

CAPÍTULO I

1. ANTECEDENTES

1.1 El problema

1.1.1 Planteamiento del problema

En la ciudad de Tarija, provincia Cercado, el barrio San Miguel y aledaños no cuentan con una infraestructura cercana que brinde educación a niños y adolescentes, que cumpla con las condiciones mínimas para el desempeño laboral de los funcionarios de la institución y la adecuada atención y educación que necesita todo estudiante para su formación académica.

1.1.2 Formulación de la solución

Tomando en cuenta todo lo mencionado anteriormente se plantea la siguiente alternativa de solución:

- Realizar la construcción de una unidad educativa que brinde seguridad, calidad y confort a los usuarios para su buen desempeño personal.

1.1.3 Sistematización del problema

Al no contar con una unidad educativa cercana al barrio, los padres de familia se ven obligados a recurrir a otras unidades educativas más alejadas para que sus hijos/as puedan estudiar.

Esto genera que algunas unidades educativas lleguen a saturarse debido a la gran demanda de cupos para estudiantes, por lo cual se ven forzados a rechazar a los estudiantes aspirantes ya que no cuentan con la infraestructura necesaria para inscribir a más estudiantes en su unidad educativa.

Al tener que recurrir a unidades educativas alejadas, genera gastos adicionales a los padres de familia para poder mandar a sus hijos/as a estudiar.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Realizar el diseño estructural de la “Unidad Educativa San Miguel”, utilizando como base de cálculo la Norma Boliviana del hormigón “CBH-87”.

1.2.2 Objetivos específicos

- Realizar el estudio de suelos para determinar la resistencia admisible del terreno para la fundación de la estructura.
- Realizar el levantamiento topográfico del lugar de emplazamiento.
- Realizar el cálculo estructural de todos los elementos estructurales de H°A° de la edificación.
- Elaborar los planos estructurales del diseño de todos los elementos que componen la estructura, para utilizarlos como guía en la ejecución de la obra.
- Realizar las especificaciones técnicas, cómputos métricos, precios unitarios y presupuesto general de la obra gruesa.

1.3 Justificación

1.3.1 Académica

Profundizar y poner en práctica todos los criterios de diseño y conocimientos adquiridos en los años de estudio universitario acerca del diseño de estructuras, para que de esta manera pueda llevarse a cabo el proyecto con mucho éxito.

1.3.2 Técnica

El lugar de construcción de la unidad educativa, cumple con todas las características técnicas requeridas para el tipo de obras, afirmación que se hace en base a la información tanto topográfica como al estudio de suelos del lugar de emplazamiento de la obra.

1.3.3 Social e institucional

El principal propósito social es de proveer una infraestructura en beneficio a la población cercana y a toda persona quien desee estudiar y cursar en la “**Unidad Educativa San Miguel**”.

El presente proyecto se encuentra respaldado por la “**Dirección de Proyectos del Gobierno Autónomo Municipal de la Ciudad de Tarija y la Provincia Cercado**” (Ver ANEXO A1).

1.4 Alcance del proyecto

1.4.1 Resultados a lograr

- Diseño y cálculo de los elementos estructurales de la Unidad Educativa San Miguel en base a la Norma Boliviana CBH-87.

- Calcular y diseñar los elementos más solicitados de la estructura (losa, viga, columna, escalera, rampa y zapata) a mano utilizando los conceptos adquiridos durante la formación académica.
- La verificación de las viguetas pretensadas se realizará en base a la norma ACI-318 debido a que no se encuentra un análisis de pretensado en la norma CBH-87.
- Planos constructivos de los elementos estructurales.
- Cronograma de actividades.
- Especificaciones técnicas, cálculos métricos, precios unitarios y presupuesto general de la obra gruesa.

1.4.2 Restricciones y limitaciones

En el diseño estructural de la Unidad Educativa San Miguel se tendrá las siguientes restricciones y/o limitaciones.

- No se realizará el diseño de las instalaciones básicas.
- No se hará especificaciones técnicas de la obra fina.
- Los cálculos métricos, precios unitarios y presupuesto general serán solo de la obra gruesa.

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1 Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico es el conjunto de operación necesaria para obtener la representación de un determinado terreno natural.

Se realiza para tener una idea clara de la configuración del terreno, de la presencia de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre, se toman los datos necesarios para la representación gráfica o elaboración de las curvas de nivel del área en estudio con ayuda de equipos topográficos.

En cualquier proyecto de ingeniería se requiere la modificación del terreno original ya sea de poca o gran cantidad, de cualquier manera, es necesario hacer movimientos de suelo para determinar el volumen del material y su costo para finalmente puntualizar las características del terreno de emplazamiento.

2.2 Estudio de suelos

Dentro del estudio de suelos de un proyecto, se puede distinguir diferentes procedimientos y métodos, entre los que se destacan las pruebas de campo o *in situ*. Las pruebas de campo adquieren gran importancia en los suelos muy susceptibles a la perturbación y cuando las condiciones del terreno varían en sentido horizontal y vertical. El método de prueba *in situ* más ampliamente utilizado es el de penetración.

2.2.1 Ensayo de Penetración Normal Estándar S.P.T.

Este método o ensayo consiste en la hincada de la toma muestras, dejando caer una maza de 140 libras (63,50 Kg) desde una altura de 30 pulgadas (76 cm). La resistencia a la penetración se expresa por el número de golpes necesarios para hincar la toma muestras a 1 pie (30 cm). Este procedimiento es entre todos el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona una información útil en torno al subsuelo. Los resultados de pruebas realizadas en laboratorio muestran que la resistencia a la penetración depende de diversos factores distintos de la compacidad relativa; la resistencia a la penetración es función de la presión de confinamiento del tipo de suelo. Otro factor que puede tener notable influencia sobre la resistencia a la penetración de un suelo es la presión de pozo o intersticial existente en el

instante de realizar las medidas.

El S.P.T. tiene la ventaja de proporcionar además información de la naturaleza de las capas atravesadas, gracias a la muestra que se extrae. Sin embargo, sus resultados son discontinuos y en capas de débil espesor pueden escapar a este reconocimiento.

Generalmente se extraen muestras del suelo que posteriormente se analizan y determinan su granulometría, límites de Atterberg y su clasificación por métodos conocidos normalmente los métodos A.A.S.H.T.O y Unificado.

El valor más importante es el valor de la capacidad portante, valor con el que se dimensiona las cimentaciones. Un factor importante a la hora de realizar esta prueba es la altura a la cual se la realizará la misma, generalmente dentro de un pozo de dimensiones suficientes y altura adecuada, esta debe atenerse a criterios técnicos y a la experiencia del personal de operación. Otro dato importante es también a la altura a la cual se proyecta fundar las cimentaciones, que a su vez esta depende de la magnitud de obra, número de plantas e importancia de la obra.

2.3 Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico consiste en la creación de espacios que cumplan características tanto en lo estético, lo tecnológico y la funcional, los que serán objeto de uso por la sociedad. Entre los elementos a tener en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno físico, el método constructivo, la morfología, además de otros, éste, se lo realiza por medio de una representación gráfica a escala en planos arquitectónicos, tales como: Planos en corte, en planta, fundaciones, cubiertas y fachadas, además de la ubicación y emplazamiento.

2.4 Normas de diseño de los elementos estructurales

El diseño y cálculo de los elementos estructurales estarán en base a la “Norma Boliviana CBH 87” para todos los elementos de hormigón.

2.5 Método de diseño

El procedimiento de comprobación, para un cierto estado límite, consiste en deducir, por una parte, el efecto de las acciones aplicadas a la estructura correspondiente a la situación límite

en estudio. Comparando estas dos magnitudes, siempre que las acciones exteriores produzcan un efecto inferior a la respuesta correspondiente al estado límite, podrá afirmarse que está asegurando el comportamiento de la estructura frente a tal estado límite.

En consecuencia, el proceso de cálculo que usa la norma que se está empleando para este proyecto para los elementos estructurales, consiste en:

- Obtención del efecto Sd de las acciones exteriores, relativo al estado límite en estudio, a partir de los valores ponderados de las acciones características.
- Obtención de la respuesta Rd de la estructura, correspondiente al estado límite en estudio, a partir de los valores minorados de las características resistentes de los materiales.
- El criterio de aceptación, consiste en la comprobación:

$$R_d \geq S_d$$

2.6 Coeficiente de seguridad

En los métodos de cálculo desarrollados en esta norma, la seguridad se introduce a través de coeficientes: minoración (de la resistencia del hormigón y de la resistencia de acero) y otros de ponderación de las cargas y acciones en general.

2.7 Estados límites últimos

Los valores básicos de los coeficientes de seguridad para el estudio de los estados límites últimos, son los siguientes:

Tabla N° 1 – Estados límites últimos – Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales.

Material	Coeficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+ 0,05
		Normal	0
		Intenso	- 0,05
Hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido (1)	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso (2)	- 0,10

En el caso de las piezas hormigonadas en vertical, la resistencia del proyecto del hormigón deberá, además, minorarse en un 10 %.

(1) No se adoptará en el cálculo una resistencia de proyecto del hormigón mayor de 15 MPa.
(2) En especial, para hormigones destinados a elementos prefabricados en instalación industrial con control a nivel intenso.

Fuente: Norma Boliviana CBH 87, Hormigón Armado, 1997, Pág. 51

Tabla N° 2 - Estados límites últimos – Coeficientes de ponderación de las acciones.

Coeficiente básico	Nivel de control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_f = 1.6$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso	- 0,10
	Daños previsibles en caso de accidente	Mínimos y exclusivamente materiales	- 0,10
		Medios	0
		Muy importantes	+ 0,20
- El valor final de γ_f , será el que se obtenga como resultado de la combinación de las correcciones introducidas en el coeficiente básico, en función del nivel de control adoptado y de la magnitud de los daños previsibles. - Se tendrá en cuenta que, en el caso de daños previsibles muy importantes, no es admisible un control de ejecución a nivel reducido. - Se podrá reducir el valor final de γ_f en un 5 %, cuando los estudios, cálculos e hipótesis sean muy rigurosos, se consideren todas las solicitaciones y sus combinaciones posibles y se estudien con el mayor detalle los anclajes, nudos, enlaces, apoyos, etc. - Deberán comprobarse, con especial cuidado y rigor, las condiciones de figuración, cuando el producto $\gamma_s \cdot \gamma_f$ resulte inferior a 1.65.			

Fuente: Norma Boliviana CBH 87, Hormigón Armado, 1997, Pág. 51

2.8 Hipótesis de carga

Para cada estado límite de que se trate, se considerarán las hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable, excepción hecha de la Hipótesis III, que sólo se utilizarán en las comprobaciones relativas de los estados límites últimos. En cada hipótesis, deberán tenerse en cuenta, solamente, aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

Tabla N° 3 – Hipótesis de carga

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

En estas expresiones:

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 = valor característico de la carga de viento

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

F_{eq} = valor característico de la acción sísmica

Fuente: Norma Boliviana CBH 87, Hormigón Armado, 1997, Pág. 54

2.9 Diseño de vigas

La viga es un elemento estructural sometido a esfuerzos de flexión, que resisten cargas transversales en ángulo recto con respecto al eje longitudinal de la viga.

Recibe las cargas de las losas transmitiéndolas a las columnas y/o muros.

2.9.1 Diseño de armadura por flexión

Para el diseño en estados límites últimos de elementos sometidos a esfuerzos normales se debe tener en cuenta las siguientes hipótesis:

- Se debe cumplir con las condiciones de equilibrio (estática) y compatibilidad (deformaciones).
- De acuerdo con el 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 los puntos de momento nulo, al canto total, l/h sea superior a 2.
- Se supone una adherencia total del acero y el hormigón, es decir, que no existe deslizamiento entre ambos materiales.
- Se considera despreciable la resistencia a la tracción del hormigón.
- La deformación máxima del hormigón es de $\epsilon_{\max} = 0.0035$.
- El alargamiento unitario máximo de la armadura se toma igual a 0.0010.
- La relación esfuerzo – deformación del hormigón en compresión para viga se usará el de parábola rectángulo, ya que este es el que recomienda la norma CBH 87.

2.9.2 Cálculo a flexión simple

Procedimiento de cálculo:

- Se obtendrá el momento de diseño a partir de mayorar el momento calculado por un coeficiente de ponderación (Tabla N° 2).

$$M_d = \gamma_f \cdot M$$

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

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

Dónde:

bw = Ancho de la viga.

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

fc_d = resistencia de diseño del hormigón.

- Se calculara el valor de μ_{lim} (Tabla N° 4), donde:

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

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

Tabla N° 4 – Valores limites

f_y(kp/cm²)	2200	2400	4000	4200	4600	5000
f_{yd}(kp/cm²)	1910	2090	3480	3650	4000	4350
ξ_{lim}	0.793	0.779	3.48	0.668	0.648	0.628
μ_{lim}	0.366	0.362	0.679	0.332	0.326	0.319
W_{lim}	0.546	0.536	0.467	0.46	0.446	0.432

Fuente: Norma Boliviana CBH 87, Hormigón Armado, 1997

- 1) Con el valor del momento reducido se obtendrá la cuantía mecánica de la armadura (Tabla N° 5).

Tabla N° 5 – Tabla universal para flexión simple o compuesta

ξ	μ	w	$(w/fyd)*10^2$	
0.0890	0.0300	0.0310		D O M I N I O
0.1042	0.0400	0.0415		
0.1181	0.0500	0.0522		
0.1312	0.0600	0.0630		
0.1438	0.0700	0.0739		
0.1561	0.0800	0.0849		
0.1667	0.0886	0.0945		
0.1685	0.0900	0.0961		
0.1810	0.1000	0.1074		
0.1937	0.1100	0.1189		
0.2066	0.1200	0.1306		
0.2197	0.1300	0.1425		
0.2330	0.1400	0.1546		
0.2466	0.1500	0.1669		
0.2593	0.1592	0.1785		
0.2608	0.1600	0.1795		
0.2796	0.1700	0.1924		
0.2987	0.1800	0.2055		
0.3183	0.1900	0.2190		
0.3382	0.2000	0.2327		
0.3587	0.2100	0.2468		
0.3797	0.2200	0.2613		
0.4012	0.2300	0.2761		
0.4233	0.2400	0.2913		
0.4461	0.2500	0.3070		
0.4500	0.2517	0.3097		
0.4696	0.2600	0.3231		
0.4938	0.2700	0.3398		
0.5189	0.2800	0.3571		
0.5450	0.2900	0.3750		
0.5722	0.3000	0.3937		
0.6005	0.3100	0.4132		
0.6168	0.3155	0.4244	0.0929	
0.6303	0.3200	0.4337	0.1006	
0.6617	0.3300	0.4553	0.1212	
0.6680	0.3319	0.4596	0.1258	
0.6951	0.3400	0.4783	0.1483	
0.7308	0.3500	0.5029	0.1857	
0.7695	0.3600	0.5295	0.2404	
0.7892	0.3648	0.5430	0.2765	
0.8119	0.3700	0.5587	0.3282	
0.8596	0.3800	0.5915	0.4929	
0.9152	0.3900	0.6297	0.9242	
0.9844	0.4000	0.6774	5.8238	
				D O M I N I O

Fuente: Tabla 14.3 Hormigón Armado (Jiménez Montoya Edición 14°)

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

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

Dónde:

w = Cuantía mecánica de la armadura.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

A_s = Área de armadura a tracción.

3) Calcular la armadura mínima.

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

Dónde:

W_{min} = Cuantía geométrica mínima (Tabla N° 6).

b_w = Ancho de la viga.

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

Tabla N° 6 - Cuantías geométricas, mínimas, referidas a la sección total de hormigón, en tanto por mil

Elemento	Posición	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600
Pilares (*)		8	6	5	4
Losa (**)		2	1,8	1,5	1,4
Vigas (***)		5	3,3	2,8	2,3
Muros(****)	Horizontal	2,5	2	1,6	1,4
	Vertical	1,5	1,2	0,9	0,8

(*) Cuantía mínima de la armadura longitudinal.

(**) Cuantía mínima de cada una de las armaduras. Longitudinal y transversal. Las losas apoyadas sobre el terreno, requieren estudio especial.

(***) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer, en la cara opuesta, una armadura mínima, igual al 30 % de la consignada.

(****) Cuantía mínima de la armadura total, en la dirección considerada. Esta armadura total debe distribuirse entre las dos caras, de forma que ninguna de ellas tenga una cuantía inferior a un tercio de la indicada. Los muros que deban cumplir requisitos de estanquidad. Requieren estudio especial.

Fuente: Norma Boliviana CBH 87, Hormigón Armado, 1997, Pág. 67

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

- Cuando el momento reducido es mayor que el momento mínimo:

$$\text{si } \rightarrow \mu_{lim} \leq \mu_d \text{ necesita armadura a compresión}$$

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

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

$$f = \frac{r}{d}$$

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

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

Dónde:

W_{lim} = Este valor se obtiene de la Tabla N° 4.

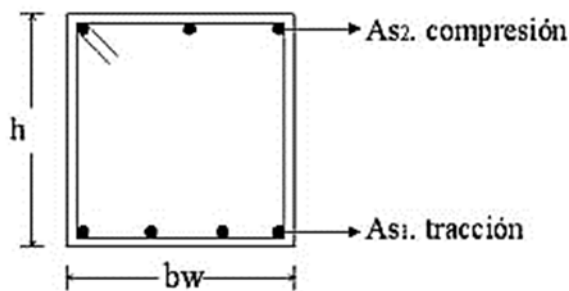
Ws1 = Cuantía mecánica para la armadura a tracción.

Ws2 = Cuantía mecánica para la armadura a compresión.

f = Relación entre el recubrimiento y el canto útil.

r = Recubrimiento geométrico.

