^2 + 200^2} = 282,84 \text{ mm}$

✓ Resultante del brazo mecánico real: $\sqrt{173,44^2 + 173,44^2} = 245,28 \text{ mm}$

$$A_s \cdot f_{yd} \cdot \text{brazo mec. de cálculo} = 64,82 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$A_s \cdot f_{yd} \text{ necesario} \cdot \text{brazo mec. real} = 66,97 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Se puede evidenciar que, aunque hay pérdida de brazo mecánico la armadura que se dispone logra cubrir las solicitaciones que se requiere.

➤ Verificación de la armadura transversal.

✓ Cortante en la columna.

$$V_d = 10,31 \text{ KN}$$

✓ Comprobación de agotamiento por compresión oblicua.

- Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 312,50 \text{ KN}$$

$V_d = 10,31 \text{ KN} < V_{u1} = 312,50 \text{ KN} \rightarrow$ comprobación correcta.

✓ Comprobación de agotamiento por tracción en el alma.

- Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{cu} = 0,156 \cdot \sqrt[2]{f_{cd}} \cdot b_w \cdot d = 40,36 \text{ KN}$$

$V_d = 10,31 \text{ KN} < V_{cu} = 40,36 \text{ KN} \rightarrow$ no necesita armadura transversal.

✓ El diámetro del estribo será.

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} = 4 \text{ mm} \\ 6 \text{ mm} \end{cases}$$

- Según la segunda opción: $\phi \geq 6 \text{ mm}$

✓ La separación de los estribos puede ser según estas dos opciones:

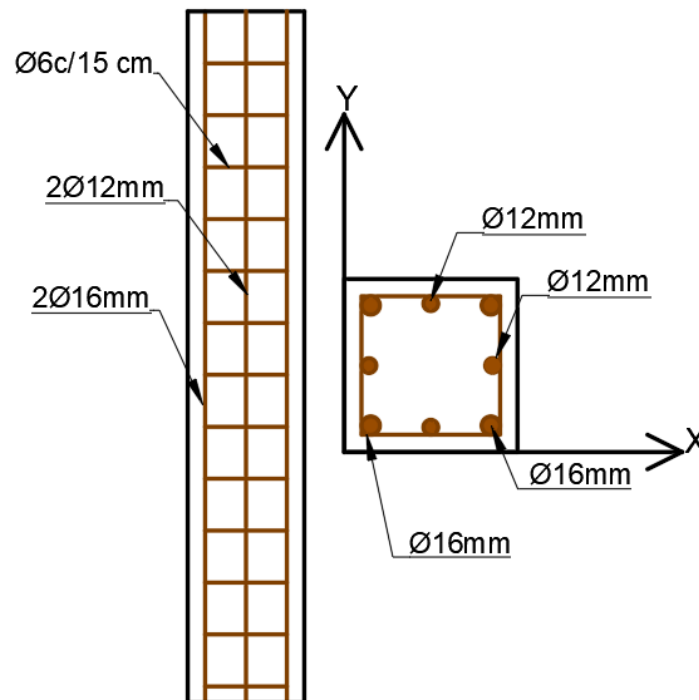
$$s \leq \begin{cases} b_o ; h \text{ (el de menor dimensión)} \\ 12\phi \text{ (de la armadura longitudinal diámetro mínimo)} \end{cases}$$

- Según la primera opción: $s \leq 200 \text{ mm}$

- Según la segunda opción: $s \leq 12 \cdot 12 = 150 \text{ mm}$

Por lo tanto, la armadura del estribo será: **Se utilizarán: $\Phi 6\text{mm c}/15 \text{ cm}$**

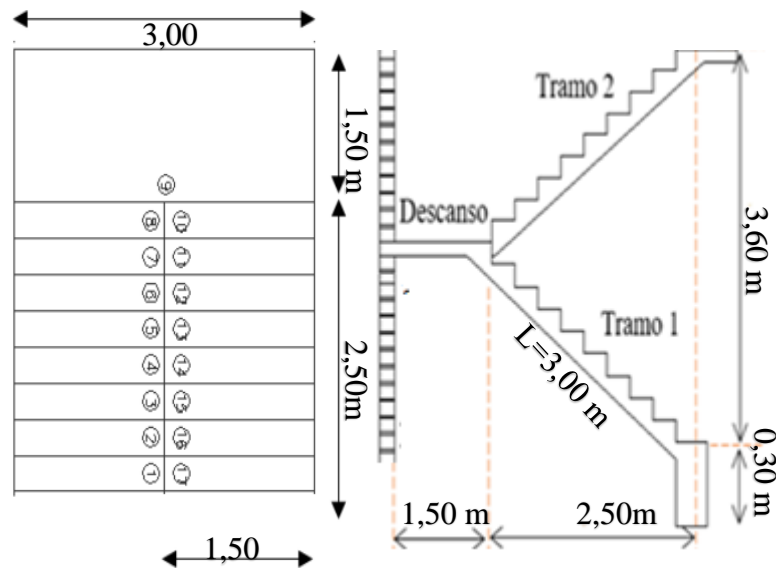
Figura 3.43: Disposición de armadura en la columna.



Fuente: Elaboración propia.

3.5.7. Diseño de escalera

Figura 3.44: Geometría de escalera.



Fuente: Elaboración propia.

$H = 3,60$ m Altura de Entrepiso.

$H_1 = 0,28$ m Huella.

$C = 0,18$ m Contra Huella.

$\theta = 32^{\circ}44' 6,8''$ Angulo de Inclinación.

$L_c = 4,00$ m Luz de Cálculo.

➤ Espesor de losa h .

$$h = \frac{L_c}{30} = 150 \text{ mm}$$

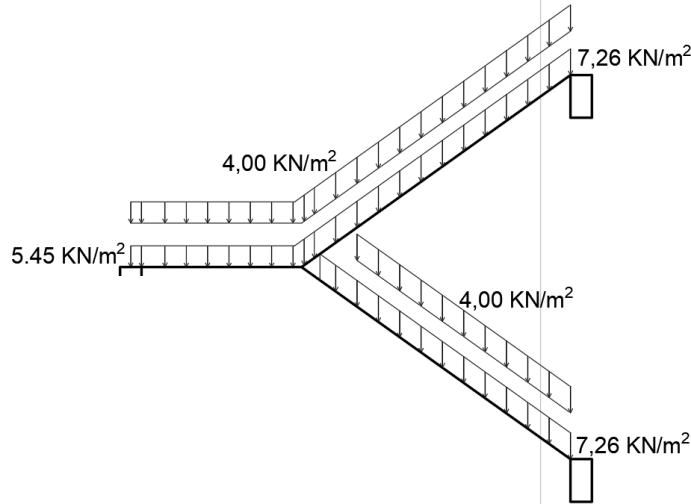
➤ Cargas en la rampa.

- Peso de losa $q_{losa} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot h = 3,75 \text{ KN/m}^2$
- peso peldaños $q_{Peldaño} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot \frac{C \cdot H_1}{2} \cdot \frac{N^{\circ} peldaños}{L} = 1,81 \text{ KN/m}^2$
- Peso acabado $q_{C.M} = 1,70 \text{ KN/m}^2$
- Peso cargas viva $q_{C.V} = 4,00 \text{ KN/m}^2$

➤ Carga en el descanso.

- Peso de losa $q_{P.P} = h \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 3,75 \text{ KN/m}^2$
- Peso cargas muerta $q_{C.M} = 1,70 \text{ KN/m}^2$
- Peso cargas viva $q_{C.V} = 4,00 \text{ KN/m}^2$

Figura 3.45: Consideración de cargas para la escalera.



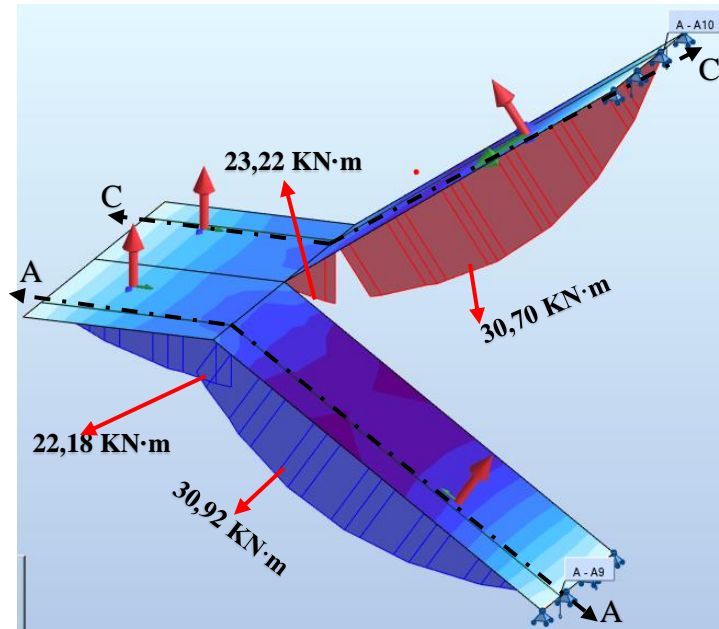
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.16: Esfuerzos generados en la escalera analizada KN·m.

Combinaciones									
Sección	Combinación	Esfuerzos	Posiciones						
			0.000 m	0.749 m	1.499 m	2.248 m	2.997 m	3.746 m	4.496 m
A-A	PP+CM	N	19.792	15.318	12.065	9.254	3.930	0.712	-0.002
		M	-0.596	-8.097	-12.414	-13.166	-9.418	-6.178	-0.390
		V	10.522	7.976	2.765	-1.347	-4.328	-6.155	-10.572
	1.6-PP+1.6-CM	N	31.668	24.509	19.304	14.807	6.288	1.139	-0.004
		M	-0.954	-12.955	-19.863	-21.066	-15.069	-9.885	-0.624
		V	16.835	12.761	4.423	-2.155	-6.925	-9.849	-16.915
	PP+CM+1.6-Qa	N	36.581	28.902	23.326	18.412	8.447	1.487	-0.008
		M	-1.026	-14.013	-21.564	-23.016	-16.530	-11.512	-0.753
		V	18.167	13.854	4.916	-2.083	-5.913	-10.815	-20.366
	1.6-PP+1.6-CM+1.6-Qa	N	48.456	38.093	30.566	23.964	10.805	1.914	-0.009
		M	-1.384	-18.872	-29.013	-30.915	-22.181	-15.219	-0.987
		V	24.480	18.639	6.574	-2.891	-8.510	-14.508	-26.709
Combinaciones									
Sección	Combinación	Esfuerzos	Posiciones						
			0.000 m	0.749 m	1.499 m	2.248 m	2.997 m	3.746 m	4.496 m
C-C	PP+CM	N	0.032	-0.600	-3.214	-8.341	-11.981	-15.263	-19.765
		M	-0.394	-6.236	-9.769	-13.082	-12.493	-8.199	-0.601
		V	-10.641	-6.353	-5.311	-1.502	2.619	7.895	10.512
	1.6-PP+1.6-CM	N	0.051	-0.960	-5.143	-13.345	-19.169	-24.421	-31.624
		M	-0.630	-9.977	-15.631	-20.932	-19.989	-13.118	-0.962
		V	-17.026	-10.165	-8.497	-2.403	4.190	12.631	16.819
	PP+CM+1.6-Qa	N	0.065	-1.290	-6.641	-16.945	-23.182	-28.794	-36.518
		M	-0.762	-11.645	-17.361	-22.845	-21.676	-14.176	-1.034
		V	-20.527	-11.254	-8.079	-2.327	4.641	13.695	18.134
	1.6-PP+1.6-CM+1.6-Qa	N	0.084	-1.650	-8.569	-21.040	-30.371	-37.952	-48.377
		M	-0.998	-15.387	-23.223	-30.695	-29.171	-19.095	-1.395
		V	-26.911	-15.066	-11.265	-3.228	6.213	18.432	24.442

Fuente: Elaboración Cypecad 2019.

Figura 3.46: Momentos flectores máximos positivo en la escalera (KN·m).

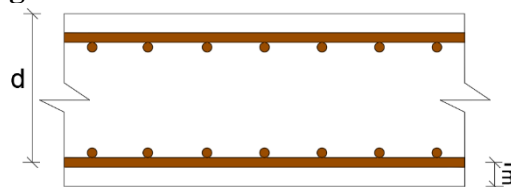


Fuente: Elaboración Robot Structural.

➤ Determinación de la armadura negativa en dirección A-A.

$$M_d = 30,92 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Figura 3.47: Canto útil de la sección escalera.



Fuente: Elaboración propia.

Altura de escaleta $h = 150 \text{ mm}$

Ancho $b_w = 1000 \text{ mm}$

Recubrimiento (r_g) = 25 mm

Recubrimiento (r_m) = 30 mm

$$r_m = r_g + \frac{\phi_{long}}{2} = 30 \text{ mm}$$

Canto útil (d): $150 - 25 - 10 \cdot 0,5 = 120 \text{ mm}$

✓ Determinación del momento reducido (μ_d).

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,129$$

Determinación de la cuantía mecánica: Se obtiene (w_s) de (tabla A1.3 Anexo A)

Con $\mu_d = 0,129$ se obtiene una cuantía geométrica de $\rightarrow w_s = 0,139$

✓ Determinación de la Armadura (A_s).

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 641,00 \text{ mm}^2$$

✓ Determinación de la Armadura mínima (A_{smin}): $w_s = 0,0015$ (tabla A1.10 Anexo A), de acuerdo al tipo de acero “AE-50” y tipo de elemento estructural losa.

$$A_{smin} = w_s \cdot b_w \cdot h = 225 \text{ mm}^2$$

Armadura adoptada $A_s = 641,00 \text{ mm}^2$

✓ Determinación del número de barras.

$$A_s \text{ } \varnothing 10 \text{ mm} = 9 \cdot 78,50 \text{ mm}^2 = 706,50 \text{ mm}^2$$

Se utilizará $\varnothing 10 \text{ mm c}/10 \text{ cm}$

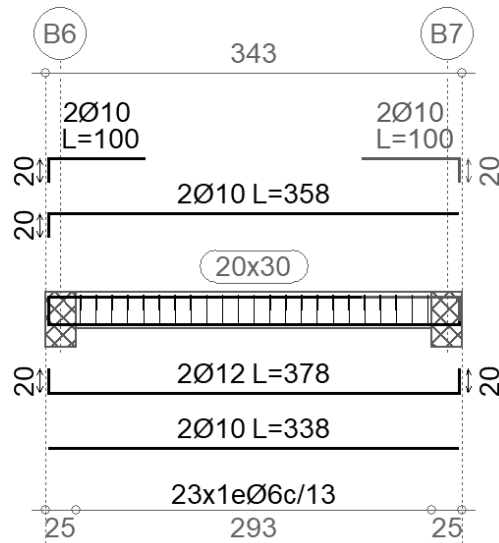
➤ Determinación de la armadura negativa.

Se cálculo los momentos positivos como si estuviera simplemente apoyado y para momentos negativos se tomará el $0,25 \cdot M$ como se indica en el libro Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón tomo II de J. Calavera.

Tabla 3.17: Cálculo de la armadura en la escalera para momento negativo.

Cálculo de la armadura a disponer en la escalera por metro de ancho.		
Momento (KN·m).		7,73
Dimensiones.	h (mm).	150,00
	d (mm).	120,00
	b_w (mm).	1000,00
Rec. Geométrico (mm).		25,00

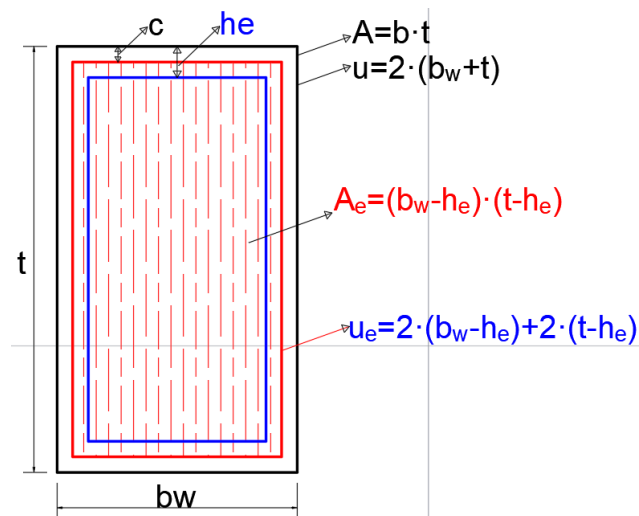
Figura 3.49: Disposición de armado en la viga de apoyo de escalera.



Fuente: Elaboración Cypecad 2019.

✓ Determinación de los parámetros del área efectiva.

Figura 3.50: Parámetros efectivos de la sección analizada.



Fuente: Elaboración propia.

$$h_e = \frac{A}{u} = \frac{b_w \cdot t}{2 \cdot (b_w + t)} \geq 2 \cdot c$$

$$h_e = 60 \text{ mm} \geq 73,18 \text{ mm}$$

$$h_e = 73,18 \text{ mm}$$

$$A_e = (b_w - h_e) \cdot (t - h_e) = 33600,00 \text{ mm}$$

$$u_e = 2 \cdot (b_w - h_e) + 2 \cdot (t - h_e) = 760,00 \text{ mm}$$

✓ Momento torsor resistido por las bielas comprimidas de hormigón.

Donde:

$$f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$$

$$T_{u1} = 0,36 \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e$$

$$T_{u1} = 12,10 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$T_{u1} \geq T_d$$

$$12,10 \text{ KN} \cdot \text{m} \geq 2,06 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

✓ Momento torsor resistido por las armaduras transversales.

$$A_e = 33600,00 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 28,3 \text{ mm}^2$$

$$f_{yd} = 400 \text{ MPa}$$

$$S_t = 130 \text{ mm}$$

$$T_d = 2,06 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$T_{u2} = \frac{2 \cdot A_e \cdot A_t}{S_t} f_{yd} \geq T_d$$

$$T_{u2} = 5,85 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$T_{u2} \geq T_d$$

$$5,85 \text{ KN} \cdot \text{m} \geq 2,06 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

✓ Momento torsor resistido por las armaduras longitudinales.

$$A_e = 33600,00 \text{ mm}^2$$

$$A_l = 697,00 \text{ mm}^2$$

$$f_{yd} = 400 \text{ MPa}$$

$$u_e = 760,00 \text{ mm}$$

$$T_d = 2,06 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$T_{u3} = \frac{2 \cdot A_e}{u_e} \cdot A_l \cdot f_{yd} \geq T_d$$

$$T_{u3} = 22,68 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$T_{u3} \geq T_d$$

$$24,65 \text{ KN} \cdot \text{m} \geq 2,06 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Tabla 3.18: Variación de cálculo manual vs cálculo de programa.

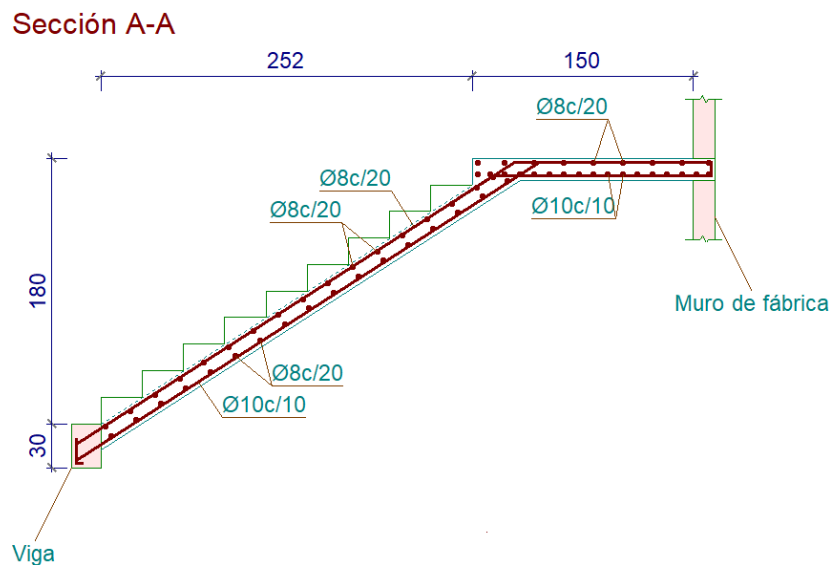
Elemento Escalera.	Manual (mm ²).	Programa (mm ²).	Variación (%).	Disposición.
Momento positivo.	641,00	655,79	2,26	Ø10 mm c/10cm

Fuente: Elaboración propia.

➤ Disposición de armaduras.

Se uniformizará en toda la armadura longitudinal con armadura de Ø10 c/10cm.

Figura 3.51: Disposición de armadura en escalera.



Fuente: Elaboración Cypecad 2019.

3.5.8. Diseño de cimentación

Se realiza la verificación de la zapata aislada que se encuentra en la columna C35.

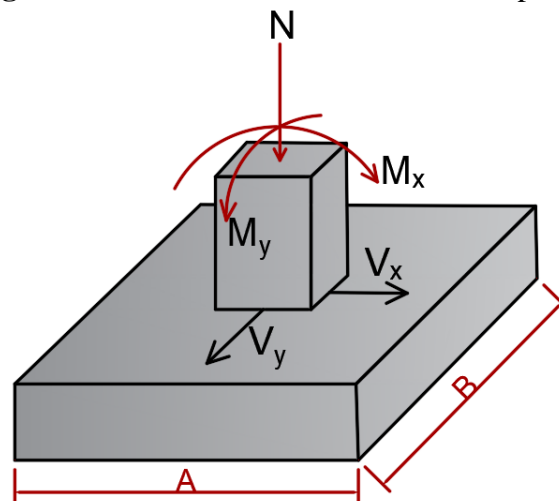
Datos de la zapata aislada:

$$N = 625,10 \text{ KN}; V_x = 3,93 \text{ KN}; V_y = -7,19 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 5,22 \text{ KN} \cdot \text{m}; M_{y1} = -8,76 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$a_o = 0,25 \text{ m}; b_o = 0,25 \text{ m}; q_{adm} = 0,179 \text{ Mpa}; r(\text{recubrimiento.}) = 70\text{mm}$$

Figura 3.52: Momentos actuantes en la zapata.



Fuente: Elaboración propia.

➤ Resistencias minoradas de los materiales.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = 16,67 \text{ MPa} \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

➤ Dimensionamiento manual.