Figura N° 1 – Viga de H°A°



Fuente: Elaboración propia.

- 2) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión.

$$A_{s1} = \frac{w_{s1} \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \qquad A_{s2} = \frac{w_{s2} \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

Dónde:

As1 = Área de armadura a tracción.

As2 = Área de armadura a compresión.

- 3) Calcular la armadura mínima.

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

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

2.9.3 Esfuerzo cortante

El estudio del esfuerzo cortante en una pieza de hormigón armado que tendrá que ser tratada en un estado tridimensional, influye no sólo la forma de sección, la esbeltez de la pieza, disposición de las armaduras transversales, longitudinales, la adherencia entre el acero y el hormigón, situaciones de las apoyadas, etc.

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

Dónde:

τ = Esfuerzo cortante.

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

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

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

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

2.9.4 Calculo de 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.

$$V_{cu} \geq V_d$$
$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d$$
$$f_{vd} = 0.50 \cdot \sqrt{f_{cd}} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

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

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

$$A_{s90} = \frac{V_{su} \cdot s}{0.90 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

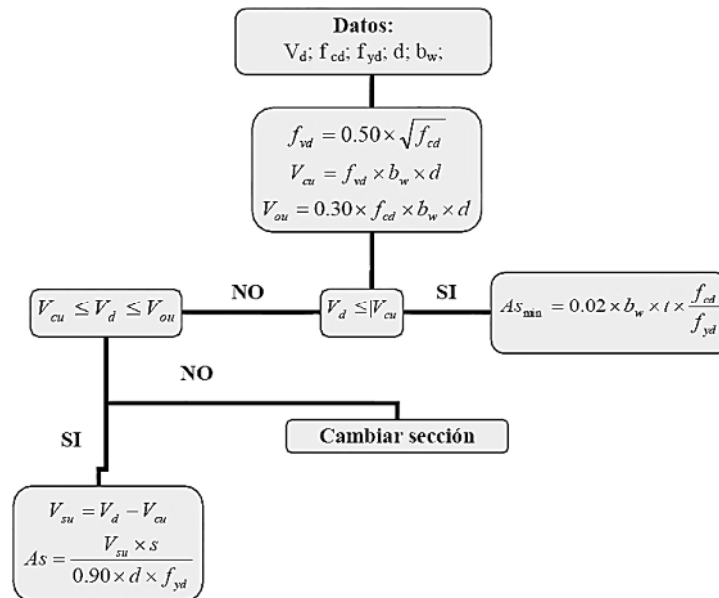
La norma recomienda, en todas las piezas de hormigón armado se debe colocar por lo menos una armadura mínima así para el estribo vertical es el 2% de la sección transversal de la pieza multiplica a t.

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

La norma recomienda (en el apartado 8.2.2. "Regla de cosido" en la pág. 68) que la máxima resistencia característica del acero será de 4200kg/cm².

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

Figura N° 2 – Procedimiento de cálculo de armadura transversal en vigas



Fuente: Elaboración propia

2.10 Diseño de columnas

Las columnas son elementos que sostienen principalmente cargas a compresión. En general las columnas también soportan momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de las

secciones transversales y esta acción puede producir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal.

2.10.1 Longitud de pandeo

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

La longitud de pandeo “ l_0 ” de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en la Tabla N° 7, en función de la sustentación de la pieza l .

Tabla N° 7 – Valores del coeficiente α

<i>Sustentación de la pieza</i>	α
<i>Un extremo libre y otro empotrado</i>	<i>2</i>
<i>Articulado en ambos extremos. Biempotrada, con libre desplazamiento normal a la directriz</i>	<i>1</i>
<i>Articulación fija en un extremo y empotramiento en el otro</i>	<i>0,7</i>
<i>Empotramiento perfecto en ambos extremos</i>	<i>0,5</i>
<i>Soportes elásticamente empotrados</i>	<i>0,7</i>
<i>Otros casos</i>	<i>0,9</i>

Fuente: Norma Boliviana CBH 87, Hormigón Armado, 1997, Pág. 84

En pórticos planos, las longitudes de pandeo son función de las rigideces relativas de las vigas y pilares que concurren en los nudos extremos del elemento en compresión considerado; y se pueden determinar mediante la expresión:

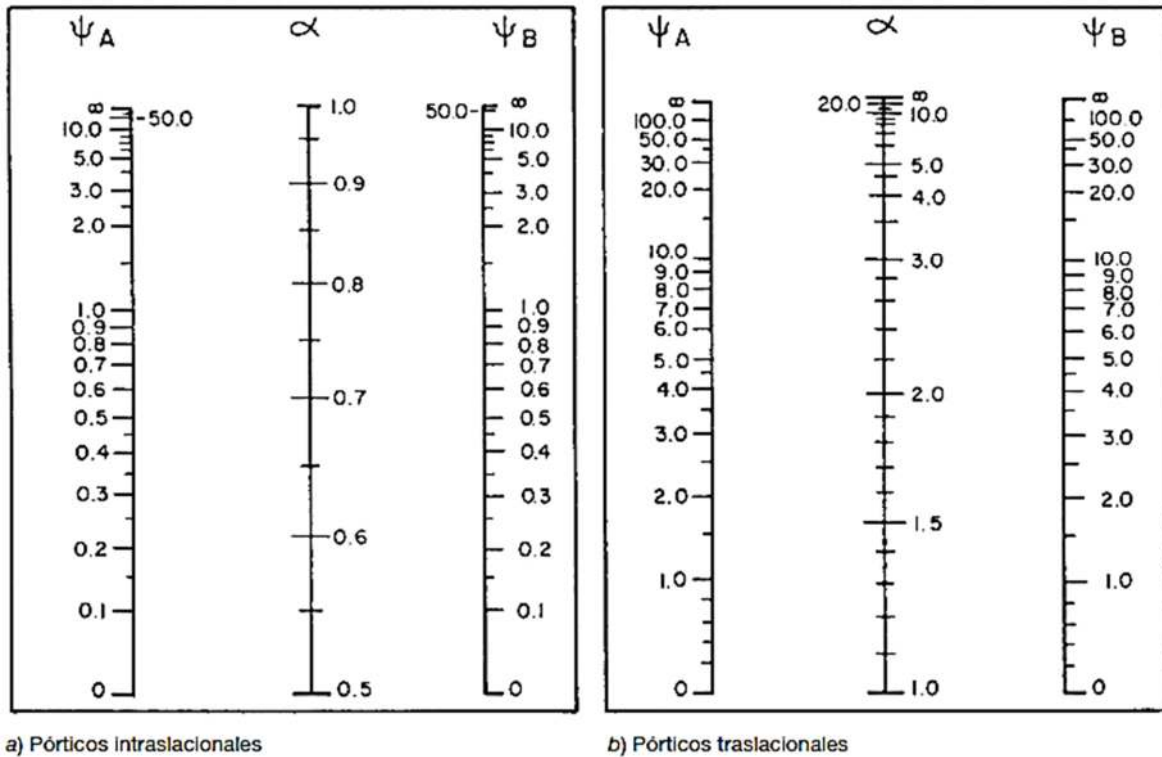
$$l_0 = \alpha \cdot l$$

Dónde:

α = coeficiente de pandeo que puede obtenerse de los nomogramas (Figura N° 3).

l = Es la longitud real del elemento considerado.

Figura N° 3 – Nomogramas para determinar el coeficiente de pandeo



Fuente: Norma Boliviana CBH 87, Hormigón Armado, 1997, Pág. 84

$$\Psi = \frac{\sum \left(\frac{EI}{I} \right)_{\text{COLUMNAS}}}{\sum \left(\frac{EI}{I} \right)_{\text{VIGAS}}}$$

2.10.2 Esbeltez geométrica y mecánica

Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación $\lambda_g = l_0/h$ entre la longitud de pandeo y la dimensión “h” de la sección en el plano de pandeo, y la esbeltez mecánica a la relación $\lambda = l_0/i$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro i , de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que $i = \sqrt{I/A}$, siendo I y A respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón.

Los valores límites para la esbeltez mecánica que recomienda la norma CBH 87 son los que mencionan a continuación:

- Para esbelteces mecánicas $\lambda < 35$ (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores a 10), la pieza puede considerarse corta,

despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.

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

2.10.3 Excentricidad

2.10.3.1 Excentricidad de primer orden

$$e_{ox} = \frac{M_{dy}}{N_d} \quad e_{oy} = \frac{M_{dx}}{N_d}$$

2.10.3.2 Excentricidad por construcción

$$e_{cx} = \frac{b}{20} \quad e_{cy} = \frac{h}{20}$$

2.10.3.3 Excentricidad adicional debido al pandeo (Segundo orden)

$$e_{ax} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \cdot \frac{b + 20 \cdot e_{ox}}{b + 10 \cdot e_{ox}} \cdot \frac{(l_{ox})^2}{b} \cdot 10^{-4}$$

$$e_{ay} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_{oy}}{h + 10 \cdot e_{oy}} \cdot \frac{(l_{oy})^2}{h} \cdot 10^{-4}$$

2.10.3.4 Excentricidad final

$$e_{fx} = e_{ox} + e_{cx} + e_{ax}$$

$$e_{fy} = e_{oy} + e_{cy} + e_{ay}$$

2.10.4 Flexión esviada

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

- En aquellas secciones que, por su forma, no presentan un plano de simetría, como las secciones en L de lados desiguales.
- En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una solicitación que no está en el plano de simetría.

El último caso es, sin duda el más frecuente. En el que se encuentran:

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

2.10.4.1 Sección rectangular con armadura simétrica

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

En la multitud de elementos resulta aconsejable el armado con barras del mismo diámetro dispuestas simétricamente. Tal es el caso de pilares de edificación, en los que, bien en la misma sección o a lo largo de la altura, actúan momentos flectores de diferente signo, y en los que, en todo caso, el armado asimétrico exigiría un control de obra especial para evitar errores en la colocación de las armaduras. Además, siendo importantes los esfuerzos normales, la armadura simétrica es razonablemente eficaz.

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

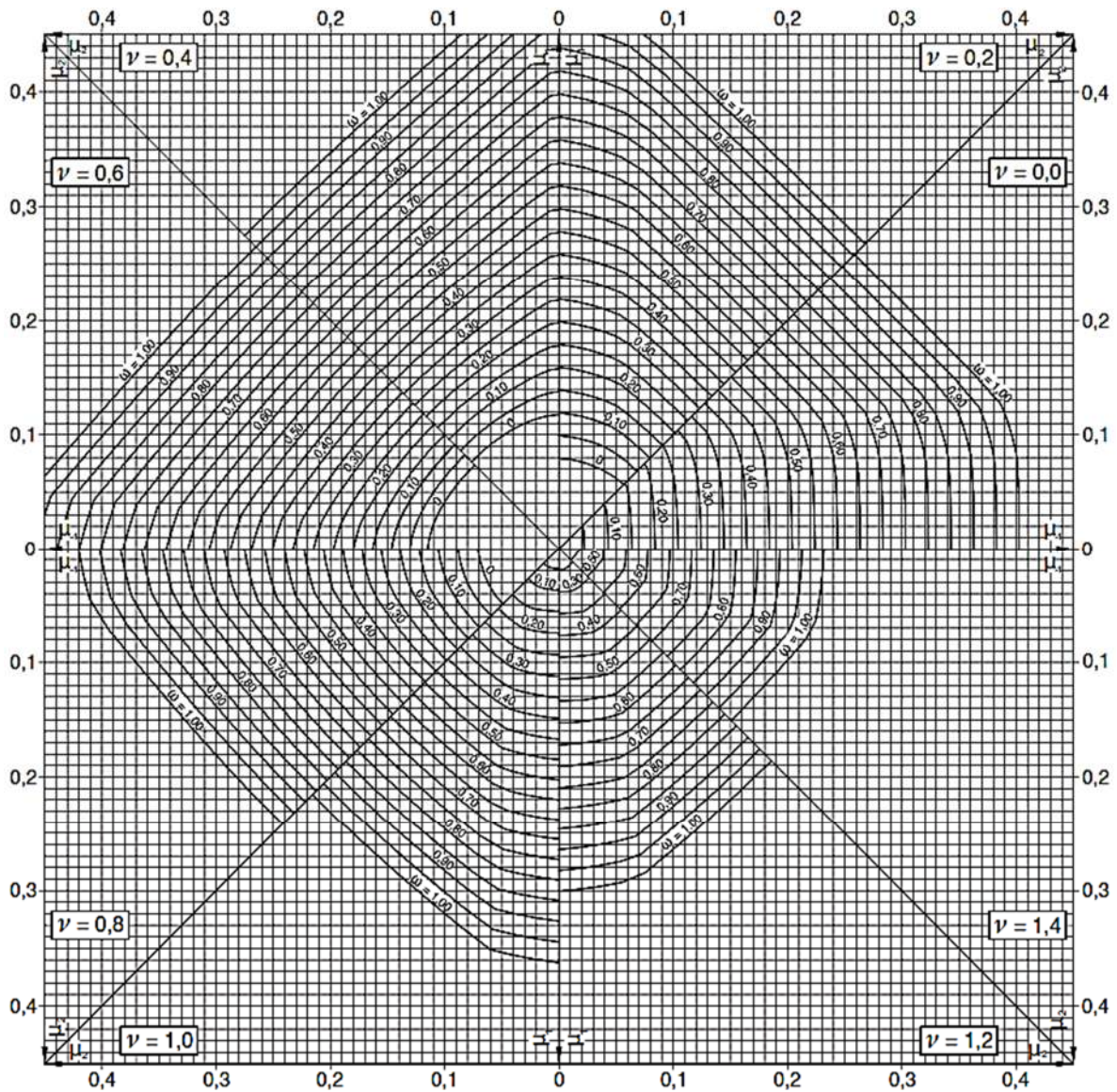
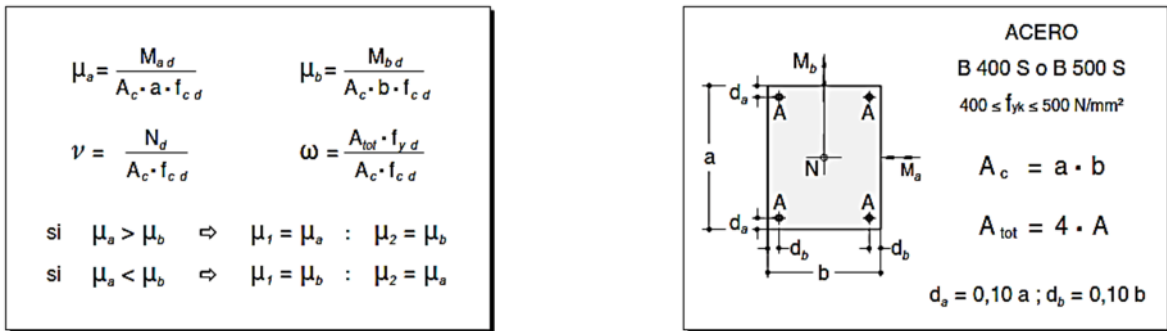
2.10.4.2 Ábacos adimensionales en roseta

Para realizar el cálculo, cuando las piezas que se encuentran sometidas a flexión esviada, se utilizarán los diagramas de iteración adimensionales en flexión recta. Del mismo modo que

allí, al variar la cuantía, se obtenía para cada sección un conjunto de diagramas de interacción (N, M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N, Mx, My). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos $N=\text{cte}$. En cada hoja pueden agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta). Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos (v, μ_x, μ_y), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón para poder observar las rosetas.

El dimensionamiento de una sección es inmediato si disponemos de una roseta preparada para la misma disposición de armaduras, recubrimientos relativos y límite elástico del acero. Basta entrar, en el sector correspondiente al valor de “v” del que se trate, con los valores de μ_x, μ_y , para obtener la cuantía mecánica total necesaria “w”.

Figura N° 4 – Abaco en roseta para flexión esviada



Fuente: Hormigón Armado (Jiménez Montoya, Edición 15°), Pág. 506

2.10.5 Consideraciones de diseño

La norma boliviana CBH 87 especifica relativamente algunas limitaciones en las dimensiones, el esfuerzo, la restricción lateral y otros aspectos relacionados con las columnas de concreto. Algunas de las limitaciones más importantes son las siguientes:

- La menor dimensión de las columnas debe ser de 25 cm.
- El diámetro mínimo de las barras comprimidas más delgadas debe ser de 12 mm.
- El número mínimo de barras longitudinales será, de 4 en secciones rectangulares y de 6 en secciones circulares; siendo la separación entre dos consecutivas de 35 cm como máximo. Sin embargo, en el caso de pilares con $b < 40$ cm, será suficiente colocar una barra en cada esquina.
- Para que el hormigón pueda entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor que 2 cm, que el diámetro de barra mayor y $6/5$ del tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contactos.
- El diámetro de las armaduras transversales debe ser menos igual a 6 mm, o a la cuarta parte del diámetro máximo de las barras longitudinales comprimidas.
- La separación “s” entre estribos, no debe sobrepasar a la menor de las 4 cantidades siguientes:
 - 15 veces el diámetro mínimo de las barras longitudinales.
 - La menor dimensión de la sección
 - $0.85 \cdot d$
 - 30 cm
- La norma recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta, suponiendo que están en dos caras opuestas, A_1 y A_2 , las siguientes limitaciones:

$$A_1 \cdot f_{yd} \geq 0.05 \cdot N_d \qquad A_1 \cdot f_{yd} \leq 0.5 \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

$$A_2 \cdot f_{yd} \geq 0.05 \cdot N_d \qquad A_2 \cdot f_{yd} \leq 0.5 \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

2.11 Diseño de escaleras

Las escaleras armadas longitudinalmente son aquellas que se encuentran apoyadas en los extremos y que llevan el acero principal a lo largo del eje de la escalera y perpendicularmente a las escaleras, por su tipo de apoyo podrían considerarse simplemente apoyadas.

Para el diseño se consideran cargas verticales y con luz proyectada horizontalmente.

Y con la carga a toda la longitud y con la con longitud inclinada. El diseño es igual cual fuera la manera como se toman las cargas.

La obtención de la armadura longitudinal es análoga al de vigas, por otra parte se debe disponer de una armadura de distribución mínima colocada a lo largo del paso.

2.11.1 Diseño por flexión

Para su análisis por flexión la escalera se considera como si fuera una viga.

Para analizar la escalera se debe considerar la parte superior del eje, pues es la que se soporta principalmente los esfuerzos de flexión.

En este caso siempre actúa como viga rectangular así que la armadura se obtiene calculando el momento reducido:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 \cdot b \cdot f_{cd}} < \mu_{lim}$$

Seguidamente encontramos el valor de la cuantía con ayuda de la tabla universal de cálculo para acero de dureza natural y despejamos el área de armadura de refuerzo “A”

$$A = \frac{w \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

La armadura por retracción y temperatura será determinada según lo recomendado por la norma CBH 87, donde la cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser menos igual a 0.0015 para aceros AH 500.

2.12 Fundaciones

El objetivo 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 limitar los asentamientos totales y diferenciales con la finalidad de controlar los daños en la construcción y construcciones adjuntas y además mantener la posición vertical de la estructura ante las acciones.

Se emplean diversas formas o tipos de cimentación dependiendo de la magnitud de las cargas que soporta del tipo y dimensiones de la superestructura y del espesor resistencia deformabilidad y permeabilidad de los suelos o rocas sobre los que se apoya la cimentación En el presente proyecto se analizará como fundación de la estructura las zapatas aisladas.

2.12.1 Zapatas aisladas

Las zapatas aisladas son losas de cimentación normalmente de concreto reforzado con dimensiones largo L y ancho B con relación L/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. Los asentamientos diferenciales pueden reducirse seleccionando el área apropiada del contacto de la zapata y en ocasiones usando la rigidez de la superestructura.

Generalmente las zapatas aisladas se usan sólo en suelos de baja compresibilidad y en estructuras donde los asentamientos diferenciales entre columnas pueden ser controlados por la flexibilidad de la superestructura, o incluyéndolos en el diseño de los nodos de la base de la estructura o articulando los nodos de manera que puedan tomar los asentamientos diferenciales y/o rotaciones sin dañar la estructura.

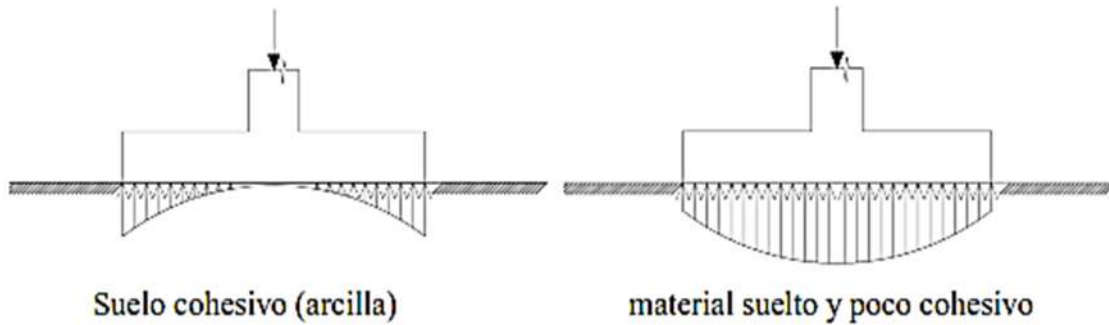
Por medio de análisis teóricos elásticos y observaciones se ha demostrado que la distribución de esfuerzos debajo de las zapatas cargadas simétricamente no es uniforme.

La distribución de esfuerzos depende del tipo de material debajo de la zapata y de la rigidez de la zapata misma.

Para zapatas sobre material suelto y poco cohesivo, las partículas del suelo tienden a desplazarse hacia los extremos quedando relativamente confinadas en el centro.

En el caso general de zapatas rígidas sobre suelos cohesivos la distribución de presiones es máxima en los extremos y mínima en el centro.

Figura N° 5 – Distribución de las presiones debajo de una zapata



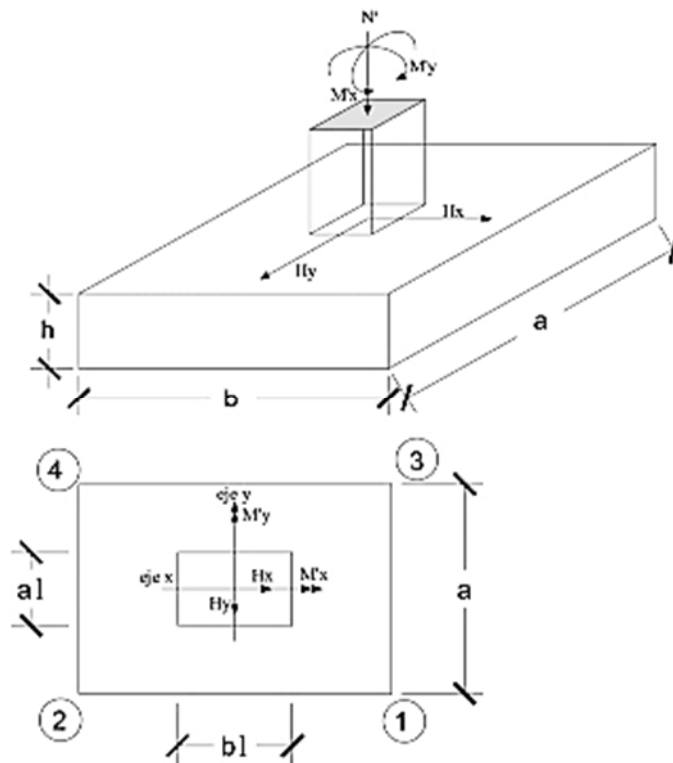
Fuente: Diseño de cimentaciones (Carlos Magdaleno), Pág. 16

En el diseño (práctica profesional) se hacen las siguientes hipótesis:

- La distribución de presiones es lineal.
- La losa de la zapata se considera rígida.
- No se admiten tensiones en el terreno.

2.12.1.1 Proceso de cálculo

Figura N° 6 – Solicitaciones presentes en una zapata aislada



Fuente: Hormigón Armado (Jiménez Montoya, Edición 14°)

DATOS:

M_x = Momento en el eje x.

M_y = Momento en el eje y.

$H_y = Q_y$ = Cortante en el eje y.

$H_x = Q_x$ = Cortante en el eje x.

N = Carga total que llega a la zapata.

$\bar{\sigma}_{adm}$ = Esfuerzo admisible del suelo.

Una vez definidos todos nuestros datos, se precede a calcular la zapata con los siguientes pasos:

PASO 1. Determinar el peso total “N” que soportara la zapata

En principio se asume 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:

$$N = 1.10 N$$

PASO 2. 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” mayor a la necesaria, y con este valor se determina las dimensiones tentativas de “a” y “b” tal que:

$$A = a \cdot b$$

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 “ σ_1 ” que se presentará en la zapata dado por:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{6M_y}{ab^2} + \frac{6M_x}{ba^2}$$

En esta etapa hay que verificar que:

$$\sigma_1 < \bar{\sigma}_{adm}$$

Si no cumple se debe escoger otro valor de área y determinar los valores de “a” y “b” para luego repetir el paso de calcular el esfuerzo máximo en la zapata y verificar que se cumpla la desigualdad $\sigma_1 < \bar{\sigma}_{adm}$

PASO 3. Determinar el canto útil “d” y el canto total “h” de la zapata.

Primero se debe calcular la resistencia de diseño para el hormigón:

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

Dónde:

f_{cd} = Resistencia de diseño del Hormigón.

f_{ck} = Resistencia característica del Hormigón.

γ_c = Coeficiente de seguridad para el Hormigón (1.5).

Luego se procede a calcular el coeficiente “k” dado por la fórmula:

$$k = \frac{2\sqrt{f_{cd}}}{\gamma_1 \cdot \bar{\sigma}_{adm}}$$

Dónde:

f_{cd} = kg/cm

γ_1 = Coeficiente que normalmente vale 1.6

$\bar{\sigma}_{adm}$ = kg/cm²

Con el valor de “k” se determina el valor del canto útil tal que:

$$d \geq \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\frac{a1 + b1}{4} + \frac{a \cdot b}{2k - 1} - \frac{a1 + b1}{4}} \\ \frac{2(a - a1)}{4 + k} \\ \frac{2(b - b1)}{4 + k} \\ 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Luego se procede a definir el valor de “c” para el recubrimiento ($\geq 5\text{cm}$), con los valores anteriores se tiene:

$$h = d + c$$

PASO 4. Se determina la carga real “N” que actuará en la zapata.

Con las dimensiones ya definidas en el paso 3, se calcula el peso real de la zapata dada por:

$$\text{Peso Zapata} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot a \cdot b \cdot h$$

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

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

PASO 5. Cálculo de los momentos corregidos.

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

$$M_x = M'_x \pm hH_y$$

$$M_y = M'_y \pm hH_x$$

Es positivo si el momento producido por la fuerza en cuestión tiene el mismo sentido que el Momento y es negativo si tiene sentido contrario.

PASO 6. Cálculo de los esfuerzos en la zapata.

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{6M_y}{ab^2} + \frac{6M_x}{ba^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{6M_y}{ab^2} + \frac{6M_x}{ba^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{N}{A} + \frac{6M_y}{ab^2} - \frac{6M_x}{ba^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{N}{A} - \frac{6M_y}{ab^2} - \frac{6M_x}{ba^2}$$

Es importante entender que la distribución de esfuerzos depende de la clase de suelo, pero para los fines prácticos se supone que el suelo genera esfuerzos lineales y utilizando las fórmulas de resistencia de materiales tenemos que los efectos debidos a flexo compresión están dados por las anteriores fórmulas. 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:

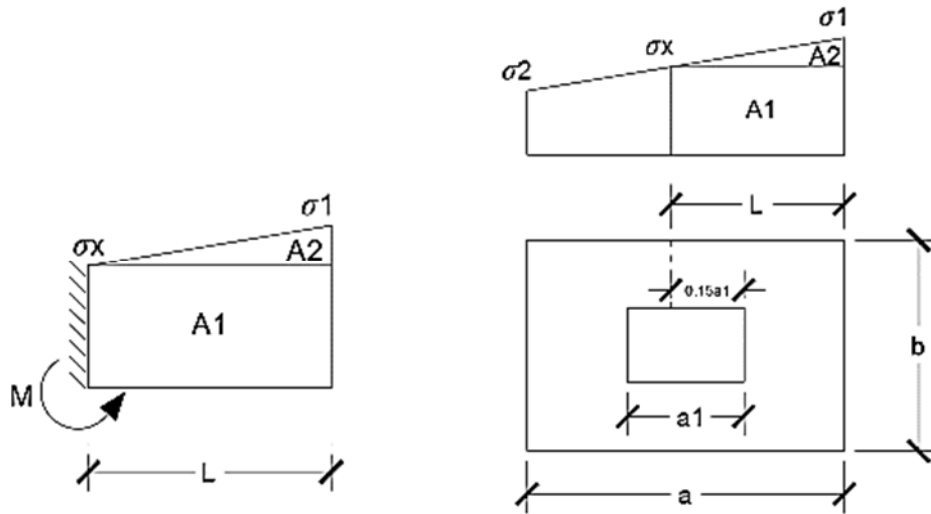
$$\sigma_1 < \bar{\sigma}_{adm}$$

Si no cumpliría esta verificación se debe cambiar el área de la zapata.

PASO 7. Cálculo del momento de diseño.

Para el momento de diseño se escoge el sector más comprimido y se halla el momento a una distancia de 0.15 a1.

Figura N° 7 – Momento de diseño



Fuente: Elaboración propia

De la Figura N° 9 se pueden deducir las siguientes ecuaciones:

$$L = \frac{a - a_1}{2} + 0.15 \cdot a_1$$

$$\sigma_x = \sigma_1 - \frac{L}{a} \cdot (\sigma_1 - \sigma_2)$$

Donde el momento viene dado por la siguiente expresión.

$$M = A_1 \cdot D_1 + A_2 \cdot D_2 = \sigma_x \cdot L \left(\frac{L}{2} \right) + \frac{(\sigma_1 - \sigma_x) \cdot L}{2} = \frac{L^2}{3} \left(\sigma_1 + \frac{\sigma_x}{2} \right) \text{ (ton. m/m)}$$

Para las unidades que se tiene que ton. m/m = 10⁵kg. En cm/cm. Finalmente el momento de diseño es:

$$M_d = 1.6 \cdot M_b$$

PASO 8. Cálculo del área de acero. – Con el momento de diseño expresado en (Kg. cm) se determina el momento reducido dado por:

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} < 0.2517$$

Dónde:

b = 100 cm. (por metro).

d = canto útil.

f_{cd} = Resistencia de diseño del Hormigón.

M_d = Momento de diseño.

Con este valor se determinará la cuantía mecánica de acero dada por:

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu)$$

Hay que verificar que la cuantía mecánica mínima es $\omega_{\min} = 0.0015$. Con este valor se determina el área de acero por metro.

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

PASO 9. Se verifica que la zapata no se vuelque.

$$\gamma = 1.5 \leq \begin{cases} \frac{(N + P) \cdot a}{2 \cdot M_y} \\ \frac{(N + P) \cdot b}{2 \cdot M_x} \end{cases}$$

PASO 10. Se verifica que la zapata no se deslice.

Verificación al deslizamiento

Como fuerza estabilizante se contará solo con el rozamiento entre la base del elemento de cimentación y el terreno, o la cohesión de este. Se verifica que cumpla las siguientes recomendaciones:

- Para suelos arenosos sin cohesión

$$\gamma = 1.5 \leq \begin{cases} \frac{(N + P) \cdot \tan \varphi_d}{V_x} \\ \frac{(N + P) \cdot \tan \varphi_d}{V_y} \end{cases} \rightarrow \varphi_d = \frac{2}{3} \varphi$$

- Para suelos cohesivos arcillosos

$$\gamma = 1.5 \leq \begin{cases} \frac{A \cdot C_d}{V_x} \\ \frac{A \cdot C_d}{V_y} \end{cases} \rightarrow C_d = 0.5 \cdot C$$

Dónde:

N, V = Esfuerzo normal y esfuerzo cortante en cara superior de cimentación.

P = Peso propio de la zapata.

A = Área de la base de la zapata medianera.

φ = Ángulo de rozamiento interno.

φ_d = Valor de cálculo del ángulo de rozamiento interno (minorado).

C = Cohesión del suelo.

C_d = Valor de cálculo de la cohesión (minorado).

PASO 11. Se verifica la adherencia entre el acero y el hormigón.

Verificación a la adherencia

Para garantizar la suficiente adherencia entre las armaduras y el hormigón del elemento de cimentación, deberá verificarse que:

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$
$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0.90 \cdot d \cdot n \cdot u}$$
$$V_{d1} = \gamma_f \cdot \sigma_{t1} \cdot b_2 \cdot \left[\left(\frac{a - a_1}{2} \right) + 0.15 \cdot a_1 \right]$$
$$\tau_{bd} = k \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

Dónde:

τ_b = Tensión tangencial de adherencia.

τ_{bd} = Resistencia de cálculo para adherencia.

V_{d1} = Fuerza cortante mayorada en la sección.

d = Canto útil.

n = Número de barras.

u = Perímetro de cada barra.

σ_{t1} = Tensión o presión con la que trabaja el suelo, en la zapata medianera.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón (kg/cm²).

γ_{t1} = Coeficiente de mayoración de cargas.

k = Coeficiente que se toma 0,95 para zapatas rígidas y 2 para zapatas flexibles.

Se define como zapatas flexibles a las que cuyo vuelo máximo es superior a 2h, en alguna de las direcciones principales. Se define como zapatas rígidas, todas aquellas que tengan un vuelo máximo de la cimentación, medido en ambas direcciones principales, donde el paramento del elemento que se cimienta, no sea superior a 2h.

2.13 Losas

2.13.1 Losa aliviada con viguetas pretensadas

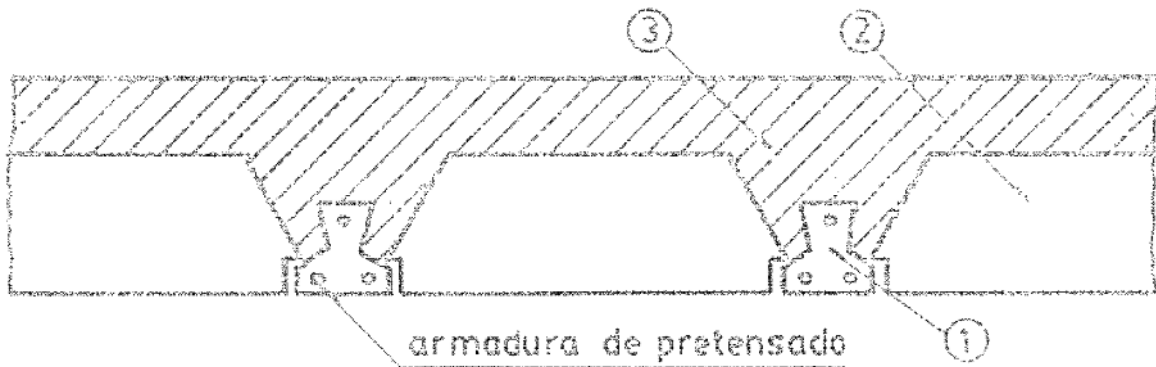
Se usan para entrepisos y cubiertas ante la gran necesidad de reducción de costos de encofrados, apuntalamientos y mano de obra especializada. Además, por la gran proporción

de elementos huecos del material de relleno se logra una mayor aislación térmica que en las losas macizas tradicionales.