✓ El peso propio de la zapata, igual al 10 % de la carga N.

$$P_z = 0,1 \cdot N = 62,51 \text{ KN}$$

✓ El peso del relleno.

$$P_r = \gamma_r \cdot A \cdot B \cdot H_1 - \gamma_r \cdot a_o \cdot b_o \cdot H_1 \rightarrow P_r = 40,00 A^2 - 2,50$$

Para estimar las dimensiones A y B de la zapata, encontramos el área mínima:

$$q_{adm} = \frac{N + P_z + P_r}{A \cdot B} + \frac{6 \cdot M_x}{B \cdot A^2} + \frac{6 \cdot M_y}{A \cdot B^2}$$

$$A = B = 2,30 \text{ m}$$

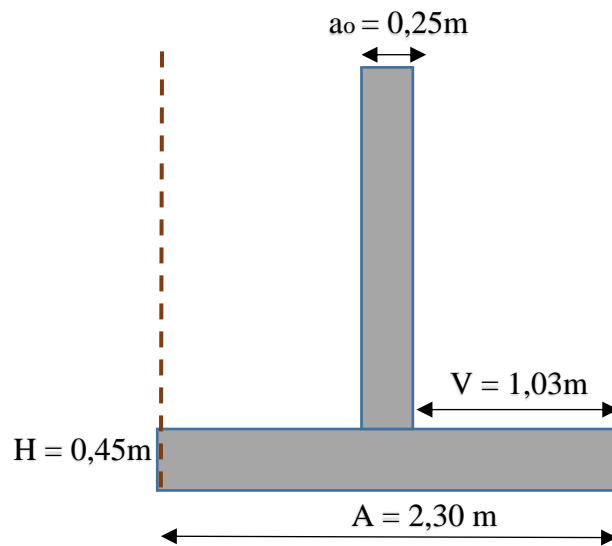
➤ Cálculo del canto de la zapata.

Donde:

a_o y $b_o = 0,25 \text{ m}$ (columna).

A y $B = 2,30 \text{ m}$ (zapata).

Figura 3.53: Geometría de la zapata.



Fuente: Elaboración propia.

Para estimar la altura de la zapata, lo hacemos con las siguientes fórmulas:

$$h = \frac{A - a_o}{4} = 0,45 \text{ m}$$

Por la relación entre sus dimensiones (lo que condiciona su forma de trabajo), pueden ser rígidas o flexibles $v > 2 \cdot h$.

$1,03 \text{ m} > 0,90 \text{ m}$ Se trata de una zapata flexible

➤ Fuerzas actuantes corregidas.

$$P \cdot P_{zapata} = \gamma_{H^o} \cdot Volumen = 25 \text{ KN/m}^3 (0,45 \text{ m} \cdot 2,30\text{m} \cdot 2,30\text{m})$$

$$P \cdot P_{zapata} = 59,51 \text{ KN}$$

$$M_x = M_{x1} + V_x \cdot h = 7,00 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = M_{y1} + V_y \cdot h = 12,00 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$P_r = 40,00 A^2 - 2,50 \rightarrow P_r = 209,10 \text{ KN}$$

➤ Verificación del esfuerzo máximo.

$$q_{adm} = 0,179 \text{ MPa}$$

$$q_{max} = \frac{N + P_z + P_r}{A \cdot B} + \frac{6 \cdot M_x}{B \cdot A^2} + \frac{6 \cdot M_y}{A \cdot B^2} = 0,178 \text{ MPa}$$

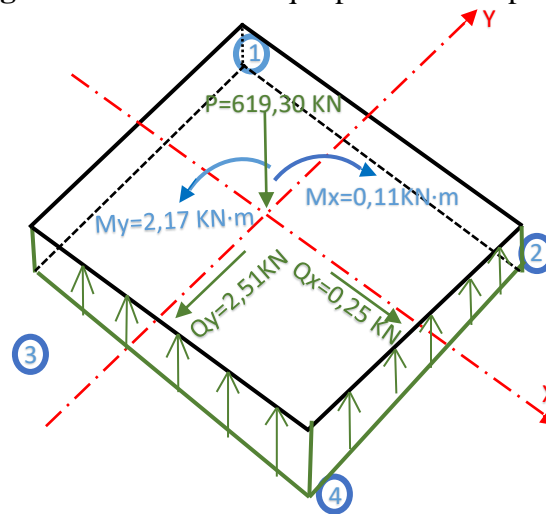
$$\sigma_{adm} > \sigma_{max} \text{ ok}$$

$$q_{min} = \frac{N + P_z + P_r}{A \cdot B} - \frac{6 \cdot M_x}{B \cdot A^2} - \frac{6 \cdot M_y}{A \cdot B^2} = 0,160 \text{ MPa}$$

$$q_{adm} > q_{max} \text{ ok!}$$

➤ Los esfuerzos en la zapata serán los siguientes.

Figura 3.54: Esfuerzos que presenta la zapata.



Fuente: Elaboración propia.

Los esfuerzos máximos para diseño de la armadura se presentan para la combinación sin la acción del viento.

$$q_1 = \frac{N_T}{A \cdot B} + \frac{6 \cdot (M_x + V_x \cdot h)}{B \cdot A^2} - \frac{6 \cdot (M_y + V_y \cdot h)}{A \cdot B^2} = 0,166 \text{ MPa}$$

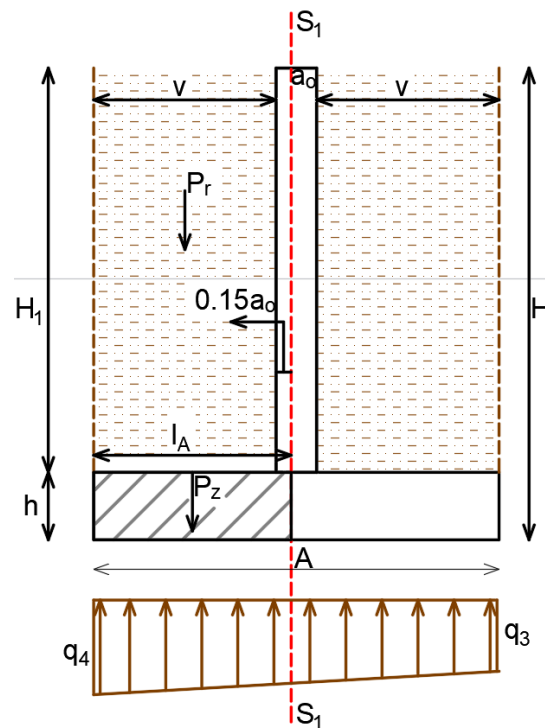
$$q_2 = \frac{N_T}{A \cdot B} - \frac{6 \cdot (M_x + V_x \cdot h)}{B \cdot A^2} - \frac{6 \cdot (M_y + V_y \cdot h)}{A \cdot B^2} = 0,166 \text{ MPa}$$

$$q_3 = \frac{N_T}{A \cdot B} + \frac{6 \cdot (M_x + V_x \cdot h)}{B \cdot A^2} + \frac{6 \cdot (M_y + V_y \cdot h)}{A \cdot B^2} = 0,169 \text{ MPa}$$

$$q_4 = \frac{N_T}{A \cdot B} + \frac{6 \cdot (M_x + V_x \cdot h)}{B \cdot A^2} - \frac{6 \cdot (M_y + V_y \cdot h)}{A \cdot B^2} = 0,170 \text{ MPa}$$

➤ Cálculo de la armadura.

Figura 3.55: Diseño a flexión referidas a la sección S1-S1.



Fuente: Elaboración propia.

Longitudes de empotramiento en dirección A y B.

$$l_A = \frac{A - a_o}{2} + 0,15 \cdot a_o \rightarrow l_A = 1,063 \text{ m}$$

➤ Determinación del cálculo de armadura en el lado A.

✓ Valor de la tensión del terreno bajo la sección de referencia.

$$q_3 = 0,169 \text{ MPa} \quad q_4 = 0,170 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{S1} = q_3 + \left(\frac{q_4 - q_3}{A} \cdot (A - l_A) \right) = 0,169 \text{ MPa}$$

✓ Obtención del Momento en la sección de referencia (M_{S1}).

- Momento debido a las reacciones del terreno bajo la zapata.

$$M_{ter} = B \cdot \left(\sigma_{S1} \cdot \frac{l_A^2}{2} + \frac{(q_4 - \sigma_{S1})}{2} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot l_A^2 \right) \right) = 220,12 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Momento debido al peso de la zapata.

$$M_z = \gamma_H \cdot h \cdot B \cdot l_A \cdot \left(\frac{l_A}{2} \right) = -14,61 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Momento debido al peso del terreno que gravita sobre la zapata.

$$M_r = \gamma_s \cdot (H_1) \cdot v \cdot \left(0,15 \cdot a_o + \frac{v}{2} \right) = -51,87 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Momento en la sección de referencia.

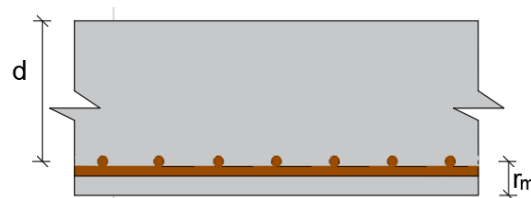
$$M_{S1} = M_{ter} + M_z + M_r = 153,65 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

✓ Momento de cálculo en la sección de referencia.

$$M_d = \gamma \cdot M_{S1} = 245,84 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

✓ Recubrimiento mecánico en la zapata.

Figura 3.56: Canto útil de la sección zapata.



Fuente: Elaboración propia.

Altura de zapata $h = 450 \text{ mm}$

Base de la zapata $B = 2300 \text{ mm}$

Recubrimiento (r_g) = 70 mm

Recubrimiento (r_m) = 88 mm

$$r_m = r_g + \phi_{long} + \frac{\phi_{trans}}{2} = 88 \text{ mm}$$

Canto útil (d): $450 - 70 - 12 - 12 \cdot 0,5 = 362 \text{ mm}$

✓ Momento reducido de cálculo en A.

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,049$$

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu) = 0,051$$

✓ Cálculo de la armadura necesaria de la zapata.

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 1630,00 \text{ mm}^2$$

✓ Cálculo de la armadura mínima (A_{smin}): $w_s = 0,0015$ (tabla A1.10 Anexo A), de acuerdo al tipo de acero “AE-50” y tipo de elemento estructural losa.

$$A_{smin} = \omega_s \cdot b_w \cdot h = 1553,00 \text{ mm}^2$$

Armadura adoptada $A_s = 1630,00 \text{ mm}^2$

✓ Determinación del número de barras.

$$A_s \text{ } \phi 12 \text{ mm} = 15 \cdot 113 = 1695,00 \text{ mm}^2$$

✓ Espaciamiento entre armaduras.

$$s = \frac{B - N^\circ \text{ de barras} \cdot \phi - 2 \cdot r}{N^\circ \text{ de barras} - 1} \rightarrow s = 150 \text{ mm}$$

15 barras de $\phi 12 \text{ mm}$ c/ 15 cm.

➤ Determinación del cálculo de armadura en el lado B.

✓ Valor de la tensión del terreno bajo la sección de referencia.

$$q_4 = 0,170 \text{ MPa} \quad q_2 = 0,166 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s1} = q_2 + \left(\frac{q_4 - q_2}{B} \cdot (B - l_B) \right) = 0,168 \text{ MPa}$$

✓ Obtención del Momento en la sección de referencia (M_{s1}).

- Momento debido a las reacciones del terreno bajo la zapata.

$$M_{ter} = A \cdot \left(\sigma_{s1} \cdot \frac{l_B^2}{2} + \frac{(q_4 - \sigma_{s1})}{2} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot l_B^2 \right) \right) = 219,51 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Momento debido al peso de la zapata.

$$M_z = \gamma_H \cdot h \cdot A \cdot l_L \cdot \left(\frac{l_A}{2} \right) = -14,61 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Momento debido al peso del terreno que gravita sobre la zapata.

$$M_r = \gamma_s \cdot H_1 \cdot v \cdot \left(0,15 \cdot b_o + \frac{v}{2} \right) = -51,87 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Momento característico en la sección de referencia.

$$M_{s1} = M_{ter} + M_z + M_r = 153,04 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

✓ Momento de cálculo en la sección de referencia.

$$M_d = \gamma \cdot M_{s1} = 244,86 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

✓ Momento reducido de cálculo en B.

$$\mu = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,046$$

$$\omega = \mu(1 + \mu) = 0,048$$

✓ Cálculo de la armadura necesaria de la zapata.

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 1568,00 \text{ mm}^2$$

✓ Cálculo de la armadura mínima): $w_s = 0,0015$ (tabla A1.10 Anexo A), de acuerdo al tipo de acero "AE-50" y tipo de elemento estructural losa.

$$A_s = \omega_{min} \cdot b_w \cdot h = 1553,00 \text{ mm}^2$$

Armadura adoptada $A_s = 1568,00 \text{ mm}^2$

✓ Determinación del número de barras.

$$A_s \text{ } \varnothing 12 \text{ mm} = 15 \cdot 113 = 1695,00 \text{ mm}^2$$

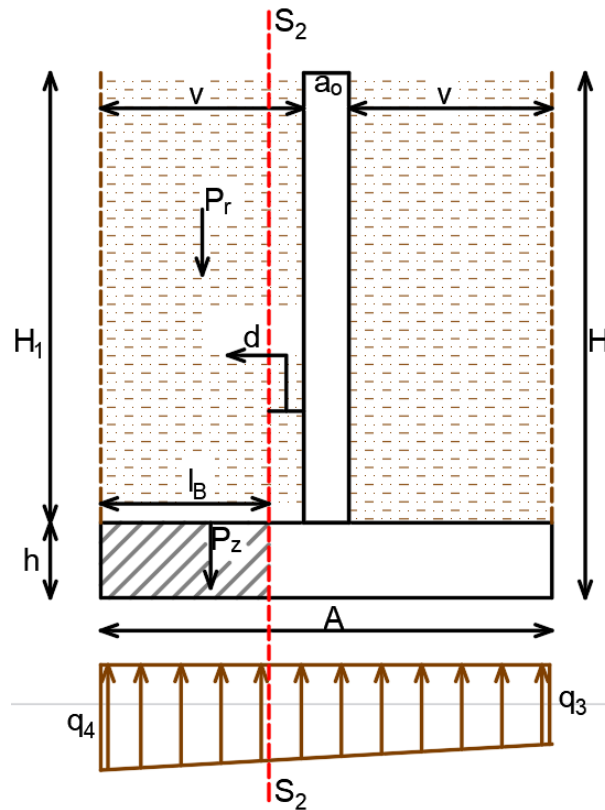
✓ Espaciamiento entre armaduras.

$$s = \frac{a - N^{\circ} \text{ de barras} \cdot \varnothing - 2 \cdot r}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1} \rightarrow s = 150 \text{ mm}$$

14 barras de $\varnothing 12 \text{ mm}$ c/ 15 cm.

✓ Verificación a cortante.

Figura 3.57: Comprobación del cortante referidas a la sección S2-S2.



Fuente: Elaboración propia.

Longitud l_B .

$$l_B = \frac{A - a_o}{2} - d \rightarrow l_B = 0,651 \text{ m}$$

- Esfuerzo en la referencia S_2 .

$$\sigma_{S_2} = q_3 + \left(\frac{q_4 - q_3}{A} \cdot (A - l_B) \right) = 0,169 \text{ MPa}$$

- Cortante debido a las reacciones del terreno bajo la zapata.

$$V_{ter} = \sigma_{S_2} \cdot l_B \cdot B + (q_4 - \sigma_{S_2}) \left(\frac{l_B}{2} \cdot B \right) = 253,87 \text{ KN}$$

- Cortante debido al peso del terreno que gravita sobre la zapata.

$$V_r = \gamma_r \cdot (l_B) \cdot B \cdot (H_1) = 59,89 \text{ KN}$$

- Cortante debido al peso de la zapata.

$$V_z = \gamma_H \cdot (l_B) \cdot B \cdot h = 16,84 \text{ KN}$$

- Cortante característico en la sección de referencia.

$$V_{S_2} = V_{ter} - V_r - V_z = 177,14 \text{ KN}$$

- Cortante de cálculo en la sección de referencia.

$$V_d = \gamma \cdot V_{S_2} = 283,42 \text{ KN}$$

$$V_d < 2 \cdot b_2 \cdot d_2 \cdot f_{cv}$$

$$283,42 \text{ KN} < 298,72 \text{ KN}$$

✓ Comprobación a punzonamiento.

$$A = 2,30 \text{ m}$$

$$B = 2,30 \text{ m}$$

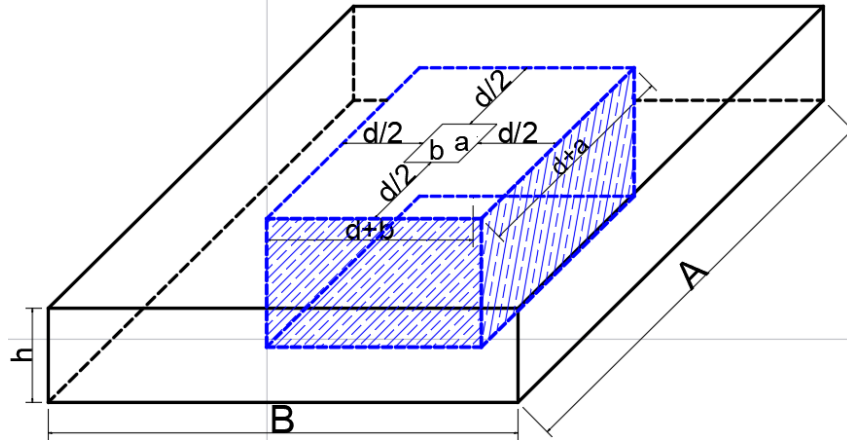
$$a = b = 0,25 \text{ m}$$

$$\sigma = 0,170 \text{ MPa}$$

$$2 \cdot f_{cv} \cdot 2 \cdot ((a + d) + (b + d)) \cdot d > V_d$$

$$2 \cdot f_{cv} > \frac{\sigma \cdot (B \cdot A - (a + d) \cdot (b + d))}{2 \cdot ((a + d) + (b + d)) \cdot d}$$

Figura 3.58: Comprobación a punzonamiento en la zapata.



Fuente: Elaboración propia.

$$2 \cdot 0,156 \cdot \sqrt{f_{cd}} > \frac{\sigma \cdot (B \cdot A - (a + d) \cdot (b + d))}{2 \cdot ((a + d) + (b + d)) \cdot d}$$

$$1,29 \text{ MPa} > 1,27 \text{ MPa}$$

✓ Comprobación a la adherencia.

El cortante mayorado a tomar en cuenta será a la referida en la sección S₁-S₁ de la figura 3.43 siendo V_d = 468,00 kN.

$$\tau_b = \frac{V_d}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot u} \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_{bd} = 0,44 \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 2,87 \text{ MPa}$$

$$2,54 \text{ MPa} \leq 2,87 \text{ MPa}$$

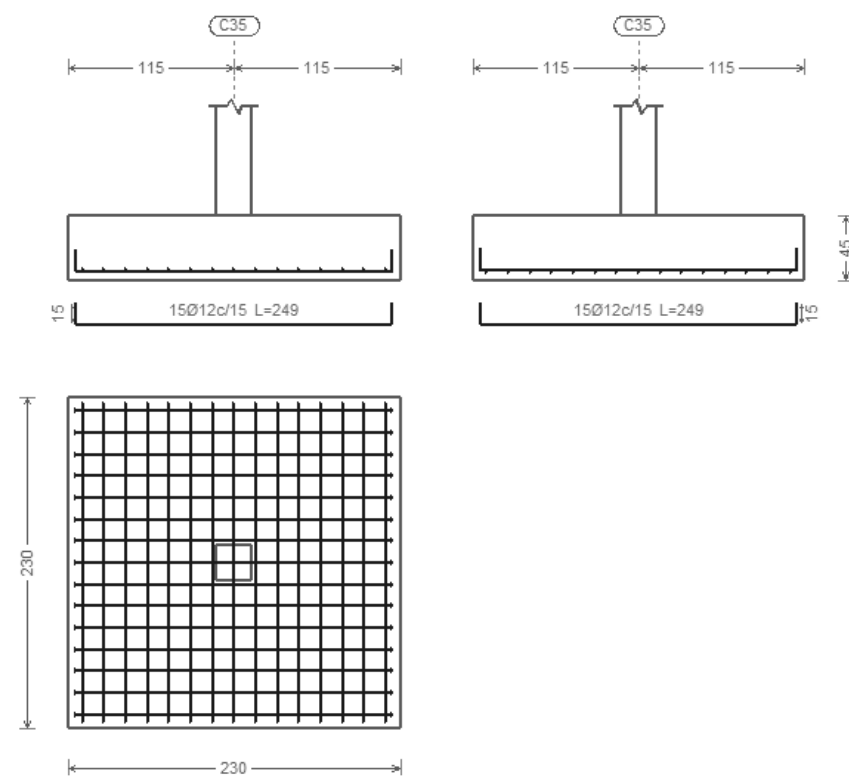
✓ Resumen de armaduras.

Tabla 3.19: Variación de cálculo manual vs cálculo de programa.

Elemento Zapata	Manual (mm ²)	Programa (mm ²).	Variación (%)	Disposición.
Dirección X.	1630,00	1624,00	0,37	15Ø12c/15
Dirección Y.	1568,00	1554,00	0,90	15Ø12c/15

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.59: Armaduras a disponer.



Fuente: Elaboración Cypecad 2019.

3.5.9. Estrategia para la ejecución del proyecto

3.5.9.1. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas realizadas para cada ítem, comprende los siguientes puntos: definición, materiales, herramientas y equipo, procedimiento para la ejecución, forma de medición, y forma de pago; cada uno de estos puntos deben ser estrictamente cumplidos en el momento de la ejecución del proyecto, (ver Anexo D).

3.5.9.2. Cómputos métricos

Los cómputos métricos serán realizados para cada ítem, contemplando la medición de: longitudes, áreas, volúmenes y pzas. En el Anexo E, se indica a detalle el desarrollo de la medición.