Se logra también una reducción del peso propio para luces importantes.

Las viguetas son fabricadas con materiales de alta calidad, incluso los aceros que componen la armadura son aceros de alta resistencia, muy superiores a los aceros que usamos en hormigón armado habitualmente. Son fabricadas en serie y tienen un proceso de curado.

Figura N° 8 – Componentes de una losa alivianada con viguetas pretensadas



Fuente: Cálculo de una losa de vigueta (Ing. J.C. Starchevich)

La losa se compone de tres elementos principales:

1. Vigueta pretensada, fabricadas por firmas comerciales reconocidas y garantidas.
2. Material de relleno o bovedilla, que consiste en bloques cerámicos que tienen medidas adecuadas, según lo establece el fabricante de las viguetas para lograr finalmente la forma final de la sección que se utilizó en el cálculo. Mientras se respeten las medidas el material puede ser cualquiera, pues este material no cumple ninguna función estructural, significa que luego de estar construida la losa y endurecida se los podría quitar a todos ellos, pero no se los quita porque sirven como aislantes térmicos, acústicos y permiten una menor superficie de revoques en cielorrasos. Antes se usaban bloques huecos de cerámica, hoy lo hacen de poliestireno expandido, que es mucho más liviano.
3. Capa de compresión de hormigón de muy buena calidad, que se lo agrega en obra junto con el agregado de una mínima armadura de 6 mm transversales a las viguetas. Esta capa de compresión tiene de 3 a 5 cm de espesor.

2.14 Juntas de dilatación

Una característica importante tanto del hormigón como del acero es que el coeficiente de expansión y contracción térmica de ambos varía en una cantidad pequeña ($\alpha_{H^{\circ}A^{\circ}} = 0,000011$ m/m°C y para el acero $\alpha_{A^{\circ}} = 0,000012$ m/m°C), esta ventaja es sumamente importante ya que permite a los dos materiales trabajar de una manera conjunta.

La Norma Boliviana del Hormigón recomienda las siguientes separaciones entre juntas de dilatación:

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

2.15 Planificación y presupuesto de obra

2.15.1 Precios unitarios

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

1. Costo de materiales.
2. Costo de mano de obra.
3. Costo de equipo y maquinaria.
4. Gastos generales.
5. Utilidad.

2.15.2 Cómputos métricos

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

2.15.3 Presupuesto del proyecto

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

2.15.4 Cronograma de ejecución del proyecto

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

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

2.15.5 Especificaciones técnicas

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

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

CAPÍTULO III

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 Generalidades

Dentro de este capítulo se mostrarán los resultados obtenidos de todo el marco teórico.

En toda la obra se emplea un hormigón y acero con las siguientes características:

$$\text{Hormigón: } f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Acero: } f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

3.2 Levantamiento topográfico

El plano del levantamiento topográfico se realizó con una estación total y uso del programa Civil 3D para generar las curvas de nivel y su perfil longitudinal.

El terreno cuenta con una superficie útil de 4200 m² y 925 m² de superficie de construcción aproximadamente, el cual presenta un desnivel en el lugar de emplazamiento de la estructura de 1.10 m en 42.00 m de longitud, es decir, 2.60 % de pendiente, debido a este desnivel se asumió como si fuese plano por facilidad constructiva y lo que se deberá realizar es nivelar el terreno.

El plano topográfico se encuentra en ANEXO B.

3.3 Estudio de suelos

El estudio de suelos se realizó mediante la Empresa Consultora y Constructora CEPAS (ANEXO A2).

	<p>Calle IV Centenario Nº2180 Barrio Miraflores Tarija - Bolivia</p>	<p>TELÉFONO FAX CORREO ELECTRÓNICO</p>	<p>66 64059 - 72943090 04 66 64059 estebantarija@hotmail.com</p>
---	--	--	--

Se realizó 2 sondeos a diferentes cotas y ubicación y se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla N° 8 – Ensayo SPT N° 1

ENSAYO N°1	
Profundidad	3,50 metros
Número de golpes	27

Descripción	Arcillas inorgánicas, arcillas arenosas, arcillas limosas.
Humedad Natural	9,79 %
Resistencia Admisible	2,30 (Kg/cm ²)

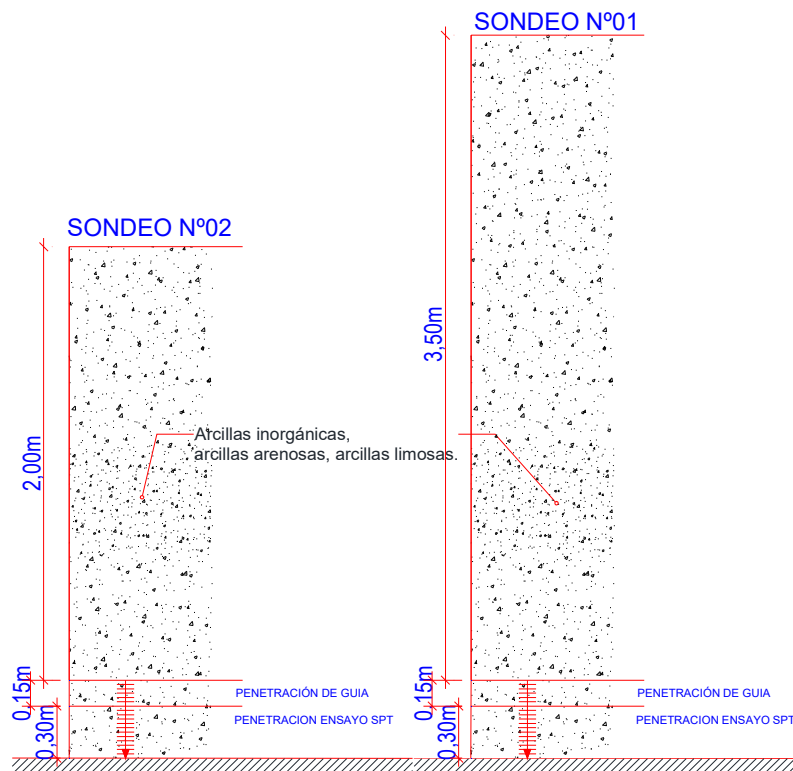
Fuente: Informe Ensayo SPT (Consultora y Constructora CEPAS)

Tabla N° 9 – Ensayo SPT N° 2

ENSAYO N°2	
Profundidad	2,00 metros
Número de golpes	10
Descripción	Arcillas inorgánicas, arcillas arenosas, arcillas limosas.
Humedad Natural	13,08 %
Resistencia Admisible	0,90 (Kg/cm ²)

Fuente: Informe Ensayo SPT (Consultora y Constructora CEPAS)

Figura N° 9 – Perfil Geotécnico

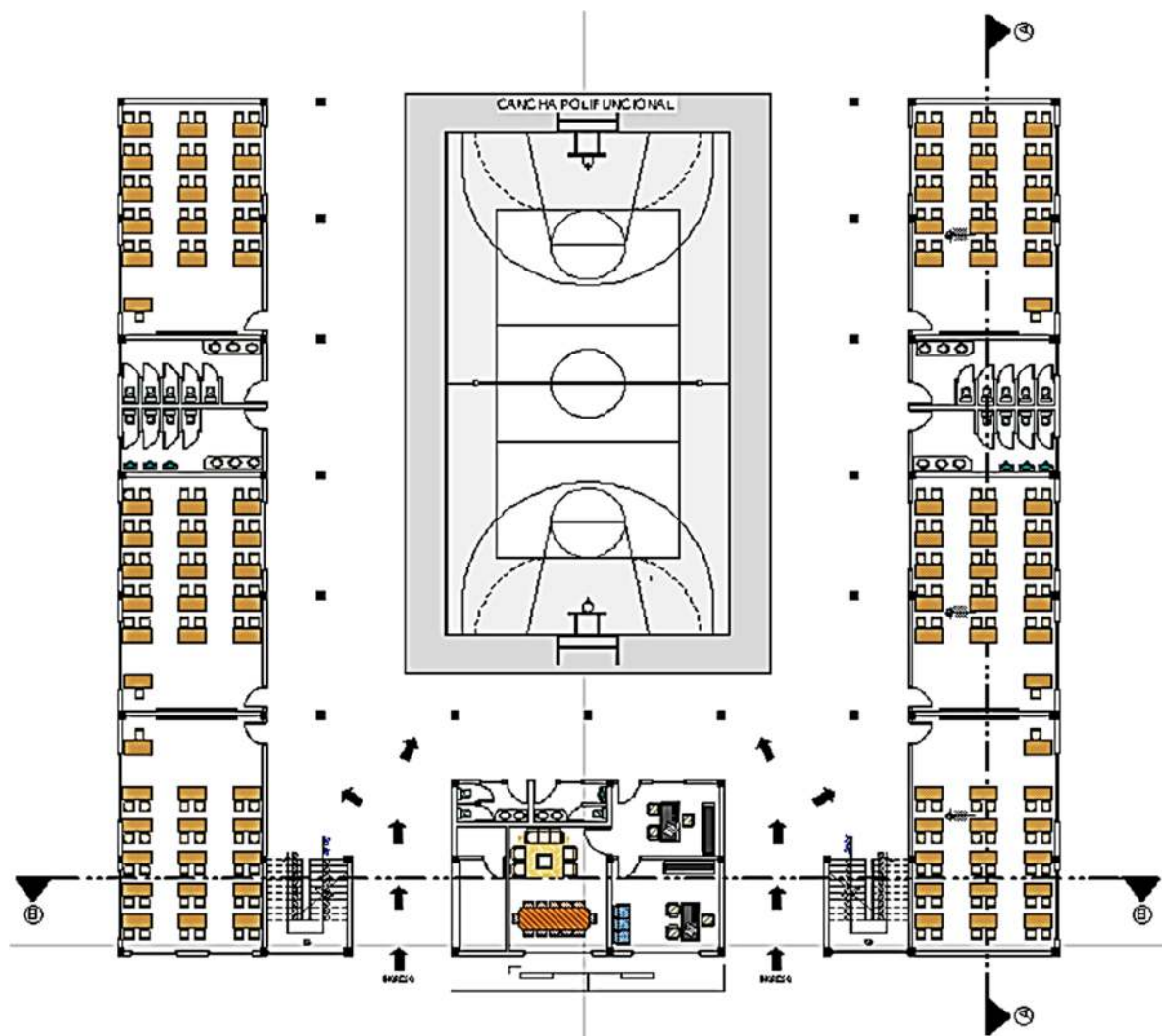


Fuente: Informe Ensayo SPT (Consultora y Constructora CEPAS)

3.4 Diseño arquitectónico

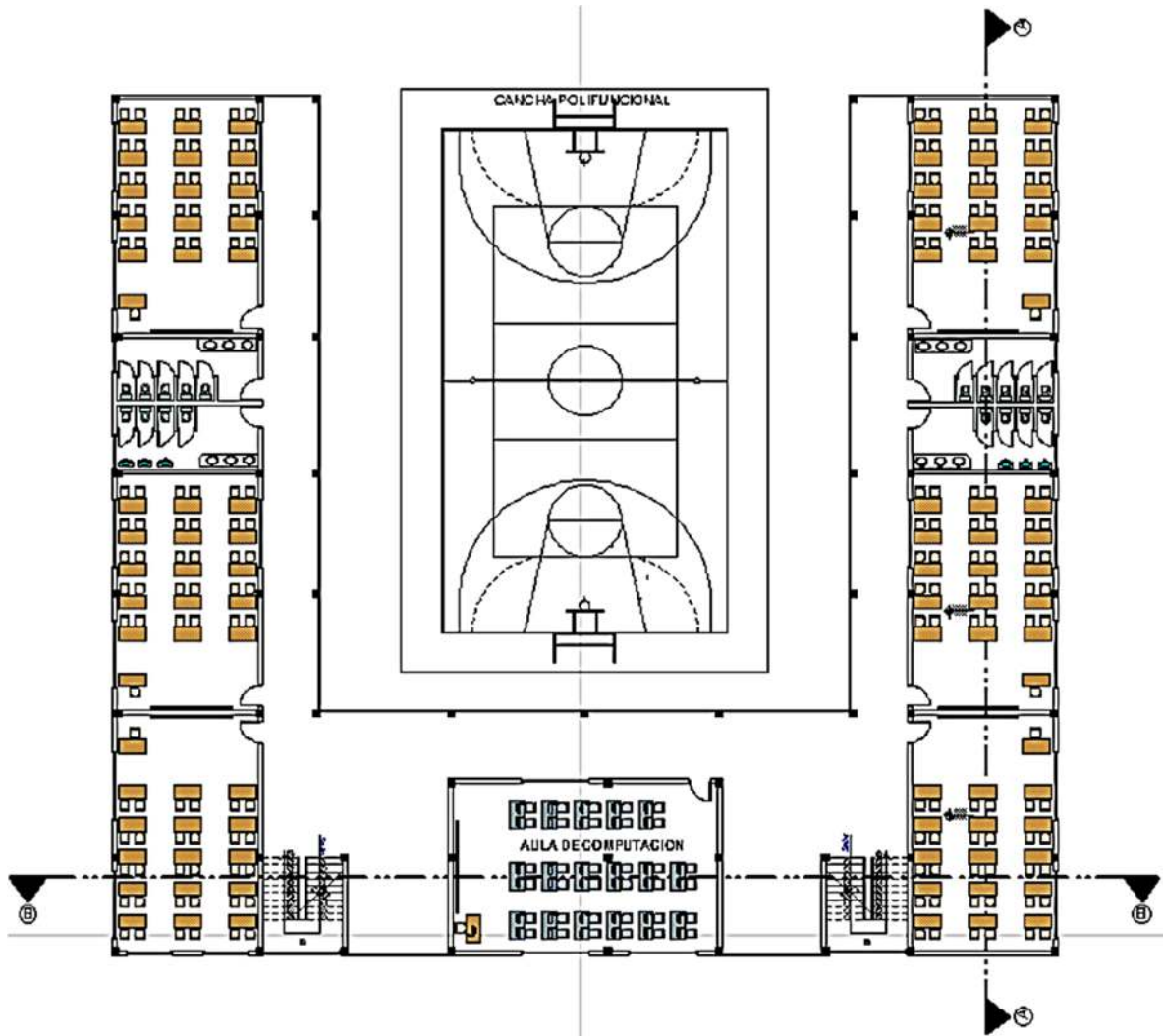
El diseño arquitectónico de la Unidad Educativo San Miguel fue elaborado por el cuerpo técnico de la Dirección de Proyectos del Gobierno Autónomo Municipal de la Ciudad de Tarija y la Provincia Cercado (ANEXO B).

Figura N° 10 – Plano arquitectónico, planta baja



Fuente: Dirección de Proyectos del Gobierno Autónomo Municipal de la Ciudad de Tarija y la Provincia Cercado

Figura N° 11 – Plano arquitectónico, planta alta



Fuente: Dirección de Proyectos del Gobierno Autónomo Municipal de la Ciudad de Tarija y la Provincia Cercado

3.5 Descripción del programa computacional utilizado

El programa empleado para el cálculo de la estructura es el CYPECAD Versión 2018.m. CYPECAD es un programa para el diseño, cálculo y dimensionado de estructuras de hormigón armado y metálicas compuestas por: pilares, vigas inclinadas de hormigón, metálicas y mixtas; forjados de viguetas (genéricos, armados, pretensados, in situ, metálicos de alma llena y de celosía), placas aligeradas, losas mixtas, forjados reticulares y losas macizas; cimentaciones por losas o vigas de cimentación, zapatas y encepados; obras de

Metal 3D integradas (perfiles de acero y madera) con 6 grados de libertad por nudo, incluyendo el dimensionamiento y optimización de secciones.

El propósito de un programa como CYPECAD es el de analizar los esfuerzos de una estructura, en base a estos esfuerzos realizar el diseño de los mismos bajo las condiciones establecidas. La etapa de diseño requiere del criterio y experiencia del proyectista.

El método que utiliza CYPECAD para calcular estructuras es el método de Elementos Finitos. Este método consiste en ensamblar el comportamiento de cada elemento (vigas, columnas y placas) en una matriz global que representa el comportamiento de la estructura. Esta matriz es llamada Matriz de Rigidez.

CYPECAD analiza las estructuras que se deforman linealmente. Para que una estructura se deforme linealmente se deben satisfacer los siguientes requisitos:

- El material de la estructura sigue la ley de Hook
- Los desplazamientos de la estructura son pequeños.

Si una estructura no cumple los anteriores requisitos, no puede ser calculada con CYPECAD. La mayoría de los programas para estructuras para computadoras personales tienen esta restricción.

3.6 Norma de diseño

Se utilizará la Norma Boliviana CBH-87 para todos los elementos estructurales de Hormigón Armado.

3.7 Modelo estructural adoptado

3.7.1 Descripción del modelo estructural

El modelo Estructural es formulado como un conjunto de pórticos tridimensionales complejos, con elementos de Hormigón Armado compuestos por columnas, vigas, losas alivianadas y zapatas aisladas, de acuerdo a las solicitudes de la solución arquitectónica.

3.7.2 Simplificación sobre la estructura

El método utilizado para calcular las estructuras es el método de Elementos Finitos. Este método consiste en ensamblar el comportamiento de cada elemento (vigas, columnas) en una matriz global que representa el comportamiento de la estructura. Esta matriz es llamada Matriz de Rigidez.