3.5.9.3. Precios unitarios

El análisis de precios unitarios se realizó para cada ítem, y comprende los siguientes puntos: materiales, mano de obra, equipo, maquinaria y herramientas; tomado en cuenta como beneficios sociales el 55% de la mano de obra, herramientas menores el 5% de la mano de obra, IVA 14,94%; gastos generales 8%, impuestos 3,09% y utilidades el 8%. En el Anexo F se indica el análisis de todos los precios unitarios.

3.5.9.4. Presupuesto de la obra

El presupuesto para la materialización de los ítems descritos en la tabla 3.20 es de 3.108.977,38 Bs.

Tabla 3.20: Presupuesto general de la obra.

Presupuesto por Ítems y General de la Obra (En Bolivianos).						
Proyecto: Construcción Estación Policial Integral Comunidad de San Andrés.						
Ítem	Descripción.	Und	Cantidad.	Precio Unitario.	Precio Unitario (literal).	Parcial (Bs).
1	Instalación de Faenas.	glb	1,00	8.804,60	Ocho Mil Ochocientos Cuatro 60/100	8.804,60
2	Replanteo y trazado de superficie.	m ²	660,00	5,66	Cinco 66/100	3.732,58
3	Excavación con Retroexcavadora.	m ³	344,39	25,34	Veinticinco 34/100	8.727,82
4	Relleno y Compactado con Maquinaria.	m ³	336,89	94,76	Noventa Y Cuatro 76/100	31.922,73
5	Zapatas de H°A° (H-25).	m ³	48,16	3.366,41	Tres Mil Trescientos Sesenta Y Seis 41/100	162.121,85
6	Viga de Arriostre de H°A° (H-25).	m ³	20,54	3.727,07	Tres Mil Setecientos Veintisiete 07/100	76.550,97
7	Columnas de H°A° (H-25).	m ³	31,13	4.968,68	Cuatro Mil Novecientos Sesenta Y Ocho 68/100	154.681,30
8	Vigas de H°A° (H-25).	m ³	60,31	4.826,43	Cuatro Mil Ochocientos Veintiséis 43/100	291.097,41
9	Escalera de H°A° (H-25).	m ³	8,40	4.522,07	Cuatro Mil Quinientos Veintidós 07/100	37.3985,37
10	Losa Alivianada (h=20cm).	m ²	1.188,48	390,81	Trescientos Noventa 81/100	464.472,00

Ítem	Descripción.	Und	Cantidad.	Precio Unitario.	Precio Unitario (literal).	Parcial (Bs).
11	Muros de Cerámico 18 cm (6H).	m ²	608,80	264,74	Doscientos Sesenta Y Cuatro 74/100	161.174,70
12	Muros de Cerámico 12 cm (6H).	m ²	1.122,84	183,48	Ciento Ochenta Y Tres 48/100	206.021,35
13	Muro Tanque Elevado H°A° (H-25).	m ³	2,35	4.925,87	Cuatro Mil Novecientos Veinticinco 87/100	11.575,79
14	Losa llena de H°A° (H-25).	m ³	1,20	4.444,03	Cuatro Mil Cuatrocientos Cuarenta Y Cuatro 03/100	5.332,84
15	Revoque Exterior.	m ²	990,72	231,84	Doscientos Treinta Y Un 84/100	229.685,87
16	Revoque Interior de Yeso.	m ²	2.829,54	128,36	Ciento Veintiocho 36/100	363.208,66
17	Revoque Cielo Raso S/Losa.	m ²	1.250,79	173,60	Ciento Setenta Y Tres 60/100	217.141,88
18	Empedrado y Contrapiso de H°.	m ²	576,27	177,65	Ciento Setenta Y Siete 65/100	102.371,59
19	Piso de Cerámica Nacional.	m ²	1.239,38	310,54	Trescientos Diez 54/100	384.872,93
20	Zócalo de Cerámico.	m	880,52	59,23	Cincuenta Y Nueve 23/100	52.148,87
21	Carpeta de Nivelación (e=3cm).	m ²	1.239,38	104,27	Ciento Cuatro 27/100	129.230,03
22	Revoque Interior Impermeable (Tanque).	m ²	26,00	235,24	Doscientos Treinta Y Cinco 24/100	6.116,23
	Total, presupuesto:					3.108.977,38

Son: Tres Millones Ciento Ocho Mil Novecientos Setenta Y Siete 38/100 Bolivianos.

Fuente: Elaboración propia.

3.5.9.5. Cronograma de obra.

Se realizó un cronograma de actividades que se recomienda seguir en la construcción. Según el cronograma mostrado, se tiene planificada la construcción del Centro Policial San Andrés, en 242 días calendarios.

Tabla 3.21: Tiempo de duración de actividades a realizar.

Ítem	Descripción	Und	Cantidad	Rendimiento por unidad de cuadrilla (Hrs)	Tiempo en horas por día de trabajo	Cantidad de días por cuadrilla	Numero de cuadrillas	Total, días de ejecución.
1	Instalación de Faenas.	Gbl	1,00	28,50	8,00	3,56	1,00	4,00
2	Replanteo y trazado de superficie	m ²	660,00	0,02	8,00	1,65	1,00	2,00
3	Excavación con Retroexcavadora.	m ³	344,39	0,06	8,00	2,44	1,00	3,00
4	Relleno y Compactado con Maquinaria.	m ³	336,89	0,75	8,00	29,80	3,00	11,00
5	Zapatas de H°A° (H-25).	m ³	48,16	8,63	8,00	51,33	3,00	18,00
6	Viga de Arriostre de H°A° (H-25).	m ³	20,54	7,63	8,00	19,59	2,00	10,00
7	Columnas de H°A° (H-25).	m ³	31,13	9,63	8,00	36,39	2,00	19,00
8	Vigas de H°A° (H-25).	m ³	60,31	9,97	8,00	75,17	3,00	26,00
9	Escalera de H°A° (H-25).	m ³	8,40	9,63	8,00	10,11	2,00	6,00
10	Losa Alivianada (h=20cm).	m ²	1.188,48	0,70	8,00	103,99	3,00	35,00
11	Muros de Cerámico 18 cm (6H).	m ²	608,80	2,35	8,00	178,83	4,00	45,00
12	Muros de Cerámico 12 cm (6H).	m ²	1.122,84	1,63	8,00	228,78	4,00	58,00
13	Muro Tanque Elevado H°A° (H-25).	m ³	2,35	10,30	8,00	3,03	1,00	3,00
14	Losa llena de H°A° (H-25).	m ³	1,20	9,30	8,00	1,40	1,00	2,00
15	Revoque Exterior.	m ²	990,72	2,50	8,00	309,60	4,00	78,00

Ítem	Descripción	Und	Cantidad	Rendimiento por unidad de cuadrilla (Hrs)	Tiempo en horas por día de trabajo	Cantidad de días por cuadrilla	Numero de cuadrillas	Total, días de ejecución.
16	Revoque Interior de Yeso.	m ²	2.829,54	1,50	8,00	530,54	6,00	89,00
17	Revoque Cielo Raso S/Losa.	m ²	1.250,79	2,00	8,00	312,70	4,00	79,00
18	Empedrado y Contrapiso de H ^o .	m ²	576,27	1,50	8,00	108,05	5,00	22,00
19	Piso de Cerámica Nacional.	m ²	1.239,38	2,50	8,00	387,31	5,00	78,00
20	Zócalo de Cerámico.	m	880,52	0,50	8,00	55,03	4,00	14,00
21	Carpeta de nivelación (e=3cm)	m ²	1.239,38	1,05	8,00	162,67	5,00	33,00
22	Revoque interior impermeable (Tanque)	m ²	26,00	2,50	8,00	8,13	1,00	9,00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.22: Cronograma de actividades a realizar.

Id	Nombre de tarea	Duración	Comienzo	Fin
1	CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES	242 días	vie 11/11/22	lun 16/10/23
2	Instalación de Faenas	4 días	vie 11/11/22	mié 16/11/22
3	Replanteo y Trazado de superficie	2 días	jue 17/11/22	vie 18/11/22
4	Excavación con Retroexcavadora	3 días	lun 21/11/22	mié 23/11/22
5	Relleno y Compactado con Maquina	11 días	mar 20/12/22	mar 03/01/23
6	Zapatatas de Hormigón Armado (H-25)	18 días	jue 24/11/22	lun 19/12/22
7	Viga de Arriostre de Hormigón Armado (H-25)	10 días	mié 04/01/23	mar 17/01/23
8	Columnas de Hormigón Armado (H-25)	19 días	mié 04/01/23	lun 30/01/23
9	Viga de Hormigón Armado (H-25)	26 días	mar 31/01/23	mar 07/03/23
10	Escalera de Hormigón Armado (H-25)	6 días	mar 14/03/23	mar 21/03/23
11	Losa Alivianada de h-20 cm	35 días	mié 08/03/23	mar 25/04/23
12	Muro Cerámico 18 cm (6h)	45 días	mié 26/04/23	mar 27/06/23
13	Muro Ladrillo 12 cm (6h)	58 días	mié 26/04/23	vie 14/07/23
14	Muro Tanque Elevado Hormigón Armado (H-25)	3 días	vie 28/04/23	mar 02/05/23
15	Losa Llena de Hormigón Armado (H-25)	2 días	mié 26/04/23	jue 27/04/23
16	Revoque Exterior	78 días	mié 28/06/23	vie 13/10/23
17	Revoque Interior de Yeso	89 días	mié 26/04/23	lun 28/08/23
18	Revoque Cielo Raso S/Losa	79 días	mié 28/06/23	lun 16/10/23
19	Empedrado y Contrapiso De Hº	22 días	mié 18/01/23	jue 16/02/23
20	Piso de Cerámica Nacional	78 días	mié 26/04/23	vie 11/08/23
21	Zócalo de Cerámico.	14 días	mié 26/04/23	lun 15/05/23
22	Carpeta de nivelación (e=3cm)	33 días	mié 26/04/23	vie 09/06/23
23	Revoque Interior Impermeabilizante (tanque)	9 días	mié 03/05/23	lun 15/05/23

Fuente: Elaboración Project Standar.

CAPÍTULO IV
APORTE ACADÉMICO

CAPÍTULO IV

4. APORTE ACADÉMICO-DISEÑO DE TANQUE DE H^oA^o

4.1. Alcance del aporte

Como aporte académico se propone el diseño de un tanque de almacenamiento de agua, los esfuerzos se determinarán mediante el método de los elementos finitos aplicando la teoría de placas planas en estructuras de hormigón armado con apoyo del programa Sap2000 y posterior un análisis comparativo de costos con un tanque cilíndrico.

4.2. Marco conceptual

Una estructura se considera una placa delgada cuando una de sus dimensiones (espesor) es mucho menor que las otras dos. Esta placa trabajará a flexión cuando está sometida a un estado de cargas formado por fuerzas aplicadas normalmente a su superficie.

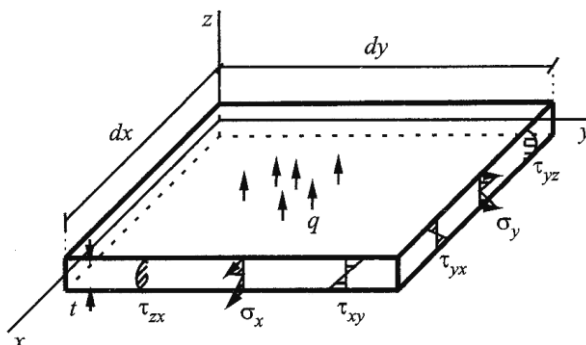
Después de establecer la ecuación diferencial de gobierno de la placa se estudia un elemento de forma cualquiera de n nodos, hallándose las correspondientes expresiones de la matriz de deformación, la matriz de rigidez y la respuesta del elemento.

A continuación, se aplican las expresiones anteriores a elementos rectangulares, determinándose la matriz completa de rigidez de la placa para calcular su respuesta a las cargas y a las condiciones de contorno. Finalmente se analizan las características de los elementos de placa triangulares.

4.3. Ecuación diferencial de gobierno

Consideremos una placa delgada sometida a flexión debida a una carga transversal. Aislando un elemento de placa rectangular de dimensiones dx dy (Fig.4.1), se elige un sistema de ejes en que los ejes x , y se hallan situados en la superficie media de la placa. De forma análoga a la flexión de vigas, se admite que los esfuerzos normales σ_x , σ_y varían linealmente con z mientras los esfuerzos normales σ_z se consideran despreciables. Asimismo, se admite que los esfuerzos cortantes τ_{xy} varían linealmente con z mientras los esfuerzos cortantes τ_{yz} , τ_{zx} varían de forma cuadrática.

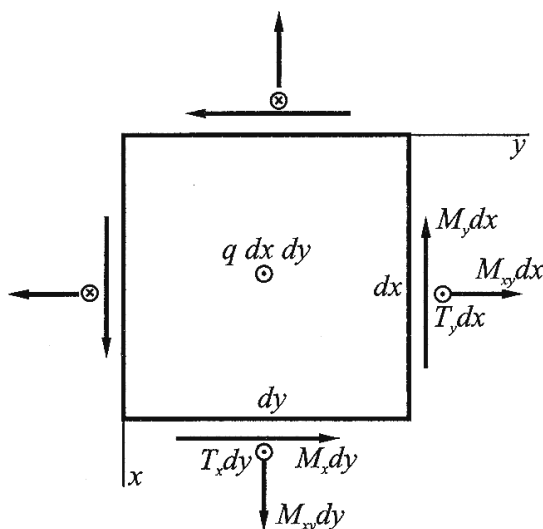
Figura 4.1: Placa rectangular de dimensiones $dx dy$.



Fuente: Elementos finitos aplicado al análisis estructural de Manuel Vázquez.

Las solicitaciones por unidad de longitud que actúan sobre el elemento diferencial de placa de espesor t (Fig. 4.2) son los momentos flectores M_x , M_y , los momentos torsores M_{xy} y las fuerzas cortantes T_x , T_y , representadas todas ellas con los sentidos considerados positivos. Al establecer las relaciones existentes entre las solicitaciones y los esfuerzos, se obtiene:

Figura 4.2. Solicitaciones sobre un elemento diferencial de placa de espesor t .



$$M_x = \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_x z dz$$

$$M_y = \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_y z dz$$

$$M_{xy} = \int_{-t/2}^{t/2} \tau_{xy} z dz$$

$$T_x = \int_{-t/2}^{t/2} \tau_{zx} dz$$

$$T_y = \int_{-t/2}^{t/2} \tau_{yz} dz$$

Fuente: Elementos finitos aplicado al análisis estructural de Manuel Vázquez.

Siendo $q(x, y)$ la carga transversal de la placa, del equilibrio de este elemento diferencial de placa, despreciando infinitésimos de segundo orden, se deduce:

$$\begin{aligned} \Sigma Z &= 0, & \Sigma M_x &= 0, \\ \frac{\partial T_x}{\partial x} + \frac{\partial T_y}{\partial y} + q_{(x,y)} &= 0; & \frac{\partial M_y}{\partial y} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial x} + T_y &= 0 \\ \Sigma M_y &= 0, \\ \frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} + T_x &= 0 \end{aligned}$$

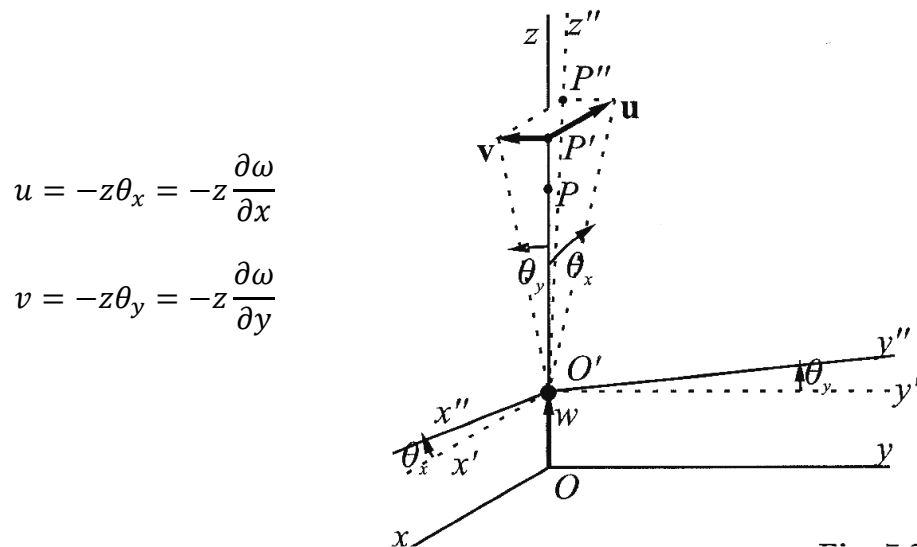
Sustituyendo en la primera de estas ecuaciones, la derivada de la segunda respecto a “y” y la derivada de la tercera respecto a x, se obtiene:

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -q_{(x,y)}$$

La teoría de Kirchoff establece las siguientes hipótesis referentes a la deformación de las placas delgadas:

- a) Los desplazamientos transversales w de los puntos situados en la superficie media son pequeños en relación con el espesor t de la placa, siendo despreciables sus desplazamientos longitudinales u y v . En consecuencia, al ser en la superficie media $u = v = 0$, son nulos los esfuerzos σ_x , σ_y en esa superficie que es, por ello, la superficie neutra en la flexión de la placa.
- b) Los puntos situados en una normal a la superficie media tienen el mismo desplazamiento transversal w y además permanecen situados en una normal a la superficie media deformada. La primera condición exige que $\epsilon_z = \partial w / \partial z = 0$ y la última que no existan las distorsiones, γ_{yz} , γ_{zx} , condición que equivale a la hipótesis de Bernoulli de que las secciones transversales permanezcan planas durante la flexión de las vigas.

Figura 4.3: Desplazamientos que se consideran en la sección analizada.



Fuente: Elementos finitos aplicado al análisis estructural de Manuel Vázquez.

Teniendo en cuenta las ecuaciones de compatibilidad de las deformaciones, se determinan las deformaciones.

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} = -z \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} = -z \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = -2z \frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y}$$

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -z \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \\ -z \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \\ -2z \frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y} \end{Bmatrix}$$

Al ser $\sigma_z = 0$, para determinar el correspondiente vector de esfuerzos $\{\sigma\}$ utilizaremos la matriz constitutiva $[D]$ de un estado de esfuerzos plano.

$$[D] = \frac{E}{1 - \nu^2} \begin{Bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1 - \nu}{2} \end{Bmatrix}$$

Teniendo en cuenta $\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\}$, al multiplicar las matrices, se obtiene el vector de esfuerzos $\{\sigma\}$.

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = -\frac{Ez}{1-\nu^2} \begin{Bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \\ \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \\ 2\frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y} \end{Bmatrix}$$

Sustituyendo los valores de los esfuerzos σ_x , σ_y , τ_{xy} en las expresiones de los momentos flectores M_x , M_y y momentos torsores M_{xy} e integrando, resulta:

$$\begin{Bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{Bmatrix} = -D \begin{Bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \\ \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \\ 2\frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y} \end{Bmatrix}$$

$$\{M\} = [D_p]\{\lambda\}$$

donde $\{M\}$ es el vector de momentos y $\{\lambda\}$ el vector de curvaturas.

$$[D_p] = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} \begin{Bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{Bmatrix} = -D \begin{Bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{Bmatrix}$$

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$$

La rigidez a flexión de la placa, análoga a la rigidez a flexión El_z de una viga. Si la placa tiene $\nu = 0$ y la viga tiene ancho unidad, entonces $D = El_z = Et^3/12$.

$$[D_p] = [D] \frac{t^3}{12}$$

Las fuerzas cortantes en función del desplazamiento w :

$$T_x = -D \left(\frac{\partial^3 \omega}{\partial x^3} + \nu \frac{\partial^3 \omega}{\partial x \partial y^2} \right) \quad T_y = -D \left(\frac{\partial^3 \omega}{\partial y^3} + \nu \frac{\partial^3 \omega}{\partial y \partial x^2} \right)$$

Finalmente, se determina la ecuación diferencial de gobierno de la placa.

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2\nu^2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = \frac{q(x,y)}{D}$$

4.4. Matriz de rigidez del elemento

Para satisfacer la continuidad C_1 del desplazamiento transversal w de un elemento de viga a flexión se elegían como parámetros nodales el desplazamiento w y el giro $\theta_x = dw/dx$. Del mismo modo, para satisfacer la continuidad C_1 del desplazamiento transversal w de un elemento de placa a flexión se eligen como parámetros nodales el desplazamiento w y los giros $\theta_x = dw/dx$ y $\theta_y = dw/dy$.

Es decir, en general habrá tres parámetros nodales y, por ello, para un elemento de n nodos el número de variables será $3n$ que es el grado de libertad del elemento. Por tanto, la función de desplazamientos del elemento.

$$\omega = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y + \alpha_4 x^2 + \alpha_5 xy + \alpha_6 y^2 \dots \dots \dots$$

habrá de tener $3n$ términos cuyos coeficientes α_i se determinan imponiendo las condiciones de que w , $\theta_x = dw/dx$ y $\theta_y = dw/dy$ tengan unos valores determinados en los n nodos del elemento. Utilizando las funciones de forma $N_i(x, y)$, la función de desplazamientos del elemento es:

$$\omega_{x,y} = \sum_{i=1}^{i=n} (N_{\omega i} \omega_i + N_{\theta x i} \theta_{x i} + N_{\theta y i} \theta_{y i})$$

Es decir: $\omega_{x,y} = [N_e] \{\delta_e\}$

Siendo:

$$[N_e] = [N_1 \ N_2 \ \dots \ N_i \ \dots \ N_{ne}]$$

La matriz de forma del elemento, cuyas submatrices son:

$$[N] = [N_{\omega i} \ N_{\theta x i} \ N_{\theta y i}]$$

y $\{\delta_e\} = [\delta_1 \ \delta_2 \ \dots \ \delta_i \ \dots \ \delta_{ne}]^T$ el vector de parámetros nodales formado por los vectores:

$$\{\delta_i\} = \begin{vmatrix} \omega_i \\ \left(\frac{\partial\omega}{\partial x}\right)_i \\ \left(\frac{\partial\omega}{\partial y}\right)_i \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \omega_i \\ \theta_{xi} \\ \theta_{yi} \end{vmatrix}$$

La matriz de rigidez de un elemento finito cualquiera es:

$$[k_e] = \int [B_e]^T [D] [B_e] dV_e$$

Siendo [D] la matriz constitutiva y [Be] la matriz de deformación del elemento:

$$\{\varepsilon\} = [B_e]\{\delta_e\}$$

En un elemento finito de placa sometido a flexión con nodos en sus extremos y desplazamientos nodales w_i , θ_{xi} , θ_{yi} , el vector de deformaciones es:

$$\{\varepsilon\} = \begin{vmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} -z \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \\ -z \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \\ -2z \frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} -z \frac{\partial^2 [N_e]\{\delta\}}{\partial x^2} \\ -z \frac{\partial^2 [N_e]\{\delta\}}{\partial y^2} \\ -2z \frac{\partial^2 [N_e]\{\delta\}}{\partial x \partial y} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} -z \frac{\partial^2 [N_e]}{\partial x^2} \\ -z \frac{\partial^2 [N_e]}{\partial y^2} \\ -2z \frac{\partial^2 [N_e]}{\partial x \partial y} \end{vmatrix} \{\delta_e\}$$

Se deduce que la matriz de deformación del elemento es:

$$[B_e] = \begin{vmatrix} -z \frac{\partial^2 [N_e]}{\partial x^2} \\ -z \frac{\partial^2 [N_e]}{\partial y^2} \\ -2z \frac{\partial^2 [N_e]}{\partial x \partial y} \end{vmatrix}$$

y puede expresarse en la forma:

$$[B_e] = z [B_{pe}]$$

representando $[B_{pe}]$ la matriz de deformación de un elemento de placa:

$$[B_{pe}] = \begin{bmatrix} -\frac{\partial^2[N_e]}{\partial x^2} \\ -\frac{\partial^2[N_e]}{\partial y^2} \\ -2\frac{\partial^2[N_e]}{\partial x\partial y} \end{bmatrix}$$

Al sustituir $[B_e] = z [B_{pe}]$ y $dV_e = dz dA_e$ en la ecuación de matriz de rigidez de un elemento cualquiera;

$$[k_e] = \int [B_{pe}]^T [D] [B_{pe}] z^2 dV_e = \int [B_{pe}]^T [D] [B_{pe}] dA_e \int_{-t/2}^{t/2} z^2 dz$$

Se obtiene la matriz de rigidez del elemento supuesto de espesor t constante:

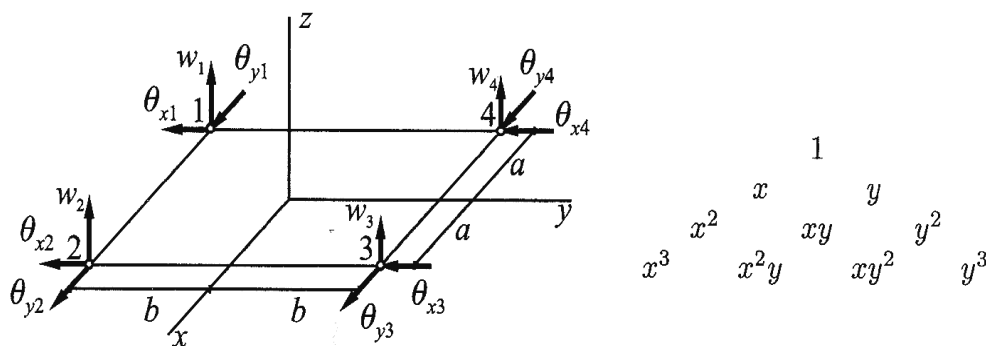
$$[k_e] = \int [B_{pe}]^T [D] [B_{pe}] dA_e$$

4.5.Elemento rectangular de 12 g.d.l.

4.5.1.Función de desplazamientos

Un elemento de placa rectangular con 3 grados de libertad w , $\partial w / \partial x = \theta_x$, $\partial w / \partial y = \theta_y$ en cada nodo tendrá un total de 12 grados de libertad (Fig. 4.4), lo que exige un polinomio de desplazamientos de doce términos.

Figura 4.4: Grados de libertad del elemento placa.



Fuente: Elementos finitos aplicado al análisis estructural de Manuel Vázquez.

Como un polinomio completo de tercer grado tiene diez términos, es preciso elegir dos términos más que sean simétricos en x , y . Eligiendo como términos adicionales x^3y , xy^3 , el polinomio resultante es:

$$\omega = \alpha_1 + \alpha_2x + \alpha_3y + \alpha_4x^2 + \alpha_5xy + \alpha_6y^2 + \alpha_7x^3 + \alpha_8x^2y + \alpha_9xy^2 + \alpha_{10}y^3 + \alpha_{11}x^3y + \alpha_{12}xy^3$$

Esta ecuación puede expresarse en la forma:

$$\omega_{(x,y)} = [1 \quad x \quad y \quad x^2 \quad xy \quad y^2 \quad x^3 \quad x^2y \quad xy^2 \quad y^3 \quad x^3y \quad xy^3] \begin{bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \vdots \end{bmatrix}$$

Es decir: $\omega_{(x,y)} = [P][\alpha]$

$$[P] = [1 \quad x \quad y \quad x^2 \quad xy \quad y^2 \quad x^3 \quad x^2y \quad xy^2 \quad y^3 \quad x^3y \quad xy^3]$$

$$[\alpha] = [\alpha_1 \quad \alpha_2 \quad \dots \quad \alpha_{12}]^T$$

Los doce coeficientes α_i se hallan particularizando en la ecuación $w(x, y)$ los desplazamientos w y los giros w , $\theta_x = \partial w / \partial x$, $\theta_y = \partial w / \partial y$, en los cuatro nodos, obteniéndose:

$$\{\delta_e\} = [C]\{\alpha\}$$

donde $\{\delta_e\}$ es el vector de parámetros nodales:

$$\{\delta_e\} = [\omega_1 \quad \theta_{x1} \quad \theta_{y1} \quad \omega_2 \quad \theta_{x2} \quad \theta_{y2} \quad \omega_3 \quad \theta_{x3} \quad \theta_{y3} \quad \omega_4 \quad \theta_{x4} \quad \theta_{y4}]$$

Y $[C]$ la matriz:

$$[C] = \begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 & x_1^2 & x_1y_1 & y_1^2 & x_1^3 & x_1^2y_1 & x_1y_1^2 & y_1^3 & x_1^3y_1 & x_1y_1^3 \\ 0 & 1 & 0 & 2x_1 & y_1 & 0 & 3x_1^2 & 2x_1y_1 & y_1^2 & 0 & 3x_1^2y_1 & y_1^3 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & x_1 & 2y_1 & 0 & x_1^2 & 2x_1y_1 & 3y_1^2 & x_1^3 & 3x_1y_1^2 \\ \vdots & & & & & & & & & & & \vdots \\ 1 & x_4 & y_4 & x_4^2 & x_4y_4 & y_4^2 & x_4^3 & x_4^2y_4 & x_4y_4^2 & y_4^3 & x_4^3y_4 & x_4y_4^3 \\ 0 & 1 & 0 & 2x_4 & y_4 & 0 & 3x_4^2 & 2x_4y_4 & y_4^2 & 0 & 3x_4^2y_4 & y_4^3 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & x_4 & 2y_4 & 0 & x_4^2 & 2x_4y_4 & 3y_4^2 & x_4^3 & 3x_4y_4^2 \end{bmatrix}$$

Se deduce: $\{\alpha\} = [C]^{-1}\{\delta_e\}$

De esta manera la función de desplazamientos queda de la siguiente manera:

$$\omega_{(x,y)} = [P][C]^{-1}\{\delta_e\}$$

4.5.2. Matriz de rigidez

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -z \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \\ -z \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \\ -2z \frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y} \end{Bmatrix} = -z \begin{bmatrix} 0 & 2\alpha_4 & 6\alpha_7x & 2\alpha_8y & 6\alpha_{11}xy \\ 0 & 2\alpha_6 & 2\alpha_9x & 6\alpha_{10}y & 6\alpha_{12}xy \\ 2\alpha_5 & 4\alpha_8x & 4\alpha_9y & 6\alpha_{11}x^2 & 6\alpha_{12}y^2 \end{bmatrix}$$

Es decir:

$$\{\varepsilon\} = -z|Q|\{\alpha\}$$

Siendo:

$$[Q] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 & 6x & 2y & 0 & 0 & 6xy & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 & 2x & 6y & 0 & 6xy \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 & 4x & 4y & 0 & 6x^2 & 6y^2 \end{bmatrix}$$

Teniendo en cuenta $\{\alpha\} = [C]^{-1}\{\delta_e\}$

$$\{\varepsilon\} = -z|Q|[C]^{-1}\{\delta_e\}$$

Y como $\{\varepsilon\} = -z|B_e|\{\delta_e\}$, resulta:

$$|B_e| = -z|Q|[C]^{-1}$$

De acuerdo con $|B_e| = z|B_{pe}|$, por tanto:

$$[B_{pe}] = -[Q][C]^{-1}$$

Se obtiene la matriz de rigidez del elemento:

$$[k_e] = [C]^{-1T} \left(\int_{-b}^b \int_{-a}^a [Q]^T [D_p] [Q] dx dy \right) [C]^{-1}$$

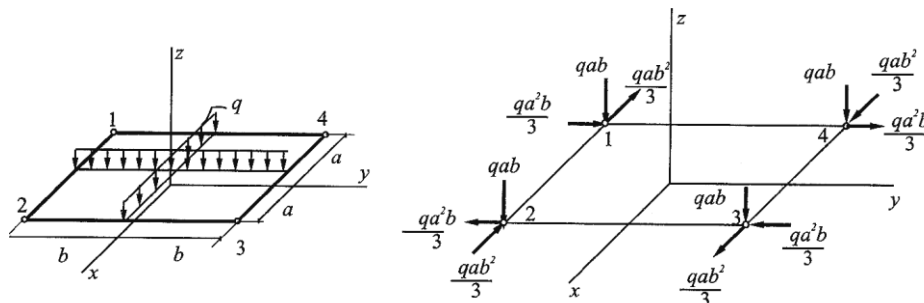
4.5.3. Vector de fuerzas nodales equivalente

El vector de fuerzas nodales del elemento equivalente a la carga uniformemente

distribuida q .

$$F_{qe} = [C]^{-1T} \int_{-b}^b \int_{-a}^a [P]^T q(x,y) dx dy$$

Figura 4.5. Carga que actúa sobre un elemento rectangular uniformemente distribuida



Fuente: Elementos finitos aplicado al análisis estructural de Manuel Vázquez.

Consideremos que sobre el elemento rectangular actúa una carga transversal negativa q uniformemente distribuida sobre la superficie de la placa.

$$[C] = \begin{array}{c} \left| \begin{array}{cccccccccccc} 1 & -a & -b & a^2 & ab & b^2 & -a^3 & -a^2b & -ab^2 & -b^3 & a^3b & ab^3 \\ 0 & 1 & 0 & -2a & -b & 0 & 3a^2 & 2ab & b^2 & 0 & -3a^2b & -b^3 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & -a & -2b & 0 & a^2 & 2ab & 3b^2 & -a^3 & -3ab^2 \\ \hline 1 & a & -b & a^2 & -ab & b^2 & a^3 & -a^2b & ab^2 & -b^3 & -a^3b & -ab^3 \\ 0 & 1 & 0 & 2a & -b & 0 & 3a^2 & -2ab & b^2 & 0 & -3a^2b & -b^3 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & a & -2b & 0 & a^2 & -2ab & 3b^2 & a^3 & 3ab^2 \\ \hline 1 & a & b & a^2 & ab & b^2 & a^3 & a^2b & ab^2 & b^3 & a^3b & ab^3 \\ 0 & 1 & 0 & 2a & b & 0 & 3a^2 & 2ab & b^2 & 0 & 3a^2b & b^3 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & a & 2b & 0 & a^2 & 2ab & 3b^2 & a^3 & 3ab^2 \\ \hline 1 & -a & b & a^2 & -ab & b^2 & -a^3 & a^2b & -ab^2 & b^3 & -a^3b & -ab^3 \\ 0 & 1 & 0 & -2a & b & 0 & 3a^2 & -2ab & b^2 & 0 & 3a^2b & b^3 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & -a & 2b & 0 & a^2 & -2ab & 3b^2 & -a^3 & -3ab^2 \end{array} \right| \end{array}$$

El vector de fuerzas nodales equivalente a la carga q uniformemente distribuida.

$$\{F_{qe}\} = \begin{Bmatrix} P \\ M_x \\ M_y \end{Bmatrix} = -qab \begin{bmatrix} 1 & \frac{a}{3} & \frac{b}{3} & 1 & -\frac{a}{3} & \frac{b}{3} & 1 & -\frac{a}{3} & -\frac{b}{3} & 1 & \frac{a}{3} & -\frac{b}{3} \end{bmatrix}^T$$

4.5.4. Respuesta del elemento

Al resolver la ecuación matricial de la estructura (7.39) se determinan los parámetros nodales en cada elemento $\{S_e\}$ que permiten hallar los vectores de momentos $\{M\}$, de deformaciones $\{E\}$ y de esfuerzos $\{u\}$ en cada punto del elemento, es decir, la respuesta del elemento a las cargas aplicadas.

El vector de momentos es:

$$\{M\} = \begin{Bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{Bmatrix} = -[D_{pe}][Q][C]^{-1}\{\delta_e\}$$

El vector de deformaciones:

$$\{\varepsilon\} = -z|Q|[C]^{-1}\{\delta_e\}$$

El vector de esfuerzos es:

$$\{\sigma\} = -z[D]|Q|[C]^{-1}\{\delta_e\}$$

4.6. Deposito rectangular

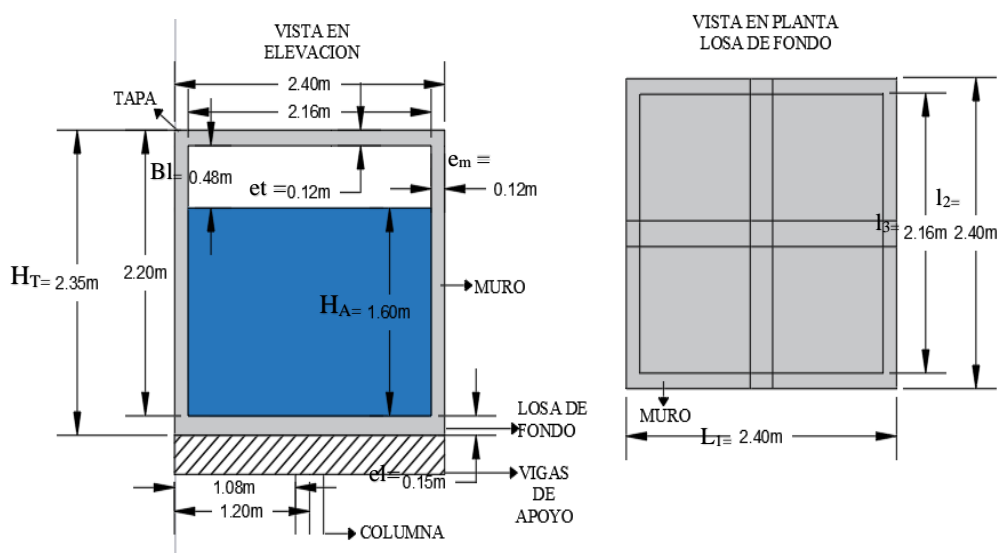
4.6.1. Dimensiones del tanque

Tabla 4.1: Dimensiones del tanque rectangular.

Dimensiones geométricas del tanque rectangular.	
Lado l_1 .	2,40 m
Lado l_2 .	2,40 m
Lado l_3 .	2,16 m
Altura de tanque H_T .	2,35 m
Altura de agua H_A .	1,60 m
Capacidad del tanque.	7,40 m ³
Espesor del muro e_m .	0,12 m
Espesor de la losa e_l .	0,15 m
Espesor de la tapa e_t .	0,12 m
Borde libre B_l .	0,50 m

Fuente: Elaboración propia.

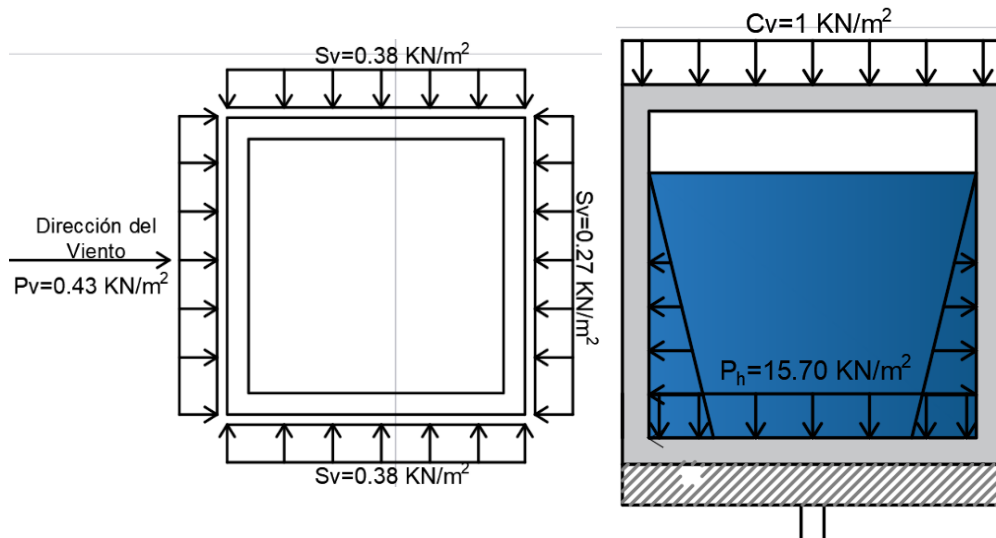
Figura 4.6: Tanque de agua (Rectangular).



Fuente: Elaboración propia.

4.6.2. Cargas a considerar

Figura 4.7: Cargas actuantes en el tanque.



Fuente: Elaboración propia.

Para un mayor detalle del análisis de carga de viento dirigirse al Anexo B tabla B2.6.

4.6.3. Resistencias características y resistencias de cálculo

➤ Resistencias características de los materiales.

$f_{ck} = 21$ MPa Resistencia característica del hormigón.

$f_{yk} = 500$ MPa Limite elástico característico del acero.

➤ Coeficientes de minoración de los materiales y mayoración de las acciones.

$\gamma_c = 1,50$ Coeficiente de minoración del hormigón.

$\gamma_s = 1,15$ Coeficiente de minoración del acero.

$\gamma_f = 1,60$

➤ Resistencias minoradas de los materiales.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16,67 \text{ MPa} \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$$

4.6.4. Diseño de losa (tapa)

➤ El método de los elementos finitos consta de las siguientes fases.

✓ División de los elementos finitos.

Cuanto mayor sea el número de elementos finitos en que se divide una estructura habrá más similitud entre la estructura discretizada y la estructura continua y, en consecuencia, será mayor el grado de aproximación de los resultados que se obtengan.

✓ Vector de desplazamientos del elemento.

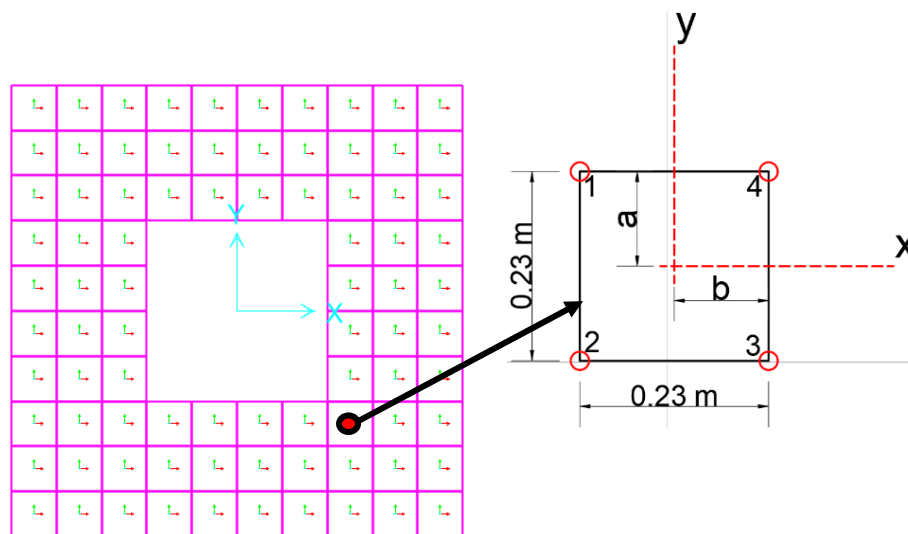
El vector de desplazamientos del elemento que permite conocer de forma aproximada los desplazamientos en cualquier punto del elemento.

$$\delta = \begin{Bmatrix} w \\ \theta_x \\ \theta_y \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} w \\ \frac{\partial w}{\partial x} \\ \frac{\partial w}{\partial y} \end{Bmatrix}$$

✓ Matriz de rigidez del elemento.

En este paso es importante identificar de manera adecuada cada elemento y nodo y tener las dimensiones del elemento finito que fue discretizado.

Figura 4.8: Discretización de los elementos finitos para la losa de tapa.



Fuente: Elaboración propia.