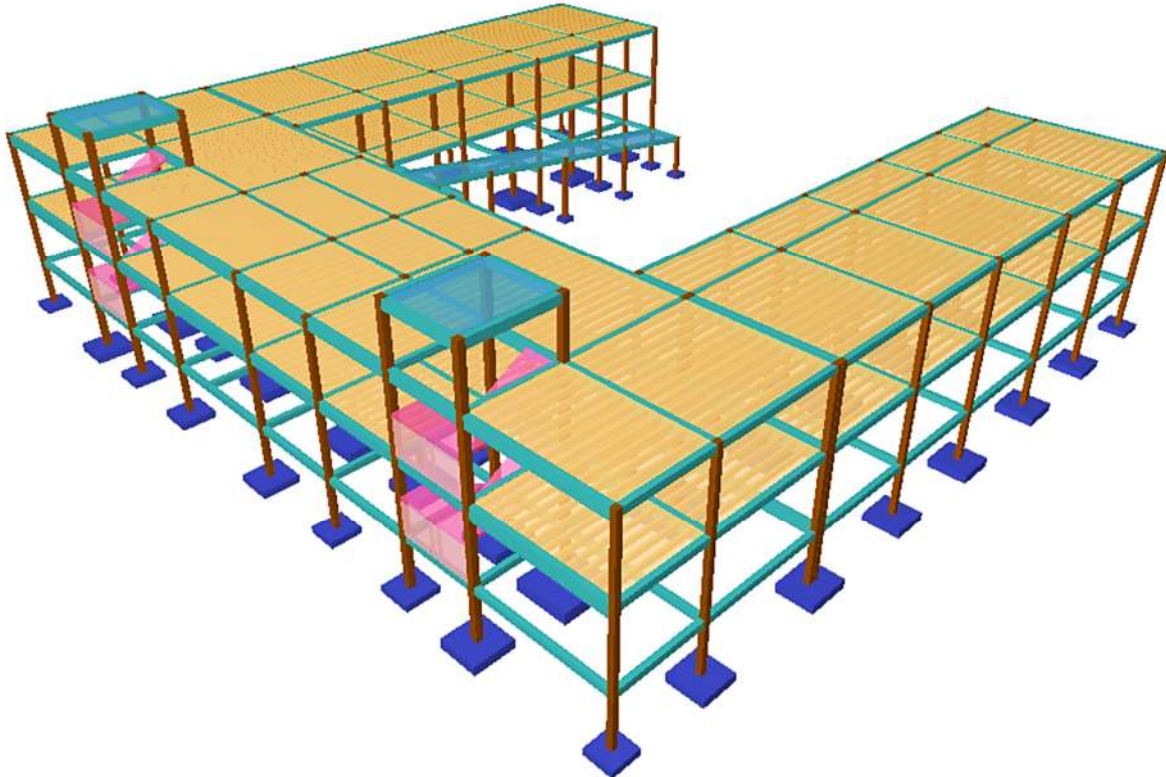
Cada uno de los elementos que componen el modelo tridimensional, es definido con todas las características que lo asemejan al elemento de la Estructura Real, tales como: tipo de material, sección, rigidez, etc.; y con todas las solicitaciones que asemejen la situación de funcionamiento a la que estará sujeto, tales como: cargas propias y externas, tipos de apoyo, solicitaciones especiales como temperatura, clima u otras que se presenten.

Todas las solicitaciones particulares en cada elemento, son transmitidas a través de sus apoyos a los elementos siguientes que los sostienen; así, la cubierta transmite sus esfuerzos a las columnas, las losas de las graderías transmiten sus esfuerzos a las vigas inclinadas que las soportan, y a su vez, las vigas van transmitiendo sus cargas a las columnas. Finalmente, todas las solicitaciones van descendiendo hasta el nivel de las fundaciones, donde en base a las características del suelo presente, se define el tipo de cimentación apropiado.

Los nudos, uniones o apoyos de cada elemento de la estructura están modelados como uniones rígidas (Empotradas), sin ningún grado de libertad.

3.7.3 Croquis

Figura N° 12 – Esquema estructural de la Unidad Educativa San Miguel



Fuente: CYPECAD 2018.m

3.7.4 Estructura de sustentación

- **Fundaciones:** Compuesta por zapatas aisladas de H°A°.
- **Columnas:** Compuesta por secciones cuadradas y rectangulares de H°A°.
- **Vigas y sobrecimientos:** Compuesta por vigas rectangulares peraltadas de H°A°.
- **Entrepisos y cubierta:** Constituidos por losa alivianada de viguetas pretensadas y losa maciza donde se encuentran ubicados los tanques de almacenamiento de PVC.

3.8 Acciones sobre la estructura

3.8.1 Acciones permanentes

3.8.1.1 Peso propio

El diseño estructural se realizó empleando el programa CYPECAD 2018.m, mismo que para el diseño toma en cuenta el peso propio de vigas, losas, columnas, escaleras y zapatas, todo en función del tipo y dimensiones del elemento estructural.

3.8.1.2 Carga permanente

Determinación de carga permanente sobre la losa "N +3.40"

La carga permanente sobre la losa será debido a la carpeta de nivelación, mortero para pegar el cerámico, piso cerámico y cielo raso.

Carpeta de nivelación

Altura de carpeta: $h = 5 \text{ cm}$

Peso específico del hormigón: $\gamma_{H^{\circ}} = 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Carga permanente: $CP_1 = h \cdot \gamma_{H^{\circ}} = 120 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Mortero

Altura de mortero: $h = 1 \text{ cm}$

Peso específico del mortero: $\gamma_{\text{mortero}} = 2100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Carga permanente: $CP_2 = h \cdot \gamma_{\text{mortero}} = 21 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Piso cerámico

Carga permanente: $CP_3 := 30 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Cielo raso

Altura de cielo raso: $h = 2 \text{ cm}$

Peso específico del yeso: $\gamma_{\text{yeso}} := 1200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Carga permanente: $CP_4 := h \cdot \gamma_{\text{yeso}} = 24 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Carga permanente total $CP_T := CP_1 + CP_2 + CP_3 + CP_4 = 195.00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Determinación de carga permanente sobre la losa "N +6.80"

La carga permanente sobre la losa será debido a una carpeta de nivelación para drenaje en la azotea con una pendiente del 2% y cielo raso.

Carpeta de nivelación

Altura de contrapiso: $h = 5 \text{ cm}$

Peso específico del hormigón: $\gamma_{H^o} := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Carga permanente: $CP_1 := h \cdot \gamma_{H^o} = 120 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Cielo raso

Altura de cielo raso: $h = 2 \text{ cm}$

Peso específico del yeso: $\gamma_{\text{yeso}} := 1200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Carga permanente: $CP_2 := h \cdot \gamma_{\text{yeso}} = 24 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Carga permanente total $CP_T := CP_1 + CP_2 = 144.00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Determinación de carga permanente sobre la losa "N +9.30"

La carga permanente sobre la losa será debido a un cielo raso.

Cielo raso

Altura de cielo raso: $h = 2 \text{ cm}$

Peso específico del yeso: $\gamma_{\text{yeso}} = 1200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Carga permanente total $CP_T = h \cdot \gamma_{\text{yeso}} = 24 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Determinación de carga permanente de muro de ladrillo posición soguilla

Espesor de mortero: $e_m = 2 \text{ cm}$

Espesor de revoque externo de mortero: $e_{re} = 1 \text{ cm}$

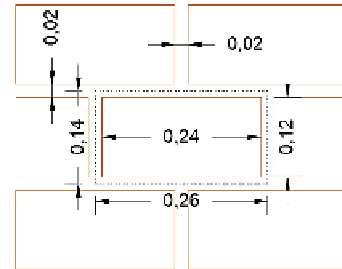
Espesor de revoque interno de yeso: $e_{ri} = 1 \text{ cm}$

Peso del ladrillo: $P_L = 3.5 \text{ kgf}$

Largo del ladrillo: $L_L = 24 \text{ cm}$

Ancho del ladrillo: $A_L = 18 \text{ cm}$

Alto del ladrillo: $H_L = 12 \text{ cm}$



Peso específico del yeso: $\gamma_{\text{yeso}} = 1200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Peso específico del Hº: $\gamma_{H^\circ} = 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Determinación de cargas

Peso de ladrillo: $P_L = 3.50 \text{ kgf}$

Peso del mortero: $P_M = (((L_L + e_m) \cdot (H_L + e_m)) - (L_L \cdot H_L)) \cdot A_L \cdot \gamma_{H^\circ}$

$$P_M = 3.28 \text{ kgf}$$

Peso del ladrillo más mortero: $P_T = P_L + P_M = 6.78 \text{ kgf}$

Carga por metro cuadrado: $Q_{LM} = \frac{P_T}{(L_L + e_m) \cdot (H_L + e_m)} = 186.35 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Carga por revoque interior: $Q_{ri} = \gamma_{\text{yeso}} \cdot e_{ri} = 12 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Carga por revoque exterior: $Q_{re} := \gamma_H \cdot e_{re} = 24 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Carga total del muro: $Q_{Muro} = Q_{LM} + Q_{ri} + Q_{re} = 222.35 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Se utilizará parapetos de 1.10 m de altura

$H := 1.10 \text{ m}$ $Q_{1.10m} := Q_{Muro} \cdot H$ $Q_{1.10m} = 244.59 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Para los muros divisorios de planta baja y primer piso se asumirá una altura de 3.10 m

$H := 3.10 \text{ m}$ $Q_{3.10m} := Q_{Muro} \cdot H$ $Q_{3.10m} = 689.29 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Para los muros divisorios de la última planta se asumirá una altura de 2.20 m

$H := 2.20 \text{ m}$ $Q_{2.20m} := Q_{Muro} \cdot H$ $Q_{2.20m} = 489.17 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

3.8.2 Acciones variables

3.8.2.1 Sobrecarga de uso

La sobrecarga de uso se define como el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón del propio uso.

Para nuestra estructura adoptamos:

Tabla N° 10 – Sobrecargas de uso

Descripción	S.C.U. (kgf/m ²)
Aulas de escuela	300
Área de computación	500
Escaleras	500
Pasillos	400
Azotea	100

Fuente: Norma Boliviana NB 1225002

3.8.2.2 Tanque elevado

Se determinará la dotación por día que demandaran los usuarios de la Unidad Educativa San Miguel.

Simón Arocha en su libro “Abastecimiento de agua teoría y diseño” menciona que la dotación de agua para planteles educacionales y residenciales se calcula de acuerdo con la siguiente tabla.

Tabla N° 11 – Sobrecargas de uso

Referencia	Dotación diaria (L/persona)
Alumnado externo	40
Alumnado semiexterno	70
Alumnado interno o residente	250
Personal no residente	50
Personal residente	200

Fuente: Simón Arocha, Abastecimiento de agua teoría y diseño

De la cual extraemos que para Unidades Educativas con alumnado externo se tiene una dotación diaria de 40 l/persona y para personal no residente 50 l/persona.

La Unidad Educativa San Miguel tiene una capacidad para 360 alumnos y 15 para personal no residente, por lo tanto:

$$\text{Dotación diaria alumnos} = \left(40 \frac{\text{L}}{\text{persona}}\right) \cdot (360 \text{ personas}) = 14400 \text{ L/día}$$

$$\text{Dotación diaria pers. no residente} = \left(50 \frac{\text{L}}{\text{persona}}\right) \cdot (15 \text{ personas}) = 750 \text{ L/día}$$

El libro “Sistema de almacenamiento de agua potable por gravedad y bombeo” de Guillermo Quispe Miranda, nos indica que el volumen a ser reservado en los tanques de almacenamiento en un sistema por gravedad debe ser entre el 15% al 30% del consumo máximo diario, por lo tanto:

$$\text{Vol. reserva} = \left((14400 + 750) \frac{\text{L}}{\text{día}}\right) \cdot (30\%) = 4545 \frac{\text{L}}{\text{día}}$$

Se considerará dos tanques de 2500 litros de marca TANK-BURG, cada uno en distinto lugar:

TANQUES PEQUEÑOS Y MEDIANOS

Capacidad (L)*	300	450	650	900	1200	2000	2500
Diámetro (mm)	850	850	930	1040	1200	1400	1400
Altura (mm)	730	930	1210	1200	1290	1530	1935
Diá. de tapa (mm)	550	550	550	550	550	550	550

* Volúmenes y dimensiones nominales (±2%)



$$Carga\ de\ tanque = \frac{Vol.reserva}{Área\ de\ distribución} = \frac{2500\ L}{\frac{\pi \cdot (1.40\ m)^2}{4}} = 1624.03\ \frac{kgf}{m^2}$$

3.8.2.3 Carga granizo

Se consideró la altura más crítica registrada de 15 cm de granizo, por lo tanto:

$$Carga\ de\ granizo = Peso\ específico\ granizo \cdot altura\ de\ granizo$$

$$Carga\ de\ granizo = 750\ \frac{kgf}{m^3} \cdot 0.15\ m = 112.50\ \frac{kgf}{m^2}$$

3.8.2.4 Velocidad de viento

La velocidad del viento se asumió en base a las recomendaciones del anteproyecto de norma boliviana APNB 1225003, el cual nos presenta una tabla donde encontramos la velocidad de viento recomendada para la ciudad de Tarija de 24 m/s.

También se hizo el análisis de las velocidades de viento registradas por SENAMHI en la ciudad de Tarija el cual nos dio una velocidad similar a la recomendada por el anteproyecto de norma boliviana APNB 1225003.

Tabla N° 12 – Velocidades básicas del viento en ciudades

CIUDAD	V (m/seg)
COCHABAMBA	44,3
LA PAZ	29,5
ORURO	29,4
POTOSI	30,2
SANTA CRUZ	42,6
SUCRE	32,4
TARIJA	24,0
TRINIDAD	40,0
COBIJA	26,5

Fuente: Anteproyecto Norma Boliviana APNB 1225003

Tabla N° 13 – Velocidad de viento máxima histórica representada en la ciudad de Tarija

VELOCIDAD DEL VIENTO (nudos/hr a 10mt)													
Estación: AEROPUERTO										Lat. S.: 21° 32' 48"			
Provincia: CERCADO										Long. W.: 64° 42' 39"			
Departamento: TARIJA										Altura: 1,849 m.s.n.m.			
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	MEDIA
2000	6.0	6.0	6.0	10.0	16.0	15.0	18.0	11.0	11.0	10.0	11.0	8.0	10.7
2001	7.0	6.0	8.0	11.0	8.0	11.0	11.0	13.0	11.0	11.0	11.0	9.0	9.8
2002	11.0	6.0	12.0	8.0	9.0	7.0	16.0	17.1	14.0	10.0	11.0	10.0	10.9
2003	9.0	10.0	6.0	11.0	11.0	9.0	8.0	16.0	13.0	12.0	12.0	10.0	10.6
2004	8.0	9.0	9.0	12.0	10.0					23.0	27.0	10.0	
2005						9.0	23.0	25.0	25.0	22.0			
2006	25.0		8.0	9.0	6.0	23.0	20.0	32.0	32.0	27.0	32.0	25.0	
2007	23.0	25.0	20.0	30.0	30.0	25.0	25.0	30.0	30.0	25.0	26.0	30.0	26.6
2008	7.0	25.0	25.0		30.0	25.0	35.0	30.0	30.0	30.0	25.0		
2009	25.0	30.0		25.0	25.0		45.0	35.0	35.0	30.0	25.0	30.0	
2010	22.0	30.0			30.0		30.0	30.0	30.0	25.0	22.0	25.0	
2011	20.0					23.0	24.0	25.0	25.0	30.0	25.0	27.0	
2012	35.0		25.0	24.0			26.0		30.0	25.0		25.0	
2013	20.0					25.0	32.0						
2014													
2015													
MEDIA	35.0	30.0	25.0	30.0	30.0	28.0	45.0	35.0	35.0	30.0	32.0	30.0	10.3

Velocidad ↕

45

=

23.15

Nudo ↕
Metro por segundo ↕

Fuente: SENAMHI

3.9 Coeficientes de seguridad

Acero $\gamma_s = 1.15$

Hormigón $\gamma_c = 1.50$

3.10 Capacidad portante del terreno

Con la información de N° de golpes y la resistencia admisible obtenida del ensayo SPT se puede identificar el tipo de suelo que presenta el terreno y con la ayuda de tablas se puede estimar cuales son los rangos aproximados de resistencia admisible para ese tipo de suelo.

Tabla N° 14 – Resistencia de las arcillas

N	Consistencia de la Arcilla	Resistencia a compresión simple q_u (Kg./cm ²)
2	Muy blanda	0.25
2-4	Blanda	0.25 - 0.50
4-8	Media	0.50 - 1
8-15	Compacta	1 - 2
15-30	Muy compacta	2 - 4
30	Dura	4 - 8

Fuente: Ensayos de laboratorio UAJMS

Tabla N° 15 – Presiones admisibles en el terreno de cimentación

Naturaleza del terreno	Presión admisible en kg/cm ² , para profundidad de cimentación en metros de:				
	0	0.5	1	2	>3
1. <i>Rocas</i> (1)					
No estratificadas	30	40	50	60	60
Estratificadas	10	12	16	20	20
2. <i>Terrenos sin cohesión</i> (2)					
Graveras	-	4	5	6.3	8
Arenosos gruesos	-	2.5	3.2	4	5
Arenosos finos	-	1.6	2	2.5	3.2
3. <i>Terrenos coherentes</i>					
Arcillosos duros	-	-	4	4	4
Arcillosos semiduros	-	-	2	2	2
Arcillosos blandos	-	-	1	1	1
Arcillosos fluidos	-	-	0.5	0.5	0.5
4. <i>Terrenos deficientes</i>	En general resistencia nula, salvo que se determine experimentalmente el valor admisible.				
Fangos					
Terrenos orgánicos					
Rellenos sin consolidar					

Fuente: NBE-AE-88 Acciones en la edificación

Si analizamos los resultados obtenidos en el ensayo SPT se puede identificar que estamos ante un estrato de suelo que entre el rango de -2 m a -3.5 m de profundidad, tenemos una resistencia admisible entre 1 kg/cm² a 2 kg/cm².