Se procederá al cálculo de la matriz de rigidez del elemento finito para la losa de tapa.

$$t = 0,12 \text{ m}$$

$$a = 0,115 \text{ m}$$

$$E = 27500 \text{ Mpa}$$

$$b = 0,115 \text{ m}$$

$$D_p = \frac{E \cdot t^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1 - \nu)}{2} \end{bmatrix}$$

$$D_p = \begin{bmatrix} 4125 & 825 & 0 \\ 825 & 4125 & 0 \\ 0 & 0 & 1650 \end{bmatrix}$$

$$C = \begin{bmatrix} 1 & -a & -b & a^2 & a \cdot b & b^2 & -a^3 & -a^2 \cdot b & -a \cdot b^2 & -b^3 & a^3 \cdot b & a \cdot b^3 \\ 0 & 1 & 0 & -2 \cdot a & -b & 0 & 3 \cdot a^2 & 2 \cdot a \cdot b & b^2 & 0 & -3a^2b & -b^3 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & -a & -2 \cdot b & 0 & a^2 & 2ab & 3b^2 & -a^3 & -3ab^2 \\ 1 & a & -b & a^2 & -a \cdot b & b^2 & a^3 & -a^2 \cdot b & ab^2 & -b^3 & -a^3b & -ab^3 \\ 0 & 1 & 0 & 2 \cdot a & -b & 0 & 3 \cdot a^2 & -2 \cdot a \cdot b & b^2 & 0 & -3a^2b & -b^3 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & a & -2 \cdot b & 0 & a^2 & -2ab & 3b^2 & a^3 & 3ab^2 \\ 1 & a & b & a^2 & a \cdot b & b^2 & -a^3 & a^2 \cdot b & ab^2 & b^3 & a^3b & a \cdot b^3 \\ 0 & 1 & 0 & 2 \cdot a & b & 0 & 3 \cdot a^2 & 2 \cdot a \cdot b & b^2 & 0 & 3a^2b & b^3 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & a & 2 \cdot b & 0 & a^2 & 2ab & 3b^2 & a^3 & 3ab^2 \\ 1 & -a & b & a^2 & -a \cdot b & b^2 & -a^3 & a^2 \cdot b & -ab^2 & b^3 & -a^3b & -ab^3 \\ 0 & 1 & 0 & -2 \cdot a & b & 0 & 3 \cdot a^2 & -2 \cdot a \cdot b & b^2 & 0 & 3a^2b & b^3 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & -a & 2 \cdot b & 0 & a^2 & -2ab & 3b^2 & -a^3 & -3ab^2 \end{bmatrix}$$

$$C = \begin{bmatrix} 1, & -0,115 & -0,115 & 0,0132 & 0,0132 & 0,0132 & -0,0015 & -0,0015 & -0,0015 & -0,0015 & 0,0002 & 0,0002 \\ 0 & 1 & 0 & -0,23 & -0,115 & 0 & 0,0397 & 0,0264 & 0,0132 & 0 & -0,0046 & -0,0015 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & -0,115 & -0,23 & 0 & 0,0132 & 0,0264 & 0,0397 & -0,0015 & -0,0046 \\ 1 & -0,115 & -0,115 & 0,0132 & -0,23 & 0,0132 & 0,0015 & -0,0015 & 0,0015 & -0,0015 & -0,0002 & -0,0002 \\ 0 & 1 & 0 & 0,23 & -0,115 & 0 & 0,0397 & -0,0264 & 0,0132 & 0 & -0,0046 & -0,0015 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0,115 & -0,23 & 0 & 0,0132 & -0,0264 & 0,0397 & 0,0015 & 0,0046 \\ 1 & -0,115 & 0,115 & 0,0132 & 0,23 & 0,0132 & 0,0015 & 0,0015 & 0,0015 & 0,0015 & 0,0002 & 0,0002 \\ 0 & 1 & 0 & 0,23 & 0,115 & 0 & 0,0397 & 0,0264 & 0,0132 & 0 & 0,0046 & 0,0015 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0,115 & 0,23 & 0 & 0,0132 & 0,0264 & 0,0397 & 0,0015 & 0,0046 \\ 1 & -0,115 & 0,115 & 0,0132 & -0,0132 & 0,0132 & -0,0015 & 0,0015 & -0,0015 & 0,0015 & -0,0002 & -0,0002 \\ 0 & 1 & 0 & -0,23 & 0,115 & 0 & 0,0397 & -0,0264 & 0,0132 & 0 & 0,0046 & 0,0015 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & -0,115 & 0,23 & 0 & 0,0132 & -0,0264 & 0,0397 & -0,0015 & -0,0046 \end{bmatrix}$$

$$Q = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 & 6x & 2y & 0 & 0 & 6xy & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 & 2x & 6y & 0 & 6xy \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 & 4x & 4y & 0 & 6x^2 & 6y^2 \end{bmatrix}$$

$$K_e = \left(\frac{1}{C}\right)^T \left(\int_{-a}^a \int_{-b}^b Q^T \cdot D_p \cdot Q dx dy \right) \cdot \left(\frac{1}{C}\right)$$

$$K_e = \begin{bmatrix} 829678,64 & 42326,08 & 42326,08 & -361814,74 & 38739,13 & 11478,26 & -106049,14 & 15065,21 & 15065,21 & -361814,74 & 11478,26 & 38739,13 \\ 42326,08 & 6380,00 & 825,00 & -38739,13 & 2530,00 & 0,00 & -15065,21 & 1595,00 & 0,00 & 11478,26 & 1870,00 & 0,00 \\ 42326,08 & 825,00 & 6380,00 & 11478,26 & 0,00 & 1870,00 & -15065,21 & 0,00 & 1595,00 & -38739,13 & 0,00 & 2530,00 \\ -361814,74 & -38739,13 & 11478,26 & 829678,64 & -42326,08 & 42326,08 & -361814,74 & -11478,26 & 38739,13 & -106049,14 & -15065,21 & 15065,21 \\ 38739,13 & 2530,00 & 0,00 & -42326,08 & 6380,00 & -825,00 & -11478,26 & 1870,00 & 0,00 & 15065,21 & 1595,00 & 0,00 \\ 11478,26 & 0,00 & 1870,00 & 42326,08 & -825,00 & 6380,00 & -38739,13 & 0,00 & 2530,00 & -15065,21 & 0,00 & 1595,00 \\ -106049,14 & -15065,21 & -15065,21 & -361814,74 & -11478,26 & -38739,13 & 829678,64 & -42326,08 & -42326,08 & -361814,74 & -38739,13 & -11478,26 \\ 15065,21 & 1595,00 & 0,00 & -11478,26 & 1870,00 & 0,00 & -42326,08 & 6380,00 & 825,00 & 38739,13 & 2530,00 & 0,00 \\ 15065,21 & 0,00 & 1595,00 & 38739,13 & 0,00 & 2530,00 & -42326,08 & 825,00 & 6380,00 & -11478,26 & 0,00 & 1870,00 \\ -361814,74 & 11478,26 & -38739,13 & -106049,14 & 15065,21 & -15065,21 & -361814,74 & 38739,13 & -11478,26 & 829678,64 & 42326,08 & -42326,08 \\ 11478,26 & 1870,00 & 0,00 & -15065,21 & 1595,00 & 0,00 & -38739,13 & 2530,00 & 0,00 & 42326,08 & 6380,00 & -825,00 \\ 38739,13 & 0,00 & 2530,00 & 15065,21 & 0,00 & 1595,00 & -11478,26 & 0,00 & 1870,00 & -42326,08 & -825,00 & 6380,00 \end{bmatrix}$$

✓ Matriz completa de rigidez de la estructura.

Esta fase del método de los elementos finitos determina la matriz completa de rigidez de la estructura discretizada en elementos finitos. Consideremos una estructura discretizada que tiene n grados de libertad y está en equilibrio sometida a un sistema de fuerzas.

Este proceso suele ser muy laborioso para realizarlo a detalle ya que implicaría un proceso de ensamblado de la matriz completa de la estructura demasiado largo es por esta razón que se acude a programas de diseño estructural para su rápida solución.

✓ Respuesta de la estructura.

Esta fase del MEF determina el comportamiento de la estructura teniendo en cuenta las condiciones de contorno y las condiciones de carga. La resolución de un sistema de ecuaciones lineales permite calcular los parámetros nodales desconocidos y, seguidamente, las fuerzas nodales desconocidas que son las reacciones de los enlaces externos. A partir de los parámetros nodales se obtiene la respuesta de los elementos al hallar las deformaciones y los esfuerzos en cualquiera de sus puntos.

De esta forma, queda completada la respuesta de la estructura a las condiciones de contorno y de carga.

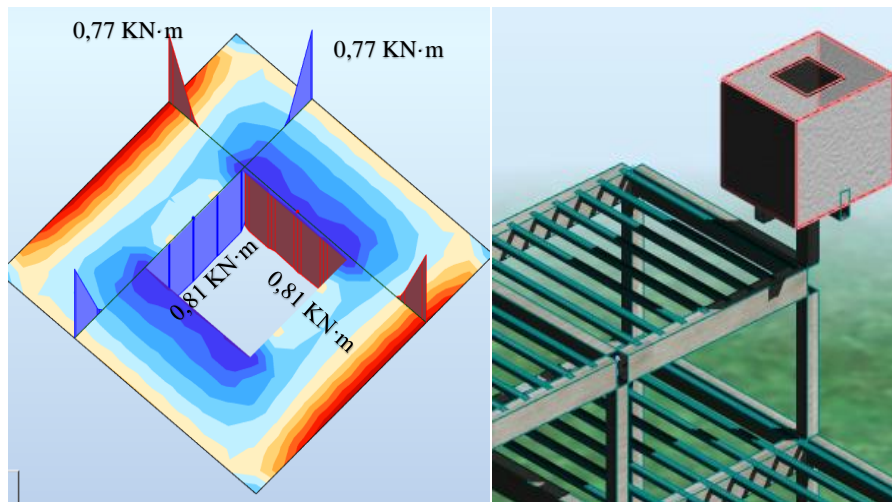
$$[K_o]\{\delta\} = \{F_o\} = \{P_o\} + \{F_q\}$$

$\{P_o\}$ = Vector de fuerzas aplicadas directamente a los nodos, que comprende únicamente las reacciones de los nodos empotrados.

$\{F_q\}$ = Vector de fuerzas nodales equivalente a la carga uniformemente distribuida q .

- Verificación de la armadura transversal positiva.
- ✓ Momento flector de Cálculo: $M_d = 0,81 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Figura 4.9: Momentos flectores en la tapa del tanque.



Fuente: Elaboración Robot Structural.

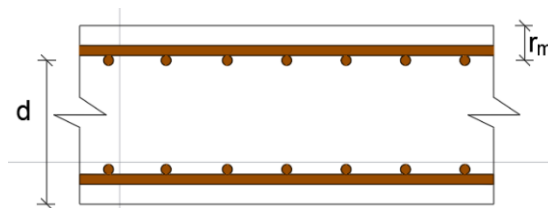
Figura 4.10: Canto útil de la sección tapa.

Espesor de la tapa $e_t = 120 \text{ mm}$

Base de la tapa $b_w = 1000 \text{ mm}$

Recubrimiento (r_g) = 25 mm

Recubrimiento (r_m) = 37 mm



Fuente: Elaboración propia.

$$r_m = r_g + \phi_{long} + \frac{\phi_{trans}}{2} = 37 \text{ mm}$$

Canto útil (d): $120 - 25 - 8 - 8 \cdot 0,5 = 83 \text{ mm}$

- ✓ Determinación de momento reducido.

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,007$$

- ✓ Determinación de la cuantía mecánica (w_s): Con $\mu_d = 0,007 \rightarrow \omega_s = 0,008$
- ✓ Determinación de la armadura (A_s).

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 25,45 \text{ mm}^2$$

- ✓ Determinación de la armadura mínima: $w_s = 0,0015$ (tabla A1.10 Anexo A), de acuerdo al tipo de acero “AE-50” y tipo de elemento estructural losa.

$$A_{s \text{ min}} = w_s \cdot b_w \cdot h = 180 \text{ mm}^2$$

Armadura adoptada $A_s = 180 \text{ mm}^2$

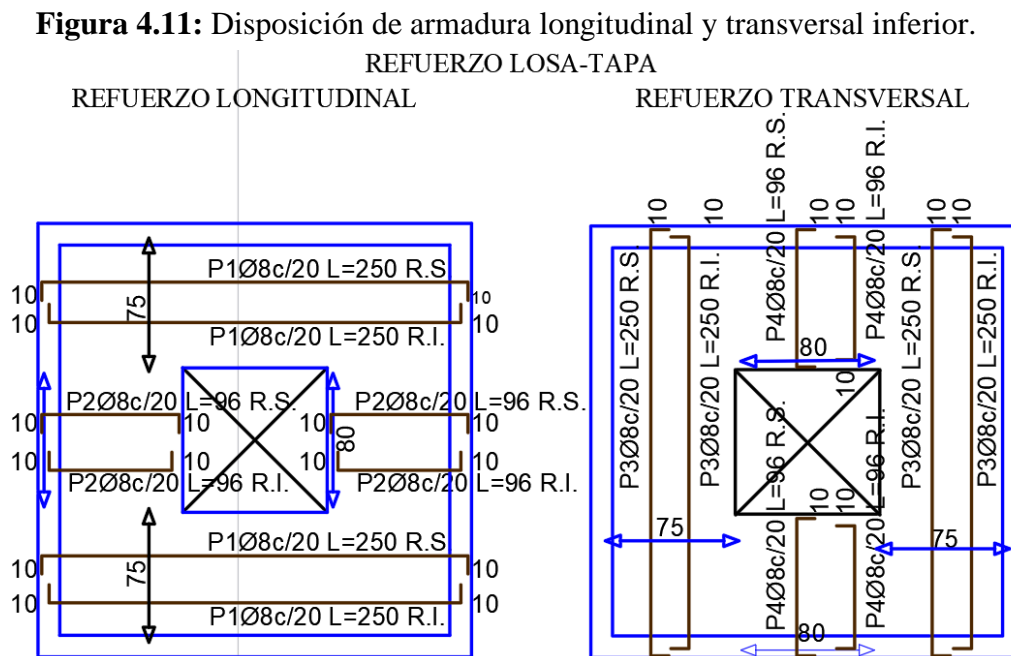
- ✓ Determinación del número de barras.

$$A_s \text{ } \varnothing 8 \text{ mm} = 4 \cdot 50,3 = 201,20 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Resulta ser: } 4 \text{ } \varnothing 8 \text{ c/25 cm}$$

En el caso de placas macizas la separación entre barras no será superior a el doble del canto de la placa ni a 25 cm.

$$S = \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot e_t = 20 \text{ cm} \\ 25 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Se utilizará: 5 $\varnothing 8 \text{ mm c/20 cm}$.



4.6.5. Diseño del muro

➤ Máximos esfuerzos en muros para distintos estados de carga.

Tabla 4.2: Esfuerzos en el muro del tanque.

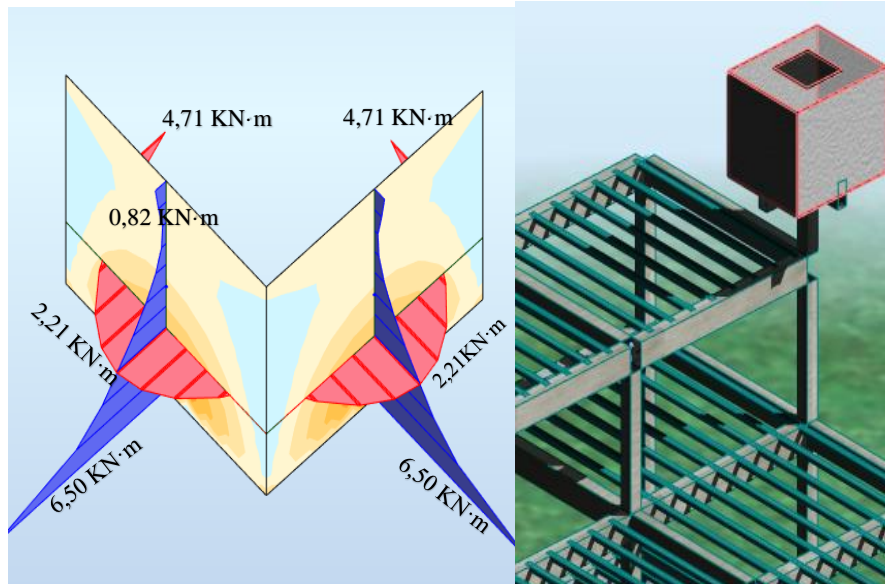
Cargado del tanque.	Esfuerzos de diseño.			
	M_v (KN·m).	M_h (KN·m).		Q (KN).
Tanque vacío.	5,71	0,96	-1,62	14,61
Tanque vacío con viento.	5,39	0,81	-1,42	14,35
Tanque mitad sin viento.	6,50	1,33	-2,41	14,73
Tanque mitad con viento.	6,10	1,16	-2,17	14,47
Tanque lleno sin viento.	5,12	2,21	-4,71	5,88
Tanque lleno con viento.	4,86	1,91	-4,19	6,50

Fuente: Elaboración propia.

➤ Verificación de la armadura vertical cara exterior.

✓ Momento flector de Cálculo: $M_d = 6,50 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Figura 4.12: Momento vertical y horizontal a la mitad y lleno sin acción del viento.



Fuente: Elaboración Robot Structural.

Figura 4.13: Canto útil de la sección muro.

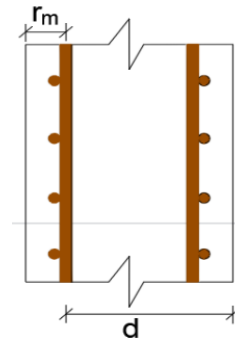
Espesor del muro $e_m = 120 \text{ mm}$

Muro $b_w = 1000 \text{ mm}$

Recubrimiento (r_g) = 25 mm

Recubrimiento (r_m) = 37 mm

Canto útil (d) = $120 - 25 - 8 - 8 \cdot 0,5 = 83 \text{ mm}$



Fuente: Elaboración propia.

✓ Determinación de momento reducido.

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,057$$

✓ Determinación de la cuantía mecánica (w_s): Con $\mu_d = 0,057 \rightarrow \omega_s = 0,059$

✓ Determinación de la armadura (A_s).

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 188,80 \text{ mm}^2$$

✓ Determinación de la armadura mínima: $w_s = 0,0009$ (tabla A1.10 Anexo A), de acuerdo al tipo de acero “AE-50” y tipo de elemento estructural muro.

$$A_{s \text{ min}} = w_s \cdot b_w \cdot h = 108 \text{ mm}^2$$

Armadura adoptada $A_s = 188,80 \text{ mm}^2$

✓ Determinación del número de barras.

$A_s \text{ } \varnothing 8 \text{ mm} = 4 \cdot 50,3 = 201,20 \text{ mm}^2 \rightarrow$ Resulta ser: 4 $\varnothing 8 \text{ mm c}/25 \text{ cm}$

El espaciamiento entre dos barras verticales próximas no debe sobrepasar el doble del espesor del muro, ni los 30 cm.

$$S = \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot e_m = 20 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Se utilizará: 5 $\varnothing 8 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$.

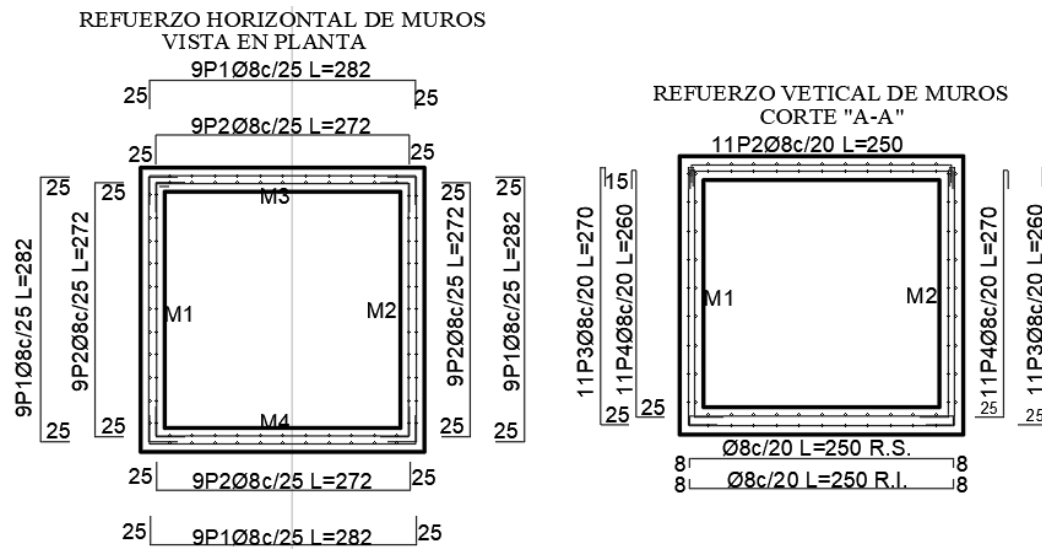
➤ Verificación del resto de las armaduras.

Tabla 4.3: Cálculo de la armadura a disponer en el muro.

Cálculo de la armadura a disponer en el muro de tanque por metro de ancho			
Dirección considerada		Horizontal	
		Cara interior.	Cara exterior.
Momento (KN·m).		4,71	2,21
Dimensiones.	h (mm).	120,00	120,00
	d (mm).	91,00	91,00
	b _w (mm).	1000,00	1000,00
Rec. Geométrico (mm).		25,00	25,00
Rec. Mecánico (mm).		29,00	29,00
Resistencia de cálculo.	f _{cd} (Mpa) $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	16,67	16,67
	f _{yd} (Mpa) $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	434,78	434,78
Momento reducido. $\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$		0,034	0,016
Cuantía mecánica.		0,035	0,017
Armadura (mm ²). $A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$		123,25	56,91
Armadura mínima (mm ²).		384,00	
Arm. Mín. en cada cara (mm ²). $A_{min} = w_s \cdot b_w \cdot h$		192,00	192,00
Disposición de armadura.		4φ8c/25	4φ8c/25

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 4.14: Disposición de armadura vertical y horizontal.

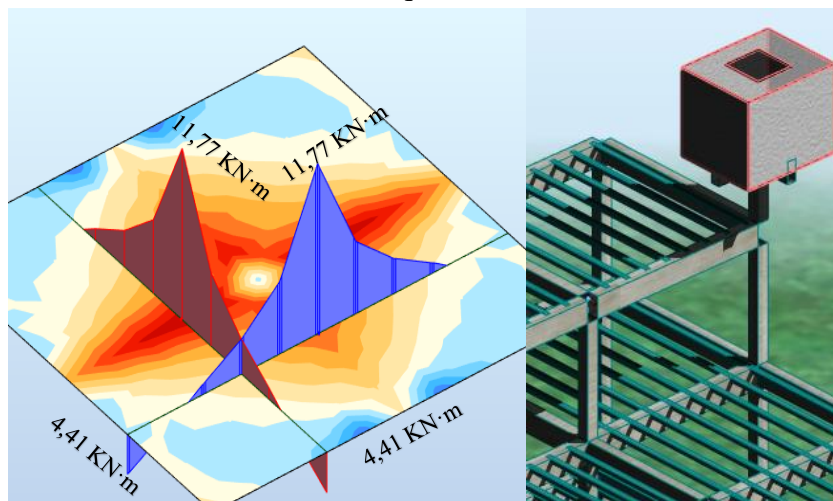


Fuente: Elaboración Propia.