A partir de ese análisis se asumirá un esfuerzo admisible de 1.50 kg/cm² a una profundidad de -2.50m.

3.11 Diseño de junta de dilatación

Recomendación

La Norma Boliviana del Hormigón recomienda las siguientes separaciones entre juntas de dilatación:

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

En la ciudad de Tarija, por lo general se disponen juntas de dilatación cada 30metros.

Temperaturas máximas medias en Tarija

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1970	27.8	27.3	26.9	27.4	26.8	24.1	24.5	25	27.4	27.4	26.9	29	26.7
1971	28.2	25.5	27.1	25.8	24.8	24.2	26.1	26.9	29.9	24.8	26.7	28.8	26.6
1972	27.3	27.3	26.8	26.2	28	27.5	25.4	26.4	28.7	28.8	27.5	27.9	27.3
1973	29.7	28.8	26.5	27.8	23.6	24.8	24.9	22.8	26.7	28.3	26.2	26.7	26.4
1975	26.3	26.3	26.2	25.9	23.8	24	22.2	24.5	25.4	26.2	26.8	28	25.5
1976	27.1	26	25.5	24.8	22.6	21.5	24.3	24.6	23.4	27.9	27.3	28.6	25.3
1977	27.3	28.3	27.4	24.7	22.9	24	26.6	24.6	26.9	28	27.8	28.3	26.4
1978	28	27.4	28	24	24.4	23.6	26.3	22.7	26.3	28.9	28.3	25.3	26.1
1979	25.5	26	24.1	23.5	24.5	21.8	23.8	28.2	25.1	28.2	27.1	27.8	25.5
1980	25.8	27	27.1	27.5	26.9	24.3	24.7	25.1	25.5	26.4	26.9	28.2	26.3
1981	27.3	26.6	26.6	25.7	28	24.7	22.7	26.3	25.9	27.3	28.6	28.8	26.5
1982	28.2	27.5	26.9	24.8	25.2	27.2	27.6	26.9	27.5	27.8	27.5	26.4	27.0
1983	27.4	26.4	27.7	27.5	25.6	23.5	22.4	25.2	23.4	27.5	25.3	27.1	25.8
1984	25.9	27	26	24	28.4	26.6	26.6	23.4	26.7	28.8	26.4	25.9	26.3
1985	26.2	26.9	28	26	25.6	24.1	23.5	21.9	24.6	28	26.2	26.2	25.6
1986	27.5	25.8	25.6	27.2	26.7	26.3	24.1	26.2	24.8	24.9	27.9	26.1	26.1
1987	27.3	27.4	27.4	25.3	24.9	24.4	28	25.4	25.6	26.6	27.6	26.8	26.4
1988	27.8	24.5	27.3	25.2	21.2	23.6	22.5	27	25.5	26.9	28.7	26.8	25.6
1989	26.5	27.4	26.5	25.5	24.8	24	23.7	28.1	24.3	27.4	28	27.5	26.1
1990	27.6	26	28.9	29.5	26.6	24	21.7	25.7	25.3	29.2	28.6	28.6	26.8
1991	26.9	25.3	26.1	27.5	27.6	25.3	25.9	25.9	28.4	27.2	25.9	30.2	26.9
1992	26.8	26.9	27.3	27.3	28.6	27.4	22.2	24.6	25.3	27.8	26.9	28.8	26.7
1993	27.7	25.4	27	27.9	27.4	26.4	22.6	25.2	26.8	28.2	28.2	27.4	26.7
1994	26.9	27.1	26.9	27.4	27.4	26.4	25.1	26.4	28.5	28.5	27.6	28.9	27.3
1995	27.9	27.2	27.3	27.3	24.1	27	27.4	27.7	27	27.7	27.3	27.2	27.1
1996	27	28.2	26	26.4	24.4	22.9	24.1	27.1	25.6	27.9	27.4	26.6	26.1
1997	27.6	27	25.8	26.6	26.4	26.5	27.9	26.8	28.8	29.4	28.5	30	27.6
1998	29.9	27.4	27.1	26.6	25	24.8	25.3	25.5	25.5	27.2	26.4	27.3	26.5
1999	26.4	27.5	26.4	23.3	23.3	23	23.4	26.6	28.4	24.6	24.4	26.4	25.3
2000	26.5	27	25.4	26.1	22.7	25.7	21.3	26	26.2	28.2	27	27.8	25.8
2001	28.2	27	27.3	26.4	24.3	22.7	26.1	28.5	26.8	26.9	27.5	26.2	26.5
2002	27.3	25.6	28.8	26.6	27.2	23.9	24.4	27.6	28	28.9	28.4	27.9	27.1
2004	28	26.9	26.8	27.1	20.5	24.7	24.8	27.2	27.6	29.4	26.7	27.6	26.4
2005	28.2	26.1	26.6	24.8	26.9	25.7	23.4	27	22.9	26.9	28	27.6	26.2
2006	26.9	26.4	26.9	25	22.1	24.9	26.6	27.2	26.2	28.2	27.2	30.2	26.5
2007	27.8	28.2	27.7	26.7	22.2	26.4	24.5	24.4	28.4	29.2	26.2	26.4	26.5
2008	26.6	27.2	26.3	24.9	23.4	21.4	25.6	25.8	24.8	27.2	27.5	25.4	25.5
2010	27.8	29.1	28.2	26.2	24.9	25.4	23.8	25.9	29.2	26.6	28.4	30.4	27.2
2011	27.8	25.4	25.6	26.1	24.2	25.1	26.3	27.5	29.4	29	29.2	26.8	26.9
												Promedio:	26.4

Fuente: SISMET

Temperaturas medias en Tarija

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1970	21.2	20.3	20	19.3	16.6	13.8	13.3	14.9	18	18.9	19.4	21.7	18.1
1971	21.4	19.6	20.6	17.5	14.5	13.1	14.1	15.5	19.5	17.3	19.3	20.9	17.8
1972	20.3	20.1	20.2	17.6	17.4	15.6	14.7	15.4	18.8	19	20.6	21.3	18.4
1973	22.8	22.1	20.5	20.4	15.1	14.1	13.4	13.4	16.8	20	19.7	20.5	18.2
1975	20.7	20.6	20.1	18.6	15.2	14.2	11.6	14.7	17.2	18.8	19.8	21.1	17.7
1976	20.9	20.2	19.5	17	14.2	12.2	13.8	14.8	15.8	19.4	19.9	21.6	17.4
1977	21	21.8	21.1	17.7	15.1	13.7	16.1	15	18.6	19.8	21.2	21.5	18.6
1978	21.1	21.2	21	17.9	15.7	13.6	15.8	12.7	16	20.1	20.8	19.6	18.0
1979	19.8	19.8	18.7	16.4	15.3	12.7	13.7	17.5	15.7	19.9	19.6	21	17.5
1980	19.8	20.2	20.3	18.9	16	13.5	14.1	15.3	15.5	18.7	19.4	21	17.7
1981	21.7	20.8	20.2	18.7	17.4	13.3	12	16.1	16.3	18.7	21.4	21.6	18.2
1982	21.3	21.1	20.5	18.7	15.2	14.8	15.1	16.6	19	19.7	20.4	20.3	18.6
1983	21.4	20.6	20.6	19.9	16.7	12	11.9	14.5	14.5	18.3	18.1	20.1	17.4
1984	19.9	20.6	20.2	17.1	16.7	13.9	15	12.8	17.1	20.8	19.8	19.6	17.8
1985	19.5	20.7	21	18.5	15.9	13.7	12.7	13	16.4	19.7	19.5	20	17.6
1986	20.9	19.7	19.7	19	15.7	14	12.4	16	16.1	17.4	20.5	19.7	17.6
1987	20.8	19.8	19.6	17.9	14.7	13	16.1	13.9	14.7	18.6	20.4	20.2	17.5
1988	21.2	18.5	20.6	18.5	12.6	12.2	11.4	15.7	16.6	18.5	20.4	20.9	17.3
1989	20.3	19.8	19.2	18.3	14.6	14	12.5	16	15.1	18.7	20.8	21.1	17.5
1990	20.8	19.7	21	20.3	16.5	13.4	11.2	15.5	15.2	20.8	21.4	21.5	18.1
1991	20.9	19.5	19.9	18.9	16.9	14.4	13.9	15	18.6	18.8	19.6	22.3	18.2
1992	20.7	20.4	19.6	18.4	16.8	15.4	10.9	14.2	16	19.7	19.4	21.5	17.8
1993	20.9	18.5	20	19.3	16.3	13.8	11.8	14.8	16.1	20.4	20.7	20.9	17.8
1994	20.9	20.8	19.3	19	17.6	14.4	13.5	15.8	19.1	20.6	20.4	21.5	18.6
1995	21.2	20.5	20.5	17.7	15.4	14.6	14.7	16.2	17.7	19.6	20.8	20.3	18.3
1996	20.9	21.3	19.7	19.2	16.5	11.6	12.5	16.4	16	19.5	20.6	20.8	17.9
1997	21.2	20.9	19.2	18.3	15.5	14.3	16	16.2	19.8	20.7	21.5	22.9	18.9
1998	23.4	21.1	20.9	19.2	15	14.3	15.1	15.5	16.4	19.3	20.2	20.2	18.4
1999	20.6	21.1	20.7	16.8	15.2	12.2	12.1	15.1	19	18	18	20.4	17.4
2000	20.9	21	19.9	19.3	14.8	14.6	10.6	16.1	16.5	20.4	19.7	20.9	17.9
2001	21	20.6	20.7	19.3	14.5	12.9	14.3	17.6	18.1	19.9	20.4	19.4	18.2
2002	20.6	19.6	21.4	19	17.3	13.1	14.2	17.3	18.1	21.5	20.9	21.8	18.7
2004	21.6	20.7	20.5	20	12.4	13.6	14.9	16.8	18.4	20.8	19.7	21.2	18.4
2005	21.4	20.1	20.2	18.3	16.4	14.8	12.8	16.6	14	19.3	20.8	21.4	18.0
2006	20.8	20.2	20.9	18.2	14	15.1	15	15.9	16.2	20.7	20.1	22.8	18.3
2007	21.5	21.3	20.9	18.6	13.7	15	12.8	14	18.8	21.3	19.7	20.3	18.2
2008	21	20.4	20	17	14.1	11.4	15.5	15.5	15.8	19.8	20.8	20	17.6
2010	20.3	21.5	20.9	18.1	15	13.8	12	14.8	19.5	18.8	20	22.7	18.1
2011	21.7	20.3	19.9	19.2	15.5	14.5	14.3	15.5	18.2	20.5	21.4	20.8	18.5
Promedio:													18.0

Fuente: SISMET

Temperaturas mínimas medias en Tarija

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1970	14.5	13.3	13.1	11.2	6.5	3.5	2.1	4.8	8.6	10.4	11.8	14.3	9.5
1971	14.7	13.7	14.2	9.2	4.3	2.1	2.2	4.2	9.1	9.8	12	13	9.0
1972	13.3	13	13.6	9.1	7	3.8	4	4.4	8.8	9.3	13.6	14.6	9.5
1973	15.8	15.4	14.5	13.1	6.6	3.5	2	4	7	11.7	13.3	14.3	10.1
1975	15	15	14.1	11.4	6.7	4.5	1	5	9.2	11.5	13	14.2	10.1
1976	14.8	14.4	13.4	9.3	6	2.9	3.4	5	8.2	11	12.6	14.7	9.6
1977	14.8	15.4	14.8	10.8	7.3	3.4	5.6	5.4	10.3	11.6	14.7	14.8	10.7
1978	14.2	15	14	11.8	7	3.6	5.4	2.7	5.7	11.3	13.3	14	9.8
1979	14.1	13.6	13.4	9.2	6.1	3.7	3.6	6.9	6.3	11.7	12.2	14.3	9.6
1980	13.8	13.4	13.5	10.3	5.2	2.8	3.6	5.6	5.6	11	12	13.8	9.2
1981	16.1	15.1	13.9	11.8	6.7	2	1.5	6	6.7	10.2	14.2	14.4	9.9
1982	14.4	14.7	14	12.5	5.3	2.6	2.6	6.4	10.5	11.7	13.3	14.2	10.2
1983	15.4	14.8	13.7	12.4	7.8	0.5	1.5	3.9	5.7	9.1	10.9	13.2	9.1
1984	14.1	14.3	14.5	10.3	5.1	1.2	3.4	2.3	7.6	12.8	13.3	13.4	9.4
1985	12.9	14.6	14.1	11	6.2	3.2	1.9	4.1	8.4	11.5	12.8	13.9	9.6
1986	14.4	13.6	13.8	10.8	4.7	1.8	0.8	5.8	7.5	9.8	13.2	13.4	9.1
1987	14.3	12.2	11.8	10.5	4.5	1.6	4.2	2.4	3.8	10.6	13.3	13.5	8.6
1988	14.6	12.6	13.8	11.9	3.9	0.9	0.3	4.5	7.8	10.1	12.1	15	9.0
1989	14.2	12.2	12	11.1	4.4	4.1	1.3	4	6	10.1	13.6	14.6	9.0
1990	14.1	13.5	13.1	11.2	6.5	2.7	0.7	5.3	5	12.6	14.3	14.4	9.5
1991	14.8	13.7	13.8	10.4	6.2	3.5	1.9	4.1	8.9	10.3	13.3	14.4	9.6
1992	14.6	13.9	11.8	9.5	5.2	3.4	-0.4	3.7	6.8	11.7	11.8	14.2	8.9
1993	14.1	11.6	13.1	10.7	5.2	1.4	1	4.4	5.5	12.6	13.3	14.6	9.0
1994	14.8	14.5	11.8	10.7	7.8	2.4	1.9	5.2	9.6	12.8	13.3	14.1	9.9
1995	14.5	13.8	13.7	8.2	6.6	2.3	2	4.7	8.4	11.4	14.2	13.5	9.4
1996	14.8	14.5	13.6	11.9	8.5	0.4	1	5.8	6.5	11	13.9	15	9.7
1997	14.8	14.9	12.7	10	4.7	2.2	4.1	5.7	10.9	12.1	14.5	16	10.2
1998	16.9	14.8	14.7	12	5	3.8	4.8	5.5	7.4	11.5	13.9	13.2	10.3
1999	14.8	14.8	15.1	10.4	7.1	1.4	0.8	3.6	9.7	11.4	11.7	14.5	9.6
2000	15.3	14.8	14.4	12.3	6.9	3.5	-0.1	6.2	6.8	12.6	12.5	13.9	9.9
2001	13.8	14.2	14.1	12.3	4.8	3.1	2.5	6.6	9.3	12.9	13.4	12.5	10.0
2002	13.9	13.7	14.1	11.4	7.5	2.4	3.5	7	8.3	14.1	13.4	15.7	10.4
2004	15.2	14.4	14.4	13	4.4	2.4	5	6.5	9.2	12.2	12.8	14.8	10.4
2005	14.7	14.1	13.9	11.8	6	3.9	2.3	6.1	5.1	11.7	13.6	15.3	9.9
2006	14.8	14	15	11.5	6	5.3	3.4	4.7	6.3	13.2	13.1	15.4	10.2
2007	15.1	14.3	14.2	10.7	5.2	3.7	1.1	3.6	9.1	13.4	13.1	14.3	9.8
2008	15.4	13.7	13.7	9.2	4.8	1.5	5.4	5.3	6.9	12.4	14.2	14.6	9.8
2010	12.9	13.9	13.6	10	5.1	2.4	0.2	3.8	9.7	11.1	11.6	15	9.1
2011	15.6	15.2	14.3	12.4	6.8	4	2.4	3.6	7.1	12.1	13.7	14.7	10.2
Promedio:													9.7

Fuente: SISMET

Variación de temperatura

Temperatura máxima: $T_{max} := 26.4 \text{ } ^\circ\text{C}$
 Temperatura media: $T_{med} := 18.0 \text{ } ^\circ\text{C}$
 Temperatura mínima: $T_{min} := 9.7 \text{ } ^\circ\text{C}$

Variación de temperatura de la máxima a la media: $\Delta T := T_{max} - T_{med} = 8.4 \text{ } ^\circ\text{C}$

Variación de temperatura de la media a la mínima: $\Delta T := T_{med} - T_{min} = 8.3 \text{ } ^\circ\text{C}$

Variación de temperatura de la máxima a la mínima: $\Delta T := T_{max} - T_{min} = 16.7 \text{ } ^\circ\text{C}$

Variación de longitud

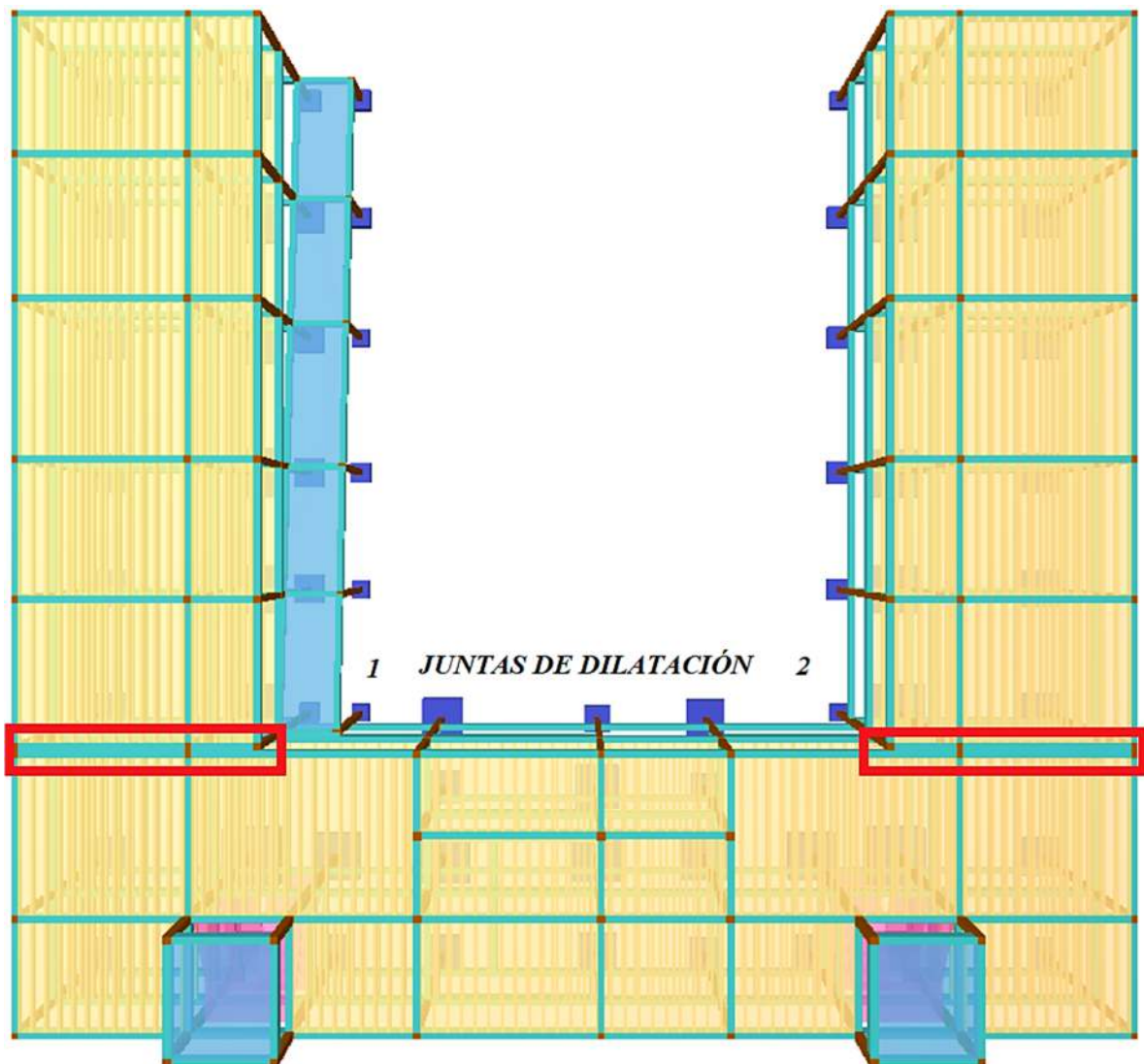
Coefficiente de expansión y contracción térmica: $\alpha := 1.1 \cdot 10^{-5} \left(\frac{1}{^{\circ}\text{C}} \right)$

Junta de dilatación 1 y 2: $L_1 := 27.00 \text{ m}$ $L_2 := 11.00 \text{ m}$

Variación de longitud $\Delta L_1 := \alpha \cdot \Delta T \cdot L_1 = 0.50 \text{ cm}$

$\Delta L_2 := \alpha \cdot \Delta T \cdot L_2 = 0.20 \text{ cm}$

Por razones constructivas se adoptará 2.00cm



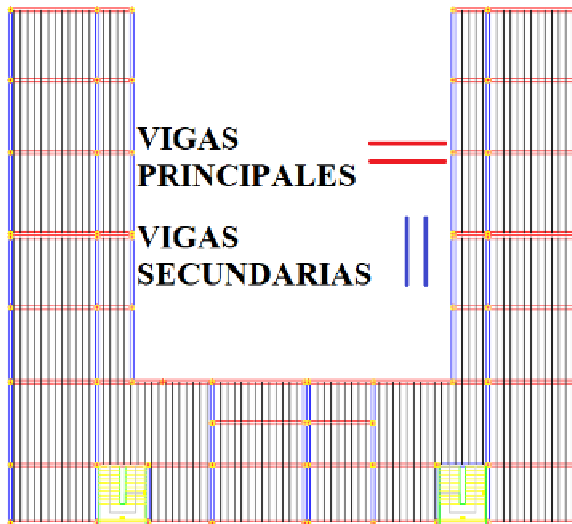
3.12 Diseño de viga de H°A°

Pre-dimensionamiento

Para el pre dimensionamiento de vigas se recomienda utilizar la siguiente ecuación para que la viga se encuentre dentro del dominio 3.

$$d_{min} = 2.20 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b \cdot f_{cd}}}$$

- Determinación de la sección de vigas principales y secundarias



- Viga Principal

$$M_d := 247.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_d = 2520330.59 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

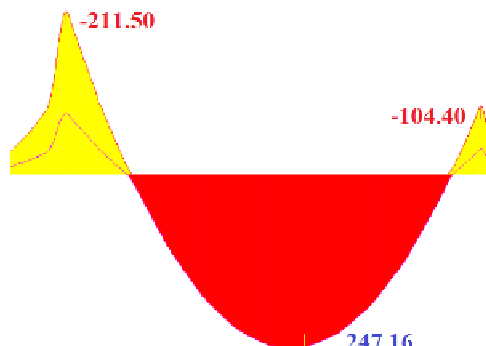
$$b := 25.00 \text{ cm} \quad f_{cd} := 166.67 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$d_{min} = 2.20 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b \cdot f_{cd}}} = 54.11 \text{ cm}$$

$$d_1 := 5.00 \text{ cm} \quad \text{Valor práctico}$$

$$h := d_{min} + d_1 = 59.11 \text{ cm}$$

Sección asumida: (25x60)cm



- Viga Secundaria

$$M_d := 21.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_d = 216995.61 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

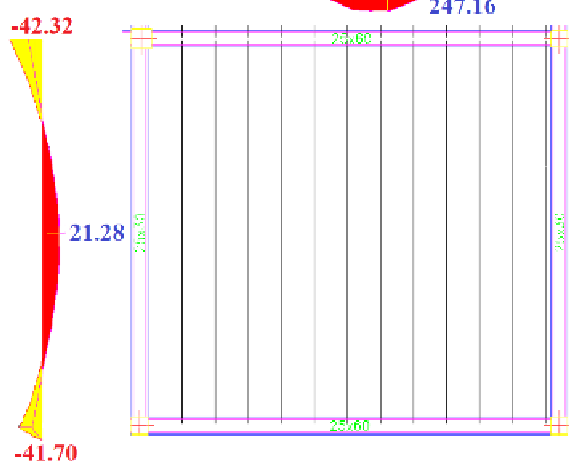
$$b := 25.00 \text{ cm} \quad f_{cd} := 166.67 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$d_{min} = 2.20 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b \cdot f_{cd}}} = 15.88 \text{ cm}$$

$$d_1 := 5.00 \text{ cm} \quad \text{Valor práctico}$$

$$h := d_{min} + d_1 = 20.88 \text{ cm}$$

Sección asumida: (25x30)cm



Verificación de la flecha máxima admisible

Según el programa tenemos una flecha máxima de 0.817cm.

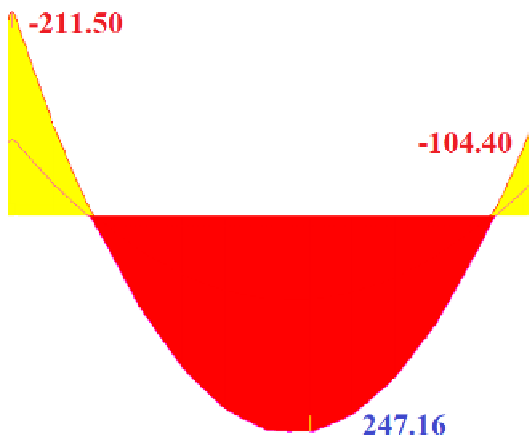
Según recomendaciones de la norma boliviana CHB-87 (pág. 196), la flecha máxima admisible no debe de exceder el valor de la siguiente expresión:

$$\text{Longitud de la viga:} \quad L := 6.33 \text{ m} \quad L = 633.00 \text{ cm}$$

$$\text{Flecha máxima admisible:} \quad f_{m\acute{a}x.adm} := \frac{L}{500} \quad f_{m\acute{a}x.adm} = 1.27 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se puede apreciar que la flecha máxima admisible es mucho mayor que la calculada, por lo tanto, está correcto.

Diseño a flexión



Fuente: CYPECAD 2018.m

Resistencia característica del hormigón:

$$f_{ck} := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia característica del acero:

$$f_{yk} := 5000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia de cálculo del hormigón:

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1.50} = 166.67 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia de cálculo del acero:

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 4347.83 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Comprobación de armadura positiva para la viga

Datos:

$$\text{Base de la viga:} \quad b := 25.00 \text{ cm}$$

$$\text{Altura de la viga:} \quad h := 60.00 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento:} \quad r := 2.00 \text{ cm}$$

$$\text{Altura útil de la viga:} \quad d := 56.20 \text{ cm}$$

(se dispone de estribos Ø8 y armadura longitudinal Ø20)

$$\text{Momento (+) de diseño:} \quad M_d := 247.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_d = 2520330.59 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

- Determinación del momento reducido

Momento reducido:
$$\mu_d := \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.19$$

Momento límite (Tabla N° 4):
$$\mu_{lim} := 0.319$$

Verifico si necesita armadura a compresión:

$$A_{compresión} := \begin{cases} \text{if } \mu_{lim} > \mu_d & = \text{"No necesita"} \\ \text{"No necesita"} \\ \text{else} \\ \text{"Si necesita"} \end{cases}$$

- Determinación de la cuantía mecánica

Según la tabla universal de flexión simple (Tabla N° 5):

$\mu_d = 0.19$ Por lo tanto: $\omega = 0.219$ Dominio 3

- Determinación de la armadura necesaria

$$A_{sn} := \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 11.79 \text{ cm}^2$$

- Determinación de la armadura mínima

Cuantía geométrica mínima para vigas (Tabla N° 6): $\omega_{min} = 0.0028$

Armadura mínima:
$$A_{smin} := \omega_{min} \cdot b \cdot d = 3.93 \text{ cm}^2$$

- Determinación de la armadura longitudinal inferior

Elijo la mayor armadura:
$$A_s := \max(A_{sn}, A_{smin}) = 11.79 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se utilizará:

Armadura longitudinal: $2\phi 20\text{mm}$ $A_{2\phi 20} := 6.28 \text{ cm}^2$

Armadura refuerzo: $3\phi 16\text{mm}$ $A_{3\phi 16} := 6.03 \text{ cm}^2$

Armadura total:
$$A_{st} := A_{2\phi 20} + A_{3\phi 16} = 12.31 \text{ cm}^2$$

Comprobación de armadura negativa lado izquierdo (P55) para la viga

Datos:

Base de la viga:	$b := 25.00 \text{ cm}$	
Altura de la viga:	$h := 60.00 \text{ cm}$	
Recubrimiento:	$r := 2.00 \text{ cm}$	(se dispone de estribos Ø8 y armadura longitudinal Ø20)
Altura útil de la viga:	$d := 56.20 \text{ cm}$	
Momento (-) de diseño:	$M_d := 211.50 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_d = 2156699.79 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$	

- Determinación del momento reducido

$$\text{Momento reducido: } \mu_d := \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.16$$

$$\text{Momento límite (Tabla N° 4): } \mu_{lim} := 0.319$$

Verifico si necesita armadura a compresión:

$$A_{compresión} := \begin{cases} \text{if } \mu_{lim} > \mu_d & = \text{"No necesita"} \\ \text{||} & \text{"No necesita"} \\ \text{else} & \\ \text{||} & \text{"Si necesita"} \end{cases}$$

- Determinación de la cuantía mecánica

Según la tabla universal de flexión simple (Tabla N° 5):

$$\mu_d = 0.16 \quad \text{Por lo tanto:} \quad \omega := 0.1795 \quad \text{Dominio 3}$$

- Determinación de la armadura necesaria

$$A_{sn} := \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 9.67 \text{ cm}^2$$

- Determinación de la armadura mínima

Cuantía geométrica mínima para vigas (Tabla N° 6): $\omega_{min} := 0.0028$

$$\text{Armadura mínima: } A_{smn} := \omega_{min} \cdot b \cdot d = 3.93 \text{ cm}^2$$

- Determinación de la armadura longitudinal superior

Elijo la mayor armadura: $A_s := \max(A_{sM}, A_{smin}) = 9.67 \text{ cm}^2$

Por lo tanto, se utilizará:

Armadura longitudinal: $2\phi 10\text{mm}$ $A_{2\phi 10} := 1.57 \text{ cm}^2$

Armadura refuerzo: $3\phi 20\text{mm}$ $A_{3\phi 20} := 9.42 \text{ cm}^2$

Armadura total: $A_{st} := A_{2\phi 10} + A_{3\phi 20} = 10.99 \text{ cm}^2$

Comprobación de armadura negativa lado derecho (P56) para la viga

Datos:

Base de la viga: $b := 25.00 \text{ cm}$

Altura de la viga: $h := 60.00 \text{ cm}$

Recubrimiento: $r := 2.00 \text{ cm}$

Altura útil de la viga: $d := 56.60 \text{ cm}$ (se dispone de estribos Ø8 y armadura longitudinal Ø12)

Momento (-) de diseño: $M_d := 104.40 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_d = 1064583.73 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$

- Determinación del momento reducido

Momento reducido: $\mu_d := \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.08$

Momento límite (Tabla N° 4): $\mu_{lim} := 0.319$

Verifico si necesita armadura a compresión:

$A_{compresión} := \text{if } \mu_{lim} > \mu_d \text{ = "No necesita"}$
|| "No necesita"
else
|| "Si necesita"

- Determinación de la cuantía mecánica

Según la tabla universal de flexión simple (Tabla N° 5):

$\mu_d = 0.08$ Por lo tanto: $\omega := 0.0849$ Dominio 2

- Determinación de la armadura necesaria

$$A_{sn} := \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 4.61 \text{ cm}^2$$

- Determinación de la armadura mínima

Cuantía geométrica mínima para vigas (Tabla N° 6): $\omega_{min} = 0.0028$

Armadura mínima: $A_{smin} := \omega_{min} \cdot b \cdot d = 3.96 \text{ cm}^2$

- Determinación de la armadura longitudinal superior

Elijo la mayor armadura: $A_s := \max(A_{sn}, A_{smin}) = 4.61 \text{ cm}^2$

Por lo tanto, se utilizará:

Armadura longitudinal: $2\phi 10\text{mm}$ $A_{2\phi 10} := 1.57 \text{ cm}^2$

Armadura refuerzo: $3\phi 12\text{mm}$ $A_{3\phi 12} := 3.39 \text{ cm}^2$

Armadura total: $A_{st} := A_{2\phi 10} + A_{3\phi 12} = 4.96 \text{ cm}^2$

Armadura de piel

Según la norma CBH-87 en su punto 9.1.6.3 nos dice que en vigas de canto superior a 60 cm se dispondrán armadura de piel que por norma no debe ser inferior a los 10mm, distanciadas entre sí tales barras 30 cm como máximo, esto para evitar las fisuras que pueden aparecer por encima del talón inferior en tracción.