4.6.6. Diseño de losa de fondo

- Verificación de la armadura transversal negativo.
- ✓ Momento flector de Cálculo: $M_d = 11,77 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Figura 4.15: Momento en losa, tanque lleno sin viento ($M_x = 11,77 \text{ KN}\cdot\text{m}$).



Fuente: Elaboración Robot Structural.

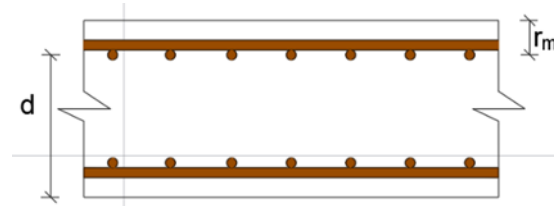
Figura 4.16: Canto útil de la sección losa.

Espesor de la losa $e_1 = 150$ mm

Base de la losa $b_w = 1000$ mm

Recubrimiento (r_g) = 25 mm

Recubrimiento (r_m) = 37 mm



Fuente: Elaboración propia.

$$r_m = r_g + \phi_{long} + \frac{\phi_{trans}}{2} = 37 \text{ mm}$$

$$\text{Canto útil (d): } 150 - 25 - 8 - 8 \cdot 0,5 = 113 \text{ mm}$$

✓ Determinación de momento reducido.

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,055$$

✓ Determinación de la cuantía mecánica (w_s): Con $\mu_d = 0,055 \rightarrow \omega_s = 0,058$

✓ Determinación de la armadura (A_s).

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 250,93 \text{ mm}^2$$

✓ Determinación de la armadura mínima: $w_s = 0,0015$ (tabla A1.10 Anexo A), de acuerdo al tipo de acero “AE-50” y tipo de elemento estructural losa.

$$A_{s \text{ mín}} = w_s \cdot b_w \cdot h = 225,00 \text{ mm}^2$$

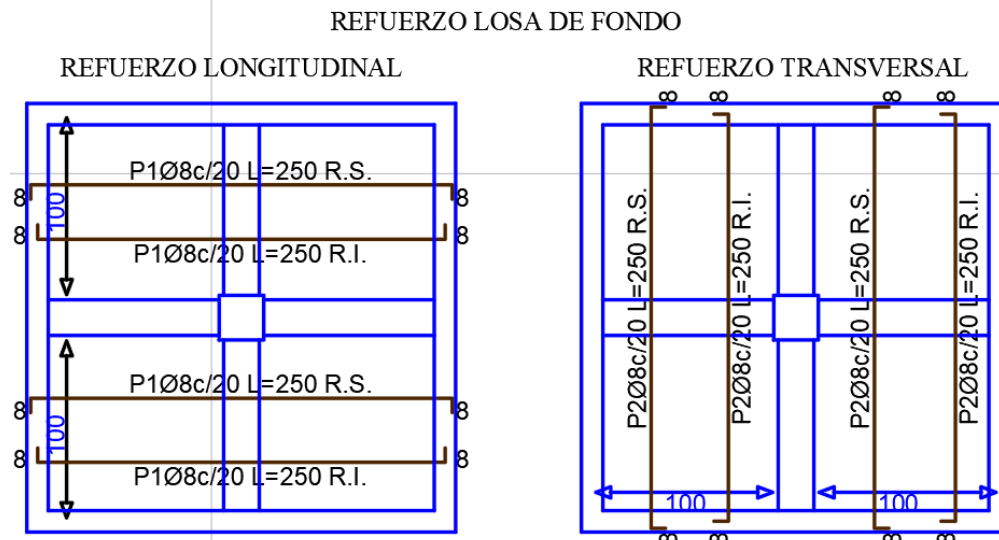
Armadura adoptada $A_s = 250,93 \text{ mm}^2$

✓ Determinación del número de barras.

$$A_s \text{ } \phi 8 \text{ mm} = 5 \cdot 50,3 = 251,50 \text{ mm}^2$$

Se utilizará: 5 ϕ 8 mm c/ 20 cm.

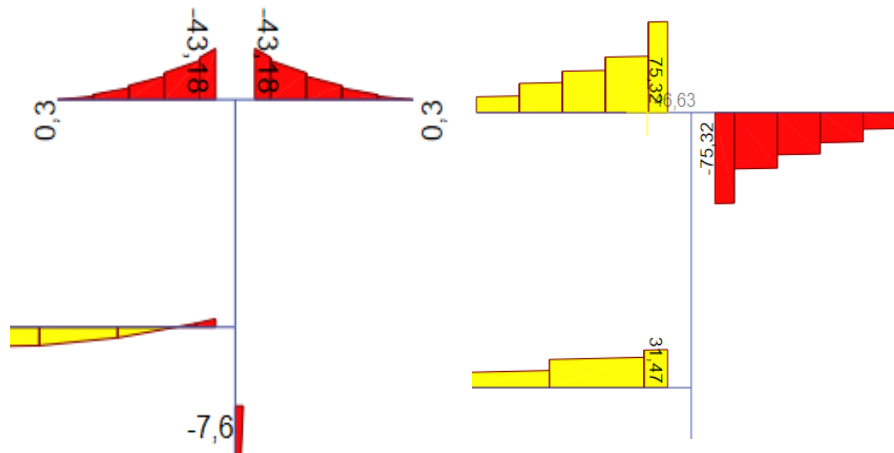
Figura 4.17: Disposición de armadura longitudinal y transversal superior.



Fuente: Elaboración Propia.

4.6.7. Diseño de viga para tanque elevado

Figura 4.18: Momento ($M_d = 43,18 \text{ KN}\cdot\text{m}$) - Cortante ($Q_d = 75,32 \text{ KN}$).



Fuente: Elaboración Etabs.

Tabla 4.4: Diseño a flexión.

Cálculo de la armadura a disponer.		
Momento (KN·m).		43,18
Dimensiones.	h (mm).	400,00
	d (mm).	363,41
	b_w (mm).	200,00
Rec. Geométrico (mm).		25,00
Rec. Mecánico (mm).		36,59

Resistencia de cálculo.	f_{cd} (Mpa) $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	16,67
	f_{yd} (Mpa) $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	434,78
Momento reducido. $\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$		0,10
Cuantía mecánica.		0,11
Armadura (mm ²). $A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$		306,45
Armadura mínima (mm ²). $A_{min} = w_s \cdot b_w \cdot h$		224,00
Disposición de armadura.		2φ10+2 φ12

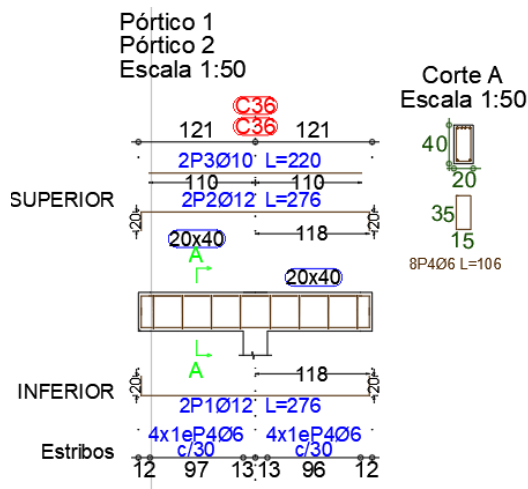
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 4.5: Diseño a cortante.

Diseño por cortante.		
Cortante (KN).		77,00
Dimensiones.	h (mm).	400,00
	b _w (mm).	200,00
	d (mm).	363,41
Recubrimiento mecánico (mm).		36,50
Resistencia de cálculo.	f_{cd} (Mpa). $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	16,67
	f_{yd} (Mpa). $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	400,00
Cortante de diseño a una distancia (d) (KN).		46,50
Comprobación de agotamiento por compresión oblicua (KN). $V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$		361,07
Resistencia virtual (Mpa). $f_{cv} = 0,1565 \cdot \sqrt{f_{cd}}$		0,63
Contribución del hormigón (KN). $V_{cu} = f_{cv} \cdot b_w \cdot d$		46,00
Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante (KN). $V_{su} = V_{d1} - V_{cu}$		0,50
Determinación de la sección de la armadura transversal (mm ²). $A_{s90} = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}}$		3,85
Armadura mínima (mm ²). $A_{smin} = \frac{0,02 \cdot b_w \cdot t \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$		166,70
Determinación de la separación de estribos (mm). $s_t = \frac{2 \cdot A_{\phi 8}}{A_{s90}}$		335,93
Disponer.		4Φ6c/30cm

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 4.19: Disposición de armado en la viga de apoyo para tanque elevado.

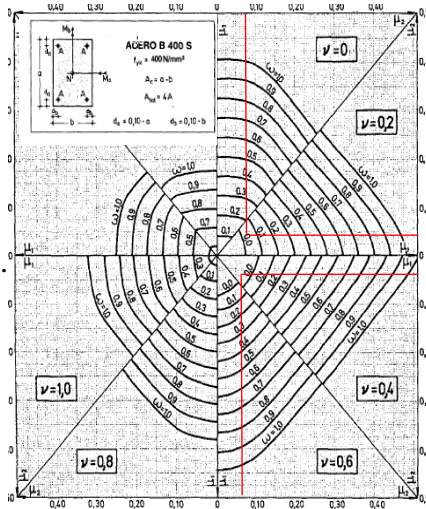
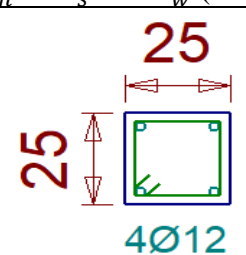


Fuente: Elaboración Cypecad 2019.

4.6.8. Diseño de columna para el tanque elevado

Tabla 4.6: Diseño de columna que sostiene el tanque elevado.

Diseño de Columna que Sostiene al Tanque.		
Normal Nd (KN).		283,05
Momento Mdx (KN·m).		11,57
Momento Mdy (KN·m).		11,54
Long. de Columna (m).		1,00
Coeficiente de Pandeo.		2,00
Longitud de Pandeo (m).		2,00
Esbeltez Mecánica $\lambda_x = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$	λ_x	27,71
	λ_y	27,71
Esbeltez Geométrica $\lambda = \frac{l_0}{b}$	λ	8,00
	λ	8,00
Excentricidad de Primer Orden (mm).	$e_x = \frac{M_{dx}}{N_d}$	40,88

	$e_y = \frac{M_{dy}}{N_d}$	40,77
Excentricidad Accidental (mm).		20
Excentricidad de Cálculo (mm).	e_x	60,88
	e_y	40,77
Resistencias cálculo $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ (MPa).		16,67
Resistencias cálculo $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ (MPa).		434,78
Capacidad Mecánica del Hormigón $U_c = f_{cd} \cdot A_c$ (KN).		989,58
Esfuerzo Normal Reducido $\nu = \frac{N_d}{U_c}$	ν	0,29
Momentos Reducidos $\mu_y = \frac{N_d \cdot e_y}{U_c \cdot h}$	μ_x	0,07
	μ_y	0,05
Cuantía Mecánica (ω).		0,05
Armadura Necesaria $A_s = \frac{\omega \cdot b_w \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$ (mm ²).		119,79
Armadura Mínima $A_{s \min} = w_s \cdot a \cdot b_w$ (mm ²).		312,50
Disposición.		4Ø12mm

Fuente: Elaboración Propia.

4.6.9. Análisis de precio para tanque rectangular

Tabla 4.7: Precio unitario para muro de tanque rectangular.

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO.				
Proyecto: Construcción Estación Policial Integral Comunidad de San Andrés.				
Actividad: Muro Tanque Elevado H°A° (H-25).		Cantidad:		
Unidad: m ³		Moneda: Bs		
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1.- Materiales.				
Cemento Portland	Kg	350,00	0,94	329
Arena Común	m ³	0,45	120,75	54,34
Grava Común	m ³	0,92	120,75	111,09
Madera de Construcción	P2	25,00	8,00	200
Clavos	Kg	2,00	12,50	25,00
Alambre de amarre	Kg	2,00	12,00	24,00
Fierro corrugado	Kg	80,00	7,80	624,00
Melamina e = 25 mm	P2	50,00	12,00	600,00
Total Materiales:				1967,43
2.- Mano de Obra.				
Encofrador	Hr.	20,00	20,50	410,00
Armador	Hr.	10,00	20,50	205,00
Albañil	Hr.	10,00	20,50	205,00
Ayudante	Hr.	20,00	15,00	300,00
Subtotal de Mano de Obra:				1120,00
Cargas Sociales = (% del Subtotal de Mano de Obra).		55,00%		616
Impuestos I.V.A. Mano de Obra = (% de Mano de Obra + Carga Sociales) (14.94)		14,94%		259,36
Total de Mano de Obra:				1995,36
3.- Equipo, Maquinaria y Herramientas.				
Mezcladora	Hr.	1,00	22,00	22,00
Vibradora	Hr.	0,80	15,00	12,00
Herramientas = (% de Total de Mano de Obra)		5,00%		99,77
Total de Equipo, Maquinaria y Herramientas:				133,77
4.- Gastos Generales y Administrativos.				
Gastos Generales = % DE 1+2+3		8,00%		327,72
Total Gastos Generales y Administrativos:				327,72
5.- Utilidad.				
Utilidad = % DE 1+2+3+4		8,00%		353,94
Total Utilidad:				353,94
6.- Impuestos.				
Impuestos = % DE 1+2+3+4+5		3,09%		147,65
Total Impuestos (6)				147,65
Total Precio Unitario 1+2+3+4+5+6				4925,87

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.8: Precio unitario para losa de tanque rectangular.

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO.					
Proyecto: Construcción Estación Policial Integral Comunidad de San Andrés.					
Actividad: Losa llena de H°A° (H-25).		Cantidad:			
Unidad: m ³		Moneda: Bs			
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1.- Materiales.					
	Cemento Portland	Kg	350,00	0,94	329
	Arena Común	m ³	0,45	120,75	54,34
	Grava Común	m ³	0,92	120,75	111,09
	Madera de Construcción	P2	80,00	8,00	640
	Clavos	Kg	2,00	12,50	25,00
	Alambre de amarre	Kg	2,00	12,00	24,00
	Fierro corrugado	Kg	76,00	7,80	592,80
Total Materiales:					1776,23
2.- Mano de Obra.					
	Encofrador	Hr.	18,00	20,50	369,00
	Armador	Hr.	10,00	20,50	205,00
	Albañil	Hr.	8,00	20,50	164,00
	Ayudante	Hr.	18,00	15,00	270,00
Subtotal de Mano de Obra:					1008,00
Cargas Sociales = (% del Subtotal de Mano de Obra).			55,00%		554,40
Impuestos I.V.A. Mano de Obra = (% de Mano de Obra + Carga Sociales) (14.94)			14,94%		233,42
Total de Mano de Obra:					1795,82
3.- Equipo, Maquinaria y Herramientas.					
	Mezcladora	Hr.	1,00	22,00	22,00
	Vibradora	Hr.	0,80	15,00	12,00
Herramientas = (% de Total de Mano de Obra)			5,00%		89,79
Total de Equipo, Maquinaria y Herramientas:					123,79
4.- Gastos Generales y Administrativos.					
Gastos Generales = % DE 1+2+3			8,00%		295,67
Total Gastos Generales y Administrativos:					295,67
5.- Utilidad.					
Utilidad = % DE 1+2+3+4			8,00%		319,32
Total Utilidad:					319,32
6.- Impuestos.					
Impuestos = % DE 1+2+3+4+5			3,09%		133,20
Total Impuestos (6)					133,20
Total Precio Unitario 1+2+3+4+5+6					4444,03

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.9: Precio unitario para impermeabilizante de tanque rectangular.

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO.				
Proyecto: Construcción Estación Policial Integral Comunidad de San Andrés.				
Actividad: Revoque interior impermeable (Tanque).			Cantidad:	
Unidad: m²		Moneda:		Bs
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1.- Materiales.				
Cemento portland	Kg	16,00	0,94	15,04
Arena fina	m ³	0,05	136,50	6,82
Sika 1 Impermeabilizante	Kg	0,50	15,50	7,75
Total Materiales:				29,62
2.- Mano de Obra.				
Albañil	Hr.	2,50	20,50	51,25
Ayudante	Hr.	2,50	15,00	37,50
Subtotal de Mano de Obra:				88,75
Cargas Sociales = (% del Subtotal de Mano de Obra).		55,00%		48,81
Impuestos I.V.A. Mano de Obra = (% de Mano de Obra + Carga Sociales) (14.94)		14,94%		20,55
Total de Mano de Obra:				158,11
3.- Equipo, Maquinaria y Herramientas.				
Herramientas = (% de Total de Mano de Obra)		5,00%		7,91
Total de Equipo, Maquinaria y Herramientas:				7,91
4.- Gastos Generales y Administrativos.				
Gastos Generales = % DE 1+2+3		8,00%		15,65
Total Gastos Generales y Administrativos:				15,65
5.- Utilidad.				
Utilidad = % DE 1+2+3+4		8,00%		16,90
Total Utilidad:				16,90
6.- Impuestos.				
Impuestos = % DE 1+2+3+4+5		3,09%		7,05
Total Impuestos (6)				7,05
Total Precio Unitario 1+2+3+4+5+6				235,24

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.10: Precio unitario para viga de hormigón.

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO				
Proyecto: Construcción Estación Policial Integral Comunidad de San Andrés.				
Actividad: Vigas de H ^a A ^o (H-25).		Cantidad:		
Unidad: m ³		Moneda: Bs		
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1.- Materiales.				
Cemento Portland	Kg	350,00	0,94	329,00
Fierro corrugado	Kg	110,00	7,80	858,00
Arena Común	m ³	0,45	120,75	54,34
Grava Común	m ³	0,92	120,75	111,09
Madera de Construcción	P2	70,00	8,00	560,00
Clavos	Kg	2,00	12,50	25,00
Alambre de Amarre	Kg	2,00	12,00	24,00
Total Materiales:				1961,43
2.- Mano de Obra.				
Encofrador	Hr.	18,00	20,50	369,00
Armador	Hr.	10,00	20,50	205,00
Albañil	Hr.	10,00	20,50	205,00
Ayudante	Hr.	20,00	15,00	300,00
Subtotal de Mano de Obra:				1079,00
Cargas Sociales = (% del Subtotal de Mano de Obra).		55,00%		593,45
Impuestos I.V.A. Mano de Obra = (% de Mano de Obra + Carga Sociales) (14.94)		14,94%		249,86
Total de Mano de Obra:				1922,31
3.- Equipo, Maquinaria y Herramientas.				
Mezcladora	Hr.	1,00	22,00	22,00
Vibradora	Hr.	0,80	15,00	12,00
Herramientas = (% de Total de Mano de Obra)		5,00%		96,12
Total de Equipo, Maquinaria y Herramientas:				130,12
4.- Gastos Generales y Administrativos.				
Gastos Generales = % DE 1+2+3		8,00%		321,11
Total Gastos Generales y Administrativos:				321,11
5.- Utilidad.				
Utilidad = % DE 1+2+3+4		8,00%		346,80
Total Utilidad:				346,80
6.- Impuestos.				
Impuestos = % DE 1+2+3+4+5		3,09%		144,67
Total Impuestos (6)				144,67
Total Precio Unitario 1+2+3+4+5+6				4826,43

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.11: Presupuesto para tanque rectangular.

<p align="center">Presupuesto por Ítems y General de la Obra (En bolivianos) Proyecto: Construcción Estación Policial Integral Comunidad de San Andrés.</p>						
Ítem	Descripción.	Und	Cantidad	Precio Unitario	Precio Unitario (literal).	Parcial (Bs)
1	Muro Tanque Elevado H°A° (H-25).	m ³	2,35	4.925,87	Cuatro Mil Novecientos Veinticinco 87/100	11.575,79
2	Losa llena de H°A° (H-25).	m ³	1,20	4.444,03	Cuatro Mil Cuatrocientos Cuarenta y Cuatro 03/100	5.332,84
3	Vigas de H°A° (H-25).	m ³	0,22	4826,43	Cuatro Mil Ochocientos Veintiséis 43/100	1.061,81
4	Revoque interior Impermeable.	m ²	26,00	235,24	Doscientos Treinta y Cinco 24/100	6.116,23
	Total, presupuesto:					24.086,68
Son: Veinticuatro Mil Ochenta Y Seis 68/100 bolivianos.						

Fuente: Elaboración propia.

4.7. Tanque cilíndrico

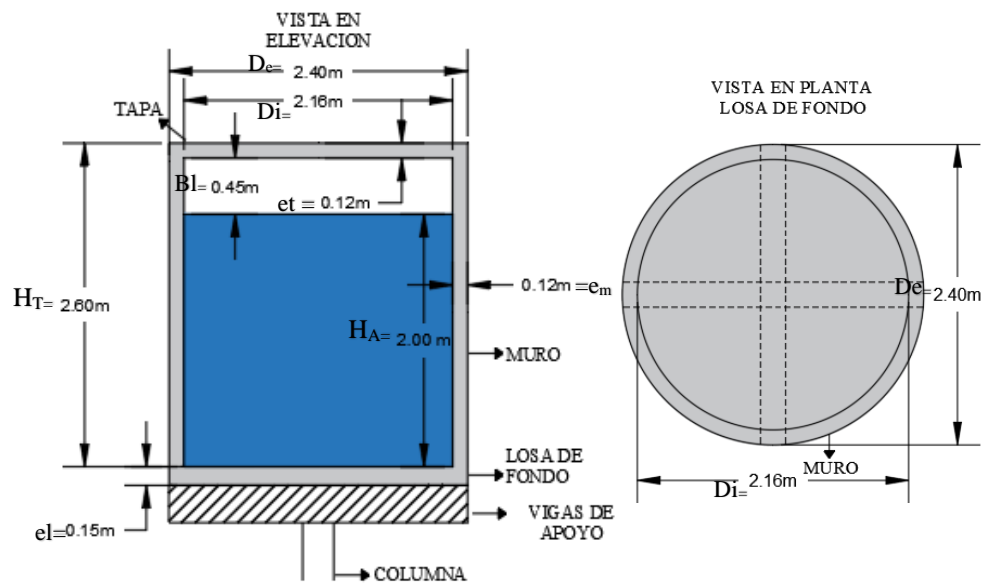
4.7.1. Dimensiones del tanque

Tabla 4.12: Dimensiones del tanque cilíndrico.

Dimensiones geométricas del tanque cilíndrico.	
Diámetro externo D_e .	2,40 m
Diámetro interno D_i .	2,16 m
Altura de tanque H_T .	2,60 m
Altura de agua H_A .	2,00 m
Capacidad del tanque.	7,40 m ³
Espesor del muro e_m .	0,12 m
Espesor de la losa e_l .	0,15 m
Espesor de la tapa e_t .	0,12 m
Borde libre B_l .	0,45 m

Fuente: Elaboración propia.

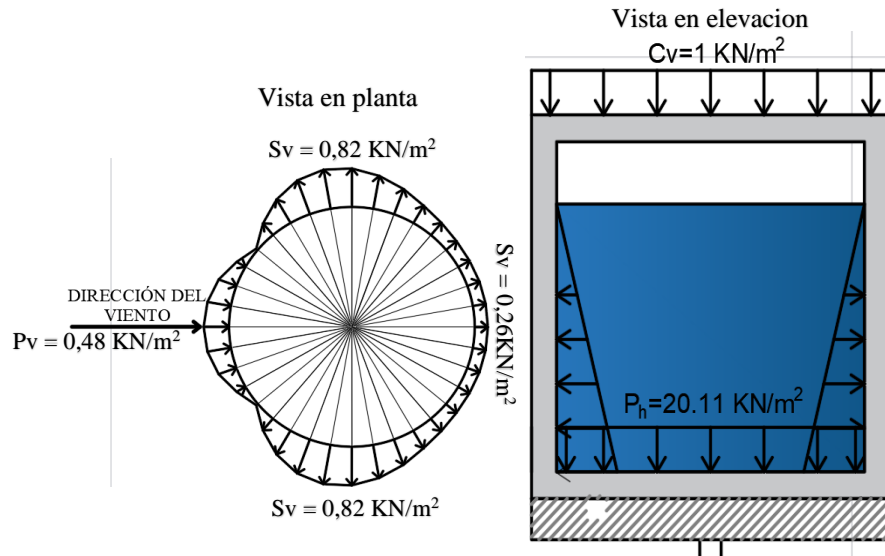
Figura 4.20: Tanque de agua (cilíndrico).



Fuente: Elaboración propia.

4.7.2. Cargas a considerar

Figura 4.21: Cargas actuantes en el tanque.



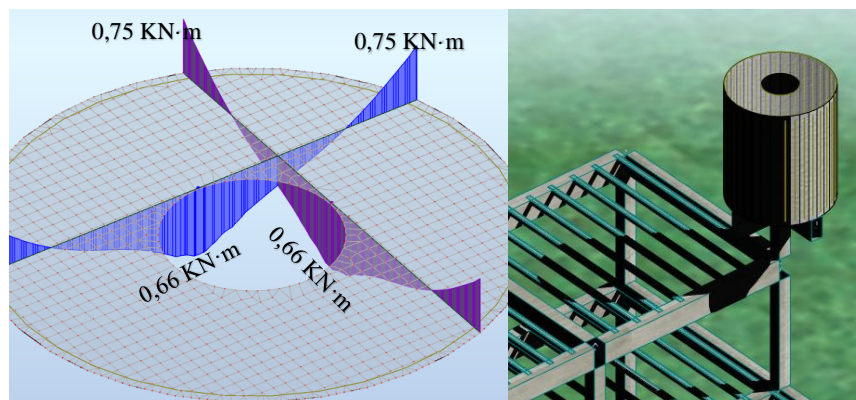
Fuente: Elaboración propia.

Para un mayor detalle del análisis de carga de viento dirigirse al Anexo B tabla B2.11.

4.7.3. Diseño de losa (tapa)

- Verificación de la armadura longitudinal positiva.
- ✓ Momento flector de Cálculo: $M_d = 0,75 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Figura 4.22: Momento tanque lleno sin viento ($M_x = 0,75 \text{ KN}\cdot\text{m}$).



Fuente: Elaboración Robot Structural.

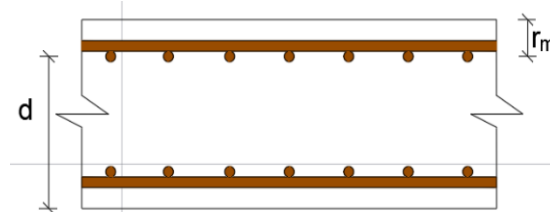
Figura 4.23: Canto útil de la sección tapa.

Espesor de la tapa $e_t = 120 \text{ mm}$

Base de la tapa $b_w = 1000 \text{ mm}$

Recubrimiento (r_g) = 25 mm

Recubrimiento (r_m) = 37 mm



Fuente: Elaboración propia.

$$r_m = r_g + \phi_{long} + \frac{\phi_{trans}}{2} = 37 \text{ mm}$$

Canto útil (d): $120 - 25 - 8 - 8 \cdot 0,5 = 83 \text{ mm}$

✓ Determinación de momento reducido.

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,006$$

✓ Determinación de la cuantía mecánica (w_s): Con $\mu_d = 0,006 \rightarrow \omega_s = 0,007$

✓ Determinación de la armadura (A_s).

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 20,23 \text{ mm}^2$$

✓ Determinación de la armadura mínima: $w_s = 0,0015$ (tabla A1.10 Anexo A), de acuerdo al tipo de acero “AE-50” y tipo de elemento estructural losa.

$$A_{s \text{ mín}} = w_s \cdot b_w \cdot h = 180 \text{ mm}^2$$

Armadura adoptada $A_s = 180 \text{ mm}^2$

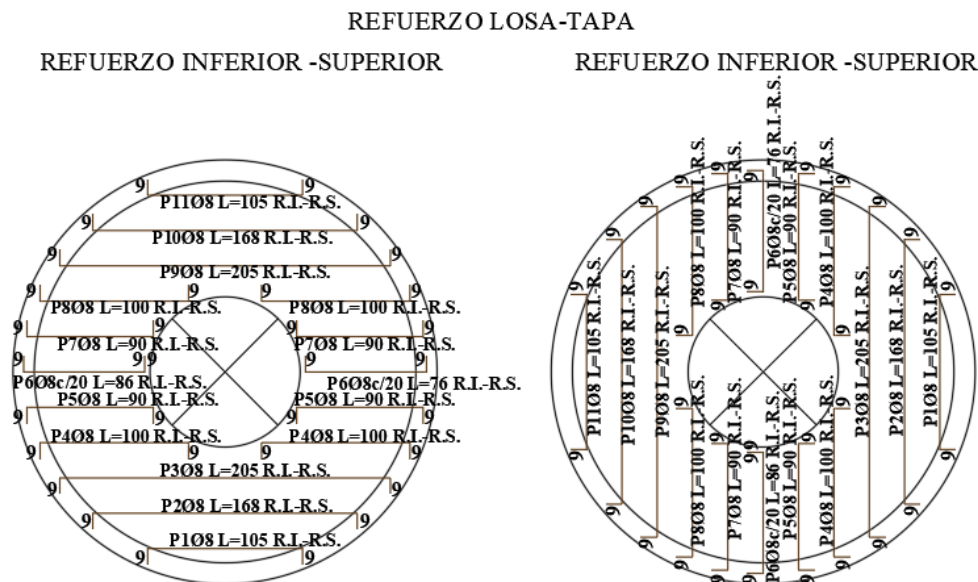
✓ Determinación del número de barras.

As $\emptyset 8 \text{ mm} = 4 \cdot 50,3 = 201,20 \text{ mm}^2 \rightarrow$ Resulta ser: 4 $\emptyset 8 \text{ mm c/25 cm}$

En el caso de placas macizas la separación entre barras no será superior a el doble del canto de la placa ni a 25 cm.

$$S = \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot e_m = 20 \text{ cm} \\ 25 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Se utilizará: 5 $\emptyset 8 \text{ c/20 cm}$

Figura 4.24: Disposición de armadura longitudinal y transversal inferior.

Fuente: Elaboración Propia.

4.7.4. Diseño del muro

➤ Máximos esfuerzos en muros para distintos estados de carga.

Tabla 4.13: Esfuerzos en el muro del tanque.

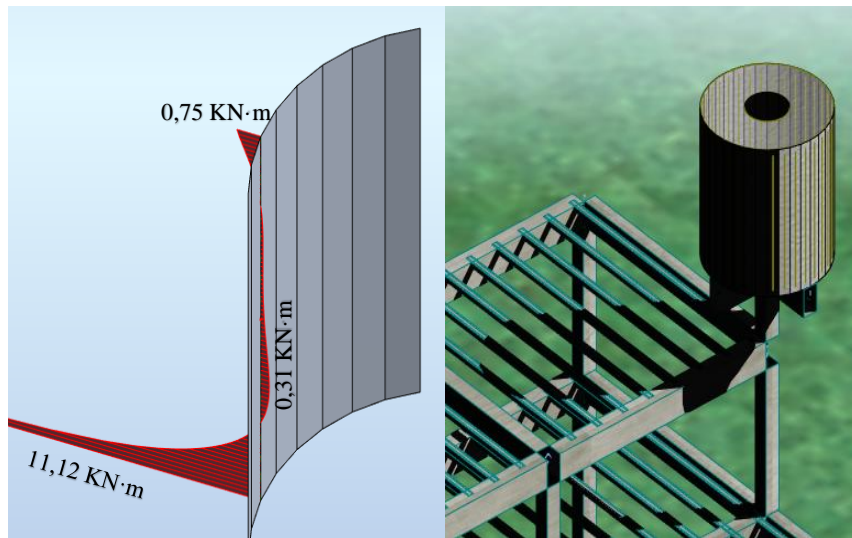
Cargado del tanque.	Esfuerzos de diseño.		
	M_v (KN·m)	N_ϕ (KN)	V_1 (KN)
Tanque vacío.	7,56	37,85	37,32
Tanque lleno sin viento.	11,12	75,05	52,71
Tanque vacío con viento.	6,93	34,26	34,87
Tanque lleno con viento.	10,10	68,63	48,72
Tanque mitad con viento.	8,40	48,81	41,24
Tanque mitad sin viento.	9,39	54,94	45,40

Fuente: Elaboración Propia.

➤ Verificación de la armadura vertical.

✓ Momento flector de Cálculo: $M_d = 11,12 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Figura 4.25: Momento vertical del muro, tanque lleno sin viento ($M_v = 11,12 \text{ KN}\cdot\text{m}$).



Fuente: Elaboración Robot Structural.

Figura 4.26: Canto útil de la sección muro.

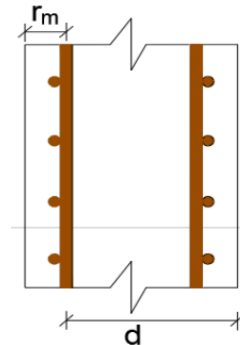
Espesor del muro $e_m = 120 \text{ mm}$

Muro $b_w = 1000 \text{ mm}$

Recubrimiento (r_g) = 25 mm

Recubrimiento (r_m) = 37 mm

Canto útil (d) = $120 - 25 - 8 - 8 \cdot 0,5 = 83 \text{ mm}$



Fuente: Elaboración propia.

✓ Determinación de momento reducido.

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,097$$

✓ Determinación de la cuantía mecánica (w_s): Con $\mu_d = 0,097 \rightarrow \omega_s = 0,104$

✓ Determinación de la armadura (A_s).

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 330,29 \text{ mm}^2$$

- ✓ Determinación de la armadura mínima: $w_s = 0,0009$ (tabla A1.10 Anexo A), de acuerdo al tipo de acero “AE-50” y tipo de elemento estructural muro.

$$A_{s\text{mín}} = w_s \cdot b_w \cdot h = 108,00 \text{ mm}^2$$

Armadura adoptada $A_s = 330,29 \text{ mm}^2$

- ✓ Determinación del número de barras.

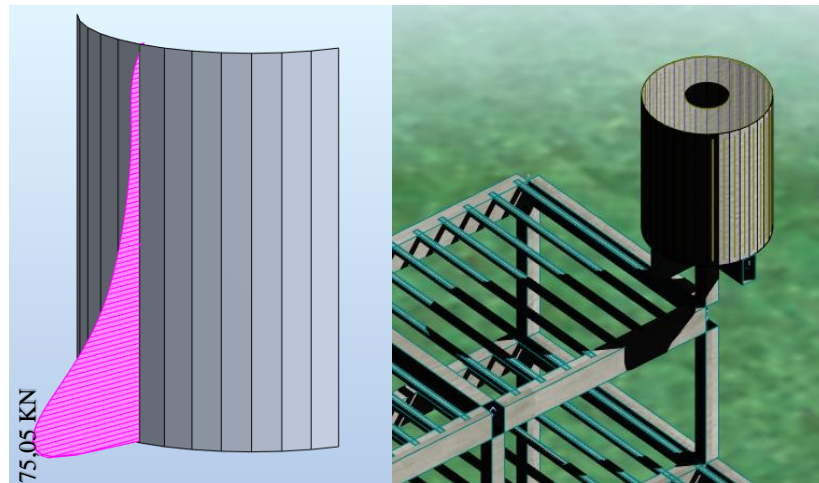
$$A_s \text{ } \varnothing 8 \text{ mm} = 7 \cdot 50,3 = 352,10 \text{ mm}^2$$

Se utilizará: $\varnothing 8 \text{ mm c/14}$

- Verificación de la armadura horizontal sometida a tracción.

- ✓ Tracción de Cálculo: $N_\varphi = 75,05 \text{ KN}$

Figura 4.27: Tracción en el muro, tanque lleno sin viento ($N_\varphi = 75,05 \text{ KN}$).



Fuente: Elaboración Robot Structural.

- Área necesaria a disponer.

$$\sigma_s = \frac{N_\varphi}{A_s} \rightarrow A_s = 172,62 \text{ mm}^2$$

- Armadura mínima $w_s = 0,0016$ (tabla A1.10 Anexo A), de acuerdo al tipo de acero “AE-50” y tipo de elemento estructural muro.

$$A_{s\text{mín}} = \omega_s \cdot b \cdot h \rightarrow A_{s\text{mín}} = 192,00 \text{ mm}^2$$

Armadura adoptada $A_s = 192 \text{ mm}^2$

✓ Determinación del número de barras.

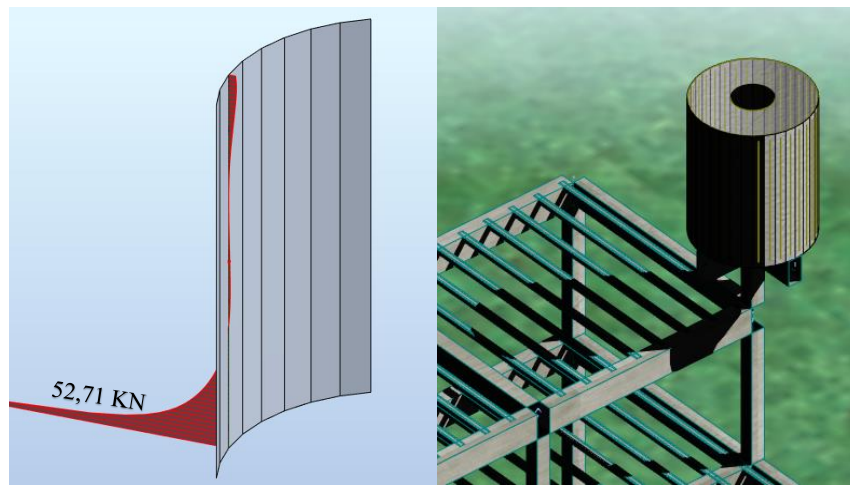
$$A_s \text{ } \varnothing 8 \text{ mm} = 4 \cdot 50,3 = 201,20 \text{ mm}^2$$

Se utilizará: 4 \varnothing 8 mm c/ 25 cm

➤ Verificación al esfuerzo cortante.

✓ Cortante en el muro $Q = 52,71 \text{ KN}$.

Figura 4.28: Cortante del muro, tanque lleno sin viento ($Q = 52,71 \text{ KN}$).



Fuente: Elaboración Robot Structural.

✓ Comprobación de agotamiento por compresión oblicua.

- Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 455,00 \text{ KN}$$

$Q = 52,71 \text{ KN} < V_{u1} = 455,00 \text{ KN} \rightarrow$ comprobación correcta.

✓ Comprobación de agotamiento por tracción en el alma.

- Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.

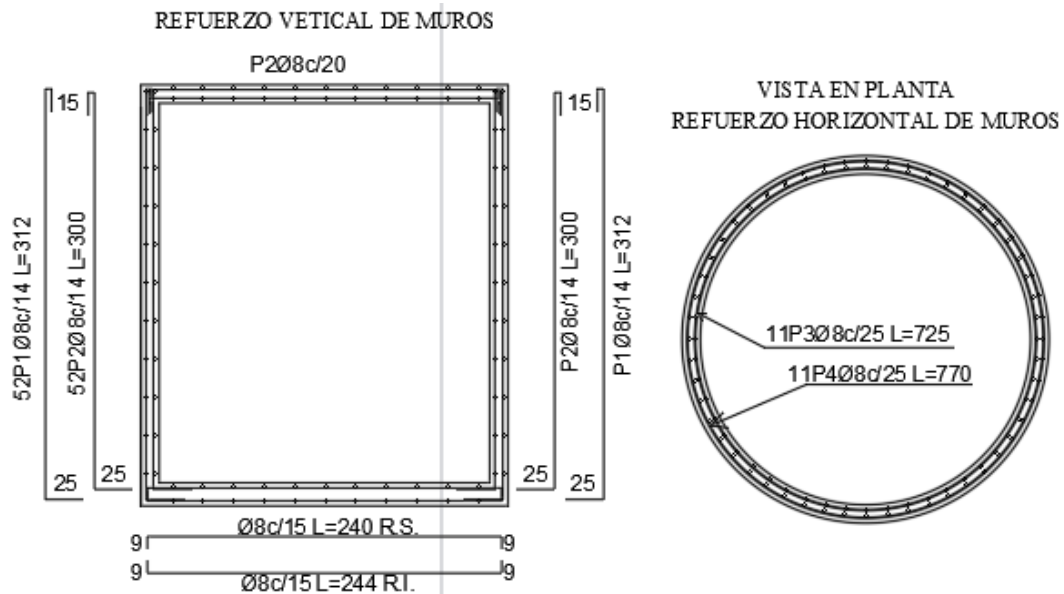
$$f_{cv} = 0,1565 \cdot \sqrt[2]{f_{cd}} = 0,64 \text{ MPa}$$

- Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b_w \cdot d = 58,15 \text{ KN}$$

$Q = 52,71 \text{ KN} < V_{cu} = 57,60 \text{ KN} \rightarrow$ No se necesita armadura transversal.

Figura 4.29: Disposición de armadura vertical y horizontal.

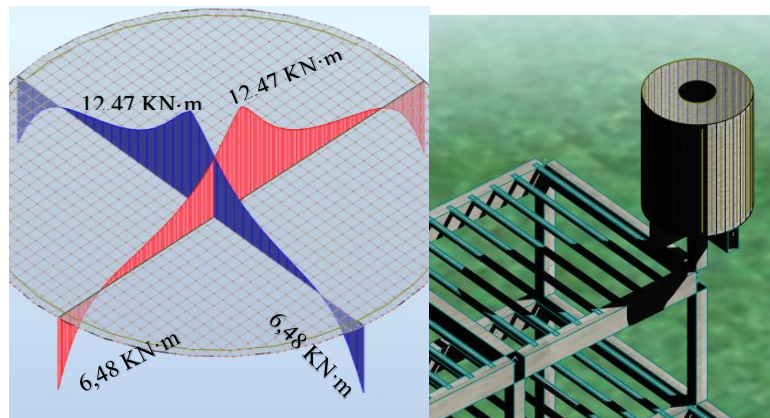


Fuente: Elaboración Propia.

4.7.5. Diseño de losa de fondo

- Verificación de la armadura longitudinal positiva.
- ✓ Momento flector de Cálculo: $M_d = 12,47 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Figura 4.30: Momento losa de fondo, tanque lleno sin viento ($M_d = 12,47 \text{ KN}\cdot\text{m}$).



Fuente: Elaboración Robot Structural.

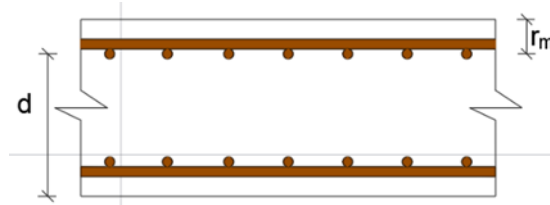
Figura 4.31: Canto útil se la sección losa.

Espesor de la losa $e_1 = 150$ mm

Base de la losa $b_w = 1000$ mm

Recubrimiento (r_g) = 25 mm

Recubrimiento (r_m) = 37 mm



Fuente: Elaboración propia.

$$r_m = r_g + \phi_{long} + \frac{\phi_{trans}}{2} = 37 \text{ mm}$$

$$\text{Canto útil (d): } 150 - 25 - 8 - 8 \cdot 0,5 = 113 \text{ mm}$$

✓ Determinación de momento reducido.

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,059$$

✓ Determinación de la cuantía mecánica (w_s): Con $\mu_d = 0,059 \rightarrow \omega_s = 0,061$

✓ Determinación de la armadura (A_s).

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 266,32 \text{ mm}^2$$

✓ Determinación de la armadura mínima: $w_s = 0,0015$ (tabla A1.10 Anexo A), de acuerdo al tipo de acero “AE-50” y tipo de elemento estructural losa.

$$A_{s \text{ min}} = w_s \cdot b_w \cdot h = 225 \text{ mm}^2$$

Armadura adoptada $A_s = 266,32 \text{ mm}^2$

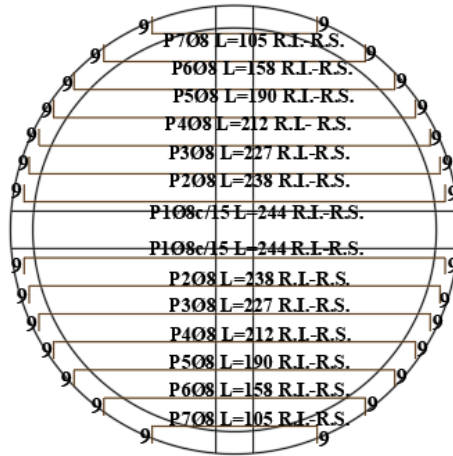
✓ Determinación del número de barras.

$$A_s \text{ } \phi 8 \text{ mm} = 6 \cdot 50,3 = 301,80 \text{ mm}^2$$

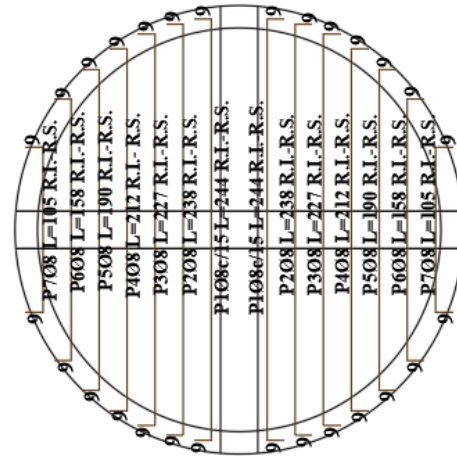
Se utilizará: 6 ϕ 8 mm c/ 15 cm

Figura 4.32: Disposición de armadura longitudinal y transversal superior.
REFUERZO LOSA DE FONDO

REFUERZO INFERIOR -SUPERIOR



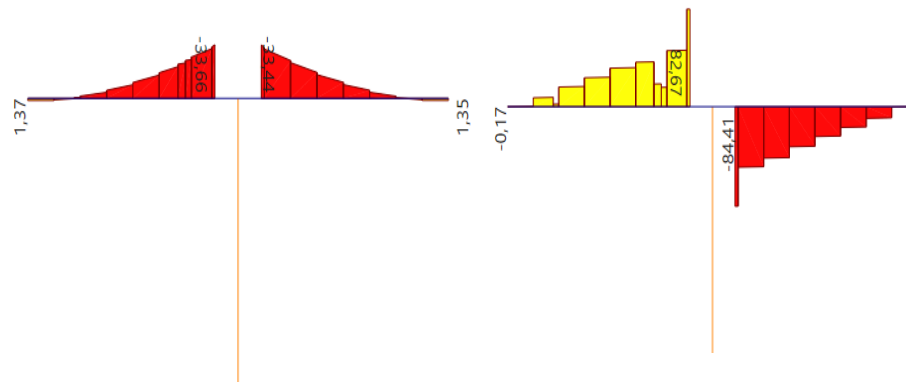
REFUERZO INFERIOR -SUPERIOR



Fuente: Elaboración Propia.

4.7.6. Diseño de viga para tanque elevado

Figura 4.33: Momento ($M_d = 33,66 \text{ KN}\cdot\text{m}$) - Cortante ($Q_d = 46,50 \text{ KN}$).



Fuente: Elaboración Etabs.

Tabla 4.14: Diseño a flexión.

Cálculo de la armadura a disponer.		
Momento (KN·m).		33,66
Dimensiones.	h (mm).	400,00
	d (mm).	363,41
	b_w (mm).	200,00
Rec. Geométrico (mm).		25,00

Rec. Mecánico (mm).		36,59
Resistencia de cálculo.	f_{cd} (Mpa) $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	16,67
	f_{yd} (Mpa) $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	434,78
Momento reducido. $\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$		0,076
Cuantía mecánica.		0,081
Armadura (mm ²). $A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$		226,00
Armadura mínima (mm ²). $A_{min} = w_s \cdot b_w \cdot h$		224,00
Disposición de armadura.		2φ10+2 φ12

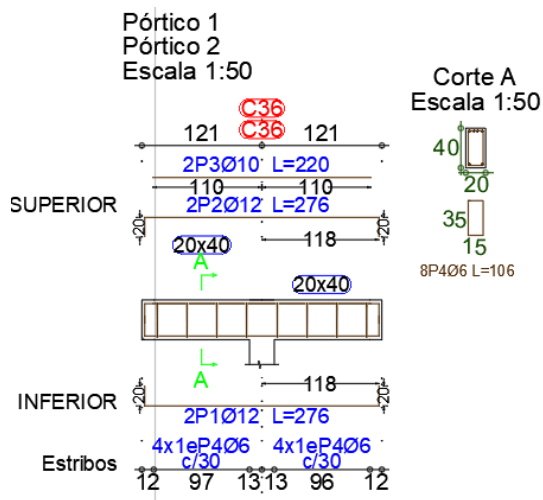
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 4.15: Diseño a cortante.

Diseño por cortante.		
Cortante (KN).		82,67
Dimensiones.	h (mm).	400,00
	b _w (mm).	200,00
	d (mm).	363,41
Recubrimiento mecánico (mm).		36,59
Resistencia de cálculo.	f_{cd} (Mpa). $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	16,67
	f_{yd} (Mpa). $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	400,00
Cortante de diseño a una distancia (d) (KN).		47,00
Comprobación de agotamiento por compresión oblicua (KN). $V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$		363,48
Resistencia virtual (Mpa). $f_{cv} = 0,1565 \cdot \sqrt{f_{cd}}$		0,63
Contribución del hormigón (KN). $V_{cu} = f_{cv} \cdot b_w \cdot d$		46,00
Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante (KN). $V_{su} = V_{d1} - V_{cu}$		1,00
Determinación de la sección de la armadura transversal (mm ²). $A_{s90} = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}}$		7,67
Armadura mínima (mm ²). $A_{smin} = \frac{0,02 \cdot b_w \cdot t \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$		166,70
Determinación de la separación de estribos (mm). $S_t = \frac{2 \cdot A_{\phi 8}}{A_{s90}}$		335,93
Disponer.		4φ6c/30cm

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 4.34: Disposición de armado en la viga de apoyo para tanque elevado.

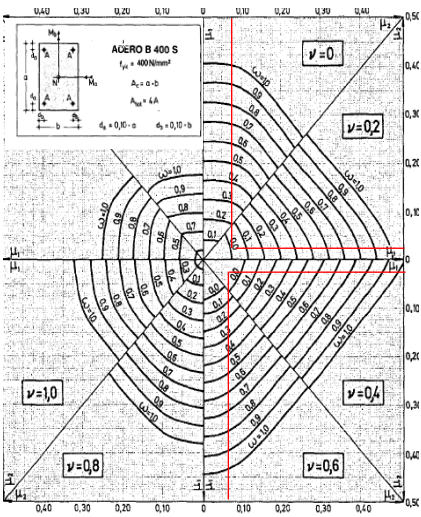
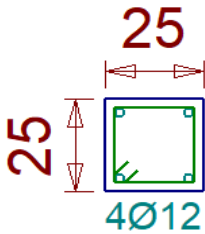


Fuente: Elaboración Cypecad 2019.

4.7.7. Diseño de columna para el tanque elevado

Tabla 4.16: Diseño de columna que sostiene el tanque elevado.

Diseño de Columna que Sostiene al Tanque.		
Normal Nd (KN).		260,22
Momento Mdx (KN·m).		7,87
Momento Mdy (KN·m).		7,73
Long. de Columna (m).		1,00
Coficiente de Pandeo.		2,00
Longitud de Pandeo (m).		2,00
Esbeltez Mecánica $\lambda_x = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$	λ_x	27,71
	λ_y	27,71
Esbeltez Geométrica $\lambda = \frac{l_0}{b}$	λ	8,00
	λ	8,00

Excentricidad de Primer Orden (mm).	$e_x = \frac{M_{dx}}{N_d}$	30,24
	$e_y = \frac{M_{dy}}{N_d}$	29,71
Excentricidad Accidental (mm).		20
Excentricidad de Cálculo (mm).	e_x	50,24
	e_y	29,71
Resistencias cálculo $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ (MPa).		16,67
Resistencias cálculo $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ (MPa).		434,78
Capacidad Mecánica del Hormigón $U_c = f_{cd} \cdot A_c$ (KN).		937,50
Esfuerzo Normal Reducido $\nu = \frac{N_d}{U_c}$	ν	0,30
Momentos Reducidos $\mu_y = \frac{N_d \cdot e_y}{U_c \cdot h}$	μ_x	0,06
	μ_y	0,03
Cuantía Mecánica (ω).		0,02
Armadura Necesaria $A_s = \frac{\omega \cdot b_w \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$ (mm ²).		47,92
Armadura Mínima $A_{s \min} = w_s \cdot a \cdot b_w$ (mm ²).		312,50
Disposición.		4Ø12mm

Fuente: Elaboración Propia.

4.7.8. Análisis de precio para tanque cilíndrico

Tabla 4.17: Precio unitario para muro tanque cilíndrico.

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO				
Proyecto:		Construcción Estación Policial Integral Comunidad de San Andrés.		
Actividad:		Muro Tanque Elevado H°A° (H-25).		Cantidad:
Unidad:		m ³		Moneda: Bs
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1.- Materiales.				
Cemento Portland	Kg	350,00	0,94	329
Arena Común	m ³	0,45	120,75	54,34
Grava Común	m ³	0,92	120,75	111,09
Madera de Construcción	P2	16,00	8,00	128
Clavos	Kg	2,00	12,50	25,00
Alambre de amarre	Kg	2,00	12,00	24,00
Fierro corrugado	Kg	125,00	7,80	975,00
Melamina e = 25 mm	P2	87,50	12,00	1050,00
Total Materiales:				2696,43
2.- Mano de Obra.				
Encofrador	Hr.	24,00	20,50	492,00
Armador	Hr.	14,00	20,50	287,00
Albañil	Hr.	14,00	20,50	287,00
Ayudante	Hr.	24,00	15,00	360,00
Subtotal de Mano de Obra:				1426,00
Cargas Sociales = (% del Subtotal de Mano de Obra).		55,00%		784,3
Impuestos I.V.A. Mano de Obra = (% de Mano de Obra + Carga Sociales) (14.94)		14,94%		330,22
Total de Mano de Obra:				2540,52
3.- Equipo, Maquinaria y Herramientas.				
Mezcladora	Hr.	1,00	22,00	22,00
Vibradora	Hr.	0,80	15,00	12,00
Herramientas = (% de Total de Mano de Obra)		5,00%		127,03
Total de Equipo, Maquinaria y Herramientas:				161,03
4.- Gastos Generales y Administrativos.				
Gastos Generales = % DE 1+2+3		8,00%		431,84
Total Gastos Generales y Administrativos:				431,84
5.- Utilidad.				
Utilidad = % DE 1+2+3+4		8,00%		466,38
Total Utilidad:				466,38
6.- Impuestos.				
Impuestos = % DE 1+2+3+4+5		3,09%		194,55
Total Impuestos (6)				194,55
Total Precio Unitario 1+2+3+4+5+6				6490,75

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 4.18: Precio unitario para losa tanque cilíndrico.

Proyecto: Construcción Estación Policial Integral Comunidad de San Andrés.					
Actividad: Losa llena de H°A° (H-25).			Cantidad:		
Unidad: m ³			Moneda: Bs		
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1.- Materiales.					
	Cemento Portland	Kg	350,00	0,94	329
	Arena Común	m ³	0,45	120,75	54,34
	Grava Común	m ³	0,92	120,75	111,09
	Madera de Construcción	P2	80,00	8,00	640
	Clavos	Kg	2,00	12,50	25,00
	Alambre de amarre	Kg	2,00	12,00	24,00
	Fierro corrugado	Kg	90,00	7,80	702,00
Total Materiales:					1885,43
2.- Mano de Obra.					
	Encofrador	Hr.	20,00	20,50	410,00
	Armador	Hr.	12,00	20,50	246,00
	Albañil	Hr.	10,00	20,50	205,00
	Ayudante	Hr.	20,00	15,00	300,00
Subtotal de Mano de Obra:					1161,00
Cargas Sociales = (% del Subtotal de Mano de Obra).			55,00%		638,55
Impuestos I.V.A. Mano de Obra = (% de Mano de Obra + Carga Sociales) (14.94)			14,94%		268,85
Total de Mano de Obra:					2068,40
3.- Equipo, Maquinaria y Herramientas.					
	Mezcladora	Hr.	1,00	22,00	22,00
	Vibradora	Hr.	0,80	15,00	12,00
Herramientas = (% de Total de Mano de Obra)			5,00%		103,42
Total de Equipo, Maquinaria y Herramientas:					137,42
4.- Gastos Generales y Administrativos.					
Gastos Generales = % DE 1+2+3			8,00%		327,30
Total Gastos Generales y Administrativos:					327,30
5.- Utilidad.					
Utilidad = % DE 1+2+3+4			8,00%		353,48
Total Utilidad:					353,48
6.- Impuestos.					
Impuestos = % DE 1+2+3+4+5			3,09%		147,46
Total Impuestos (6)					147,46
Total Precio Unitario 1+2+3+4+5+6					4919,49

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 4.19: Precio unitario para impermeabilizante de tanque rectangular.

Proyecto: Construcción Estación Policial Integral Comunidad de San Andrés.					
Actividad: Revoque interior impermeable (Tanque)			Cantidad:		
Unidad:	m ²		Moneda:	Bs	
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1.- Materiales.					
	Cemento portland	Kg	16,00	0,94	15,04
	Arena fina	m ³	0,05	136,50	6,82
	Sika 1 Impermeabilizante	Kg	0,50	15,50	7,75
Total Materiales:					29,62
2.- Mano de Obra.					
	Albañil	Hr.	2,50	20,50	51,25
	Ayudante	Hr.	2,50	15,00	37,50
Subtotal de Mano de Obra:					88,75
	Cargas Sociales = (% del Subtotal de Mano de Obra).		55,00%		48,81
	Impuestos I.V.A. Mano de Obra = (% de Mano de Obra + Carga Sociales) (14.94)		14,94%		20,55
Total de Mano de Obra:					158,11
3.- Equipo, Maquinaria y Herramientas.					
	Herramientas = (% de Total de Mano de Obra)		5,00%		7,91
Total de Equipo, Maquinaria y Herramientas:					7,91
4.- Gastos Generales y Administrativos.					
	Gastos Generales = % DE 1+2+3		8,00%		15,65
Total Gastos Generales y Administrativos:					15,65
5.- Utilidad.					
	Utilidad = % DE 1+2+3+4		8,00%		16,90
Total Utilidad:					16,90
6.- Impuestos.					
	Impuestos = % DE 1+2+3+4+5		3,09%		7,05
Total Impuestos (6)					7,05
Total Precio Unitario 1+2+3+4+5+6					235,24

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 4.20: Precio unitario para viga de hormigón.

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO				
Proyecto: Construcción Estación Policial Integral Comunidad de San Andrés.				
Actividad: Vigas de H ^a A ^o (H-25).		Cantidad:		
Unidad: m ³		Moneda: Bs		
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1.- Materiales.				
Cemento Portland	Kg	350,00	0,94	329,00
Fierro corrugado	Kg	110,00	7,80	858,00
Arena Común	m ³	0,45	120,75	54,34
Grava Común	m ³	0,92	120,75	111,09
Madera de Construcción	P2	70,00	8,00	560,00
Clavos	Kg	2,00	12,50	25,00
Alambre de Amarre	Kg	2,00	12,00	24,00
Total Materiales:				1961,43
2.- Mano de Obra.				
Encofrador	Hr.	18,00	20,50	369,00
Armador	Hr.	10,00	20,50	205,00
Albañil	Hr.	10,00	20,50	205,00
Ayudante	Hr.	20,00	15,00	300,00
Subtotal de Mano de Obra:				1079,00
Cargas Sociales = (% del Subtotal de Mano de Obra).		55,00%		593,45
Impuestos I.V.A. Mano de Obra = (% de Mano de Obra + Carga Sociales) (14.94)		14,94%		249,86
Total de Mano de Obra:				1922,31
3.- Equipo, Maquinaria y Herramientas.				
Mezcladora	Hr.	1,00	22,00	22,00
Vibradora	Hr.	0,80	15,00	12,00
Herramientas = (% de Total de Mano de Obra)		5,00%		96,12
Total de Equipo, Maquinaria y Herramientas:				130,12
4.- Gastos Generales y Administrativos.				
Gastos Generales = % DE 1+2+3		8,00%		321,11
Total Gastos Generales y Administrativos:				321,11
5.- Utilidad.				
Utilidad = % DE 1+2+3+4		8,00%		346,80
Total Utilidad:				346,80
6.- Impuestos.				
Impuestos = % DE 1+2+3+4+5		3,09%		144,67
Total Impuestos (6)				144,67
Total Precio Unitario 1+2+3+4+5+6				4826,43

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 4.21: Presupuesto para tanque cilíndrico.

Presupuesto por Ítems y General de la Obra (En Bolivianos) Proyecto: Construcción Estación Policial Integral Comunidad de San Andrés.						
Ítem.	Descripción.	Und	Cantidad	Precio Unitario.	Precio Unitario (literal).	Parcial (Bs).
1	Muro Tanque Elevado H°A° (H-25)	m ³	2,25	6.490,75	Seis Mil Cuatrocientos Noventa 75/100	14.604,18
2	Losa llena de H°A° (H-25)	m ³	0,91	4.919,49	Cuatro Mil Novecientos Diecinueve 49/100	4.476,74
3	Vigas de H°A° (H-25).	m ³	0,22	4826,43	Cuatro Mil Ochocientos Veintiséis 43/100	1.061,81
4	Revoque interior Impermeable	m ²	23,00	235,24	Doscientos Treinta y Cinco 24/100	5.410,51
Total presupuesto:						25.553,25
Son: Veinticinco Mil Quinientos Cincuenta Y Tres 25/100						

Fuente: Elaboración Propia.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPÍTULO V

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Concluido el diseño estructural de la infraestructura “CONSTRUCCIÓN ESTACIÓN POLICIAL INTEGRAL COMUNIDAD SAN ANDRÉS PROVINCIA CERCADO TARIJA” se llega a conclusión:

- Los elementos estructurales no presentan observación alguna en cuanto establece la norma CBH-87 con secciones mínimas, cuantías de armadura mínimas y máximas, deformaciones admisibles que se requiere para dar seguridad y funcionalidad a la estructura que deben ser cumplidos y que se reflejan en los planos estructurales.
- Los valores de capacidad admisible otorgados por la empresa EOLO S.R.L. fueron determinados mediante ábacos según la clasificación de suelos y que no tiene en cuenta la forma y dimensiones de las zapatas por lo que se verificó dichos valores mediante la teoría de TERZAGHI, obteniendo capacidades admisibles más conservadores y acorde a lo que describe la teoría para su determinación.
- En fundaciones existen diferentes formas de diseñarlas en cuanto a tener en cuenta el peso del relleno para el análisis a flexión por lo que dicha carga se considera superficial, disminuyendo los esfuerzos que se originan debido a la reacción del terreno ya que esta carga tiene un efecto contrario lo que resulta en el diseño a flexión disponer una menor cantidad de armadura en la zapata.
- En losas unidireccionales de viguetas pretensadas se dispuso de complementos de plastoforno en vez de bloques de cerámico logrando reducir el peso, además existe la necesidad de cubrir un momento mínimo de empotramiento entre losa y viga para disponer una determinada cuantía de armaduras para momentos negativos y evitar fisuras lo que provocaría daños en la cerámica.
- Los elementos de las vigas principales fueron diseñados en el dominio de deformación 3 donde se logra el máximo trabajo de ambos materiales hormigón y acero, obteniendo secciones más económicas y seguras.

- Las rosetas de flexión esviada exigen un recubrimiento mecánico del 10 % del lado de la sección y según el recubrimiento dispuesto se presenta una pérdida de brazo mecánico por lo que se requirió realizar la verificación de la capacidad mecánica de la sección, para poder dar validez a la utilización del ábaco en el diseño de columnas, por lo que se verificó que la capacidad mecánica real sea mayor a la capacidad teórica.
- El diseño estructural realizado con el programa da una diferencia de armadura máxima en un porcentaje comprendido entre 3,50% en comparación con la verificación manual de los elementos más solicitados.
- Para obtener los planos es importante representar las disposiciones de las armaduras exigidas por resistencia y además cumplir con disposiciones constructivas para mayor facilidad en su ejecución.
- Tomando en cuenta como beneficios sociales de 55% mano de obra, herramientas menores 5% de la mano de obra, IVA 14.94, IT 3.09%, gastos generales 8%, utilidad 8%. El precio referencial del proyecto es de 3.108.977,38 Bs. con un tiempo de ejecución estimado de 242 días.
- En el análisis estructural para la obtención de esfuerzos en el tanque de almacenamiento de agua, no siempre el más crítico se presenta cuando este alcanza su máxima capacidad de almacenamiento, sino que es muy importante considerar diferentes estados de cargas considerando el tanque lleno, tanque a mitad de su capacidad, tanque vacío con la actuación de cargas de viento para cubrir las solicitaciones más desfavorables.
- En el caso estudiado entre tanque rectangular y cilíndrico lo más conveniente es optar por la construcción del tanque rectangular por su mayor facilidad en su construcción requiriendo un menor costo para su ejecución con una diferencia de 1466,57 Bs.
- En el caso de tanques de mayor volumen de almacenamiento el costo del tanque cilíndrico bajo la configuración estructural planteada se hace mucho más costoso debido al incremento de esfuerzos cortantes incrementando armaduras transversales u optar por el aumento del espesor del muro.

5.2. Recomendaciones

- Antes de realizar un modelado estructural se debe analizar cargas y realizar un pre dimensionamiento de zapatas, vigas, columnas, además de basarnos en la norma a utilizar.
- Antes de fundar se recomienda realizar una verificación de la capacidad portante presente en el terreno además verificar a mayor profundidad de fundación el tipo de suelo.
- Al momento de emplear programas para el diseño se debe tener en cuenta los datos al momento de introducirlos ya que podría llevar a diseños de los elementos estructurales de manera errónea o sobredimensionar claro ejemplo podemos citar los coeficientes de pandeo en columnas.
- Es necesario uniformizar las secciones de vigas y columnas procurando que no sean muy diferentes sin descuidar la seguridad, con el fin de facilitar la construcción.
- Se recomienda hacer una verificación de las solicitaciones usando otros programas computarizados de tal manera poder relejar las solicitaciones más críticas.