Datos:

Base de la viga: $b := 25.00 \text{ cm}$

Altura de la viga: $h := 60.00 \text{ cm}$

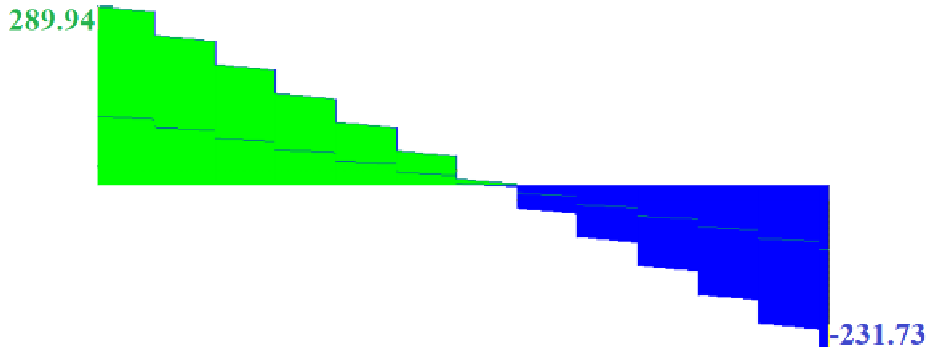
Altura útil de la viga: $d := 56.20 \text{ cm}$

- Armadura de piel necesaria $A_{s,piel} := \frac{0.05}{100} \cdot b \cdot d = 0.70 \text{ cm}^2$

Se utilizará barras de $\phi 10\text{mm}$: $A_{s\phi 10} := 0.785 \text{ cm}^2$

Número de barras: $N := \frac{A_{s,piel}}{A_{s\phi 10}} = 1$ **Se utilizará:**
2 ϕ 10mm

Diseño a corte



Fuente: CYPECAD 2018.m

Datos:

Base de la viga: $b := 25.00 \text{ cm}$
Altura de la viga: $h := 60.00 \text{ cm}$
Recubrimiento: $r := 2.00 \text{ cm}$
Altura útil de la viga: $d := 56.20 \text{ cm}$

Resistencia de cálculo del acero: $f_{yd} := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Comprobación de armadura transversal lado izquierdo (P55) para la viga

Cortante de diseño: $V_d := 289.94 \text{ kN}$ $V_d = 29565.65 \text{ kgf}$

- Resistencia a cortante del hormigón (V_{cu}) y verificación

Resistencia convencional del hormigón a cortante: $f_{vd} := 0.50 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 6.45 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo cortante: $V_{cu} := f_{vd} \cdot b \cdot d = 9069.24 \text{ kgf}$

Verificación si solo el hormigón soporta a cortante:

$$\text{Verifico} := \text{if } V_{cu} > V_d = \begin{cases} \text{"No"} \\ \text{"Si"} \\ \text{else} \\ \text{"No"} \end{cases}$$

- Agotamiento por compresión oblicua del hormigón del alma (V_{ou}) y verificación

$V_{ou} := 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 70250.00 \text{ kgf}$

Verificación para garantizar la debida seguridad contra este tipo de rotura:

$$\text{Verifico} := \text{if } V_{ou} \geq V_d \geq V_{cu} = \text{"Si"} \\ \parallel \\ \text{"Si"} \\ \text{else} \\ \parallel \\ \text{"No"}$$

- Cálculo del cortante a resistir por la armadura transversal (Vsu)

$$V_d = 29565.65 \text{ kgf} \quad V_{cu} = 9069.24 \text{ kgf} \quad V_{su} := V_d - V_{cu} = 20496.42 \text{ kgf}$$

- Cálculo del área de armadura transversal necesaria

Distancia: $s = 195.00 \text{ cm}$

Área de armadura transversal: $A_{s90} := \frac{V_{su} \cdot s}{0.90 \cdot d \cdot f_{yd}} = 18.81 \text{ cm}^2$

- Cálculo del área de armadura transversal mínima

Distancia: $s = 195.00 \text{ cm}$

Área de armadura transversal mínima: $A_{smin} := 0.02 \cdot b \cdot s \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 3.87 \text{ cm}^2$

- Asumo el mayor área de armadura transversal

$$A_{s90} = 18.81 \text{ cm}^2 \quad A_{smin} = 3.87 \text{ cm}^2 \quad A_s := \max(A_{s90}, A_{smin}) = 18.81 \text{ cm}^2$$

- Armadura transversal para una pierna

$$A_{s.Pierna} := \frac{A_s}{2} = 9.41 \text{ cm}^2$$

- Diámetro, número y separación de barras

Se utilizará estribos de $\phi 8\text{mm}$: $A_{s\phi 8} = 0.503 \text{ cm}^2$

Número de barras: $N := \frac{A_{s.Pierna}}{A_{s\phi 8}} = 19$

Separación de barras: $e := \frac{s}{N} = 10 \text{ cm}$ Se utilizará:
19 $\phi 8\text{mm}$ c/10cm

Comprobación de armadura transversal lado derecho (P56) para la viga

Cortante de diseño: $V_d := 231.73 \text{ kN}$ $V_d = 23629.88 \text{ kgf}$

- Resistencia a cortante del hormigón (V_{cu}) y verificación

Resistencia convencional del hormigón a cortante: $f_{vd} := 0.50 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 6.45 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo cortante: $V_{cu} := f_{vd} \cdot b \cdot d = 9069.24 \text{ kgf}$

Verificación si solo el hormigón soporta a cortante: $\text{Verifico} := \text{if } V_{cu} > V_d = \text{"No"}$
|| "Si"
else
|| "No"

- Agotamiento por compresión oblicua del hormigón del alma (V_{ou}) y verificación

$V_{ou} := 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 70250.00 \text{ kgf}$

Verificación para garantizar la debida seguridad contra este tipo de rotura: $\text{Verifico} := \text{if } V_{ou} \geq V_d \geq V_{cu} = \text{"Si"}$
|| "Si"
else
|| "No"

- Cálculo del cortante a resistir por la armadura transversal (V_{su})

$V_d = 23629.88 \text{ kgf}$ $V_{cu} = 9069.24 \text{ kgf}$ $V_{su} := V_d - V_{cu} = 14560.65 \text{ kgf}$

- Cálculo del área de armadura transversal necesaria

Distancia: $s := 150.00 \text{ cm}$

Área de armadura transversal: $A_{s90} := \frac{V_{su} \cdot s}{0.90 \cdot d \cdot f_{yd}} = 10.28 \text{ cm}^2$

- Cálculo del área de armadura transversal mínima

Área de armadura transversal mínima: $A_{smin} := 0.02 \cdot b \cdot s \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 2.98 \text{ cm}^2$

- Asumo el mayor área de armadura transversal

$$A_{s90} = 10.28 \text{ cm}^2 \quad A_{smin} = 2.98 \text{ cm}^2 \quad A_s := \max(A_{s90}, A_{smin}) = 10.28 \text{ cm}^2$$

- Armadura transversal para una pierna

$$A_{s.Pierna} = \frac{A_s}{2} = 5.14 \text{ cm}^2$$

- Diámetro, número y separación de barras

Se utilizará estribos de $\phi 8\text{mm}$: $A_{s\phi 8} = 0.503 \text{ cm}^2$

Número de barras: $N = \frac{A_{s.Pierna}}{A_{s\phi 8}} = 10$

Separación de barras: $e = \frac{s}{N} = 15 \text{ cm}$ Se utilizará:
10 $\phi 8\text{mm}$ c/15cm

Comprobación de armadura transversal en la parte central para la viga

- Cálculo del área de armadura transversal mínima

Distancia: $s = 260.00 \text{ cm}$

Área de armadura transversal mínima: $A_{smin} = 0.02 \cdot b \cdot s \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 5.16 \text{ cm}^2$

- Armadura transversal para una pierna

$$A_{s.Pierna} = \frac{A_{smin}}{2} = 2.58 \text{ cm}^2$$

- Diámetro, número y separación de barras

Se utilizará estribos de $\phi 8\text{mm}$: $A_{s\phi 8} = 0.503 \text{ cm}^2$

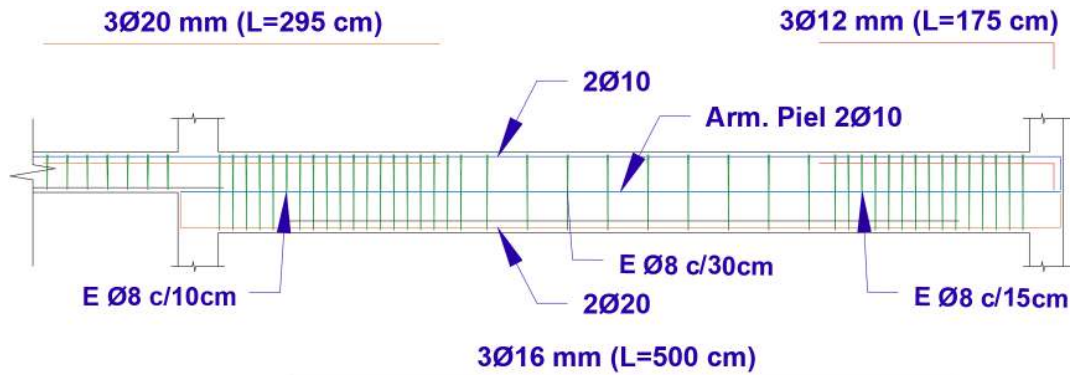
Número de barras: $N = \frac{A_{s.Pierna}}{A_{s\phi 8}} = 5.13$

Separación de barras: $e = \frac{s}{N} = 51 \text{ cm}$ asumo: $e_{max} = 30 \text{ cm}$

Número de barras con espaciado máximo: $N = \frac{s}{e_{max}} = 9$ Se utilizará:
9 $\phi 8\text{mm}$ c/30cm

Resultados de CYPECAD

Figura N° 13 – Armadura longitudinal y transversal de la viga más solicitada



Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 16 – Resumen general de armado de la viga más solicitada

Viga entre las Columnas P55 – P56	Armadura adoptada	Armadura CYPECAD	Diferencia en (%)
Armadura longitudinal y refuerzo inferior positiva	2Φ20mm + 3Φ16 mm	2Φ20mm + 3Φ16 mm	0.00
Armadura longitudinal y refuerzo superior negativa lado izquierdo (P55)	2Φ10mm + 3Φ20 mm	2Φ10mm + 3Φ20 mm	0.00
Armadura longitudinal y refuerzo superior negativa lado derecho (P56)	2Φ10mm + 3Φ12 mm	2Φ10mm + 3Φ12 mm	0.00
Armadura transversal lado izquierdo (P55)	19 Φ8mm c/10cm	20 Φ8mm c/10cm	5.00
Armadura transversal lado derecho (P56)	10 Φ8mm c/15cm	10 Φ8mm c/15cm	0.00
Armadura transversal parte central	9 Φ8mm c/30cm	8 Φ8mm c/30cm	12.50
Armadura de piel	2 Φ10mm	2 Φ10mm	0.00

Fuente: Elaboración propia

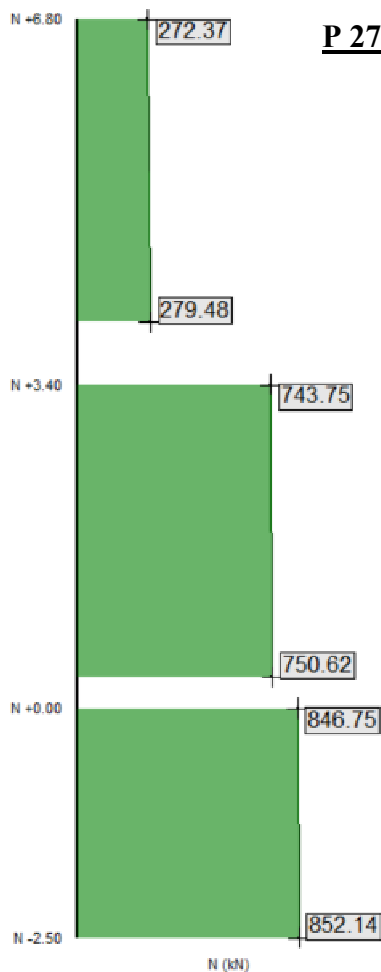
3.13 Diseño de columna de H°A°

Pre-dimensionamiento

Para el pre dimensionamiento de columnas se tiene las siguientes recomendaciones:

$$A_{col.esquinera} = A_{col.medianera} = \frac{N_{servicio}}{0.35 \cdot f_{ck}} \qquad A_{col.central} = \frac{N_{servicio}}{0.45 \cdot f_{ck}}$$

Determinación de la sección de columna esquinera y/o medianera más solicitada



Resistencia característica del hormigón:

$$f_{ck} = 250 \frac{kgf}{cm^2}$$

Normal de diseño:

$$N_{mayorada} = 852.14 \text{ kN}$$

$$N_{mayorada} = 86894.10 \text{ kgf}$$

Normal de servicio:

$$N_{servicio} = \frac{N_{mayorada}}{1.60} = 54308.81 \text{ kgf}$$

Área de columna necesaria:

$$A_{col.medianera} = \frac{N_{servicio}}{0.35 \cdot f_{ck}} = 620.67 \text{ cm}^2$$

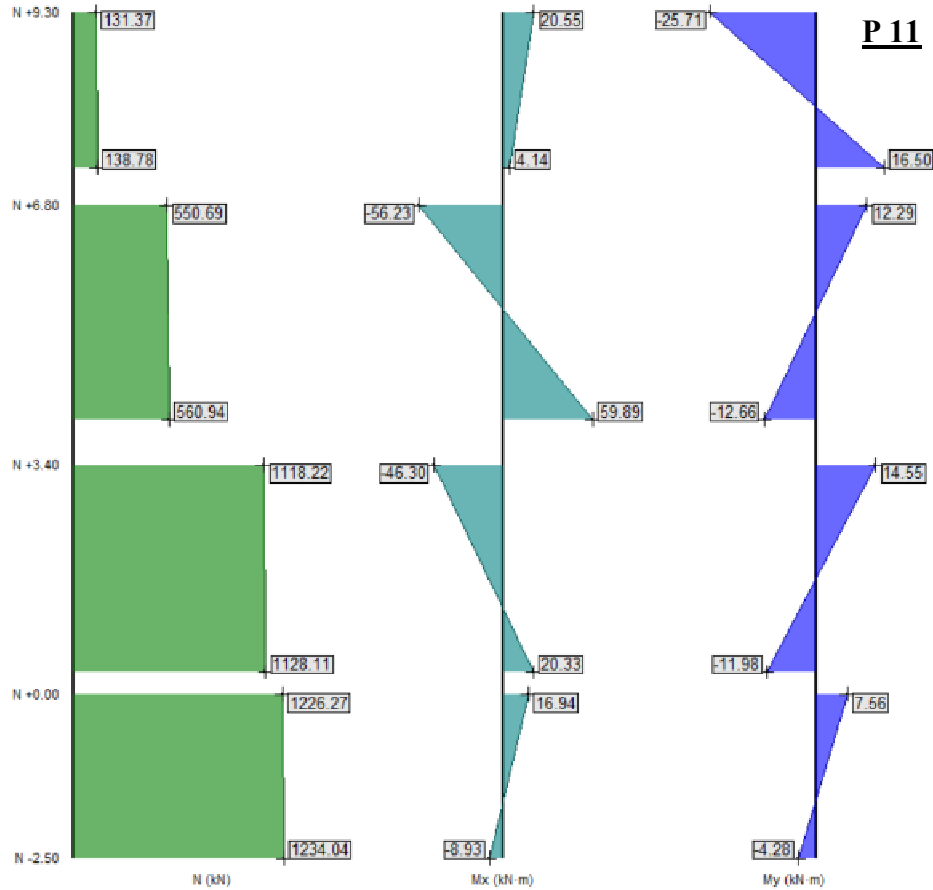
Sección rectangular mínima:

$$a = \sqrt{A_{col.medianera}} = 24.91 \text{ cm}$$

Sección asumida:

C (25x25)cm

Determinación de la sección de columna central más solicitada



Resistencia característica del hormigón: $f_{ck} = 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Normal de diseño: $N_{mayorada} = 1234.04 \text{ kN}$
 $N_{mayorada} = 125837.06 \text{ kgf}$

Normal de servicio: $N_{servicio} := \frac{N_{mayorada}}{1.60} = 78648.16 \text{ kgf}$

Área de columna necesaria: $A_{col.central} := \frac{N_{servicio}}{0.45 \cdot f_{ck}} = 699.09 \text{ cm}^2$

Sección rectangular mínima: $a := \sqrt{A_{col.central}} = 26.44 \text{ cm}$

Sección asumida: C (30x30)cm

Diseño de la columna más solicitada

Resistencia característica del hormigón:

$$f_{ck} := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia característica del acero:

$$f_{yk} := 5000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Longitud:

Tramo 1: $L_1 := 2.10 \text{ m}$

Tramo 2: $L_2 := 2.90 \text{ m}$

Tramo 3: $L_3 := 2.80 \text{ m}$

Tramo 4: $L_4 := 2.20 \text{ m}$

Dimensiones de la columna:

$$b := 30 \text{ cm} \quad h := 30 \text{ cm}$$

Normal de diseño:

Tramo 1: $N_{d1} := 131.37 \text{ kN} \quad N_{d1} = 13396.01 \text{ kgf}$

Tramo 2: $N_{d2} := 560.94 \text{ kN} \quad N_{d2} = 57199.96 \text{ kgf}$

Tramo 3: $N_{d3} := 1118.22 \text{ kN} \quad N_{d3} = 114026.71 \text{ kgf}$

Tramo 4: $N_{d4} := 1226.27 \text{ kN} \quad N_{d4} = 125044.74 \text{ kgf}$

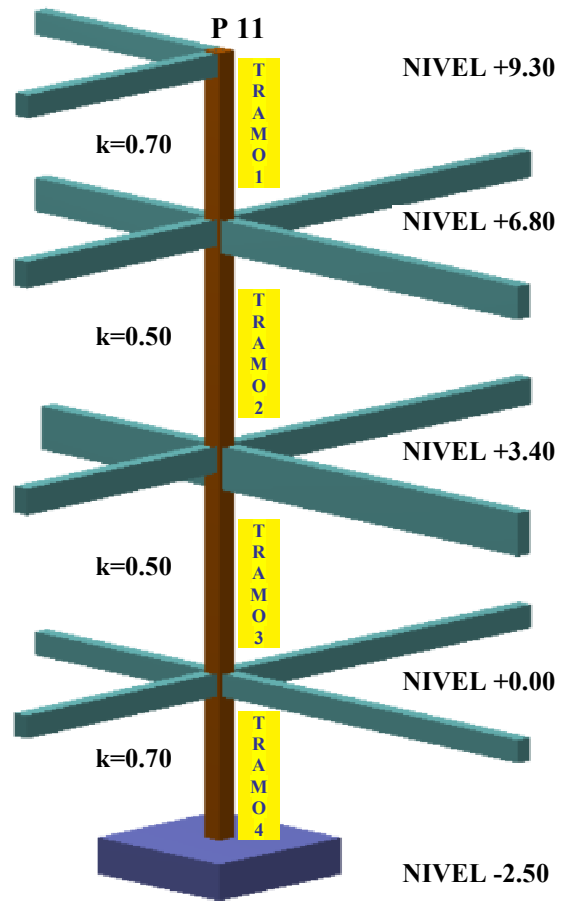
Momento de diseño en dirección "x":

Tramo 1: $M_{dx1} := 20.55 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{dx1} = 209551.68 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$

Tramo 2: $M_{dx2} := 59.89 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{dx2} = 610708.04 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$

Tramo 3: $M_{dx3} := 46.30 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{dx3} = 472128.61 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$

Tramo 4: $M_{dx4} := 16.94 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{dx4} = 172739.93 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$



Momento de diseño en dirección "y":

Tramo 1: $M_{dy1} := 25.71 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{dy1} = 262169.04 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$

Tramo 2: $M_{dy2} := 12.66 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{dy2} = 129096.07 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$

Tramo 3: $M_{dy3} := 14.55 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{dy3} = 148368.71 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$

Tramo 4: $M_{dy4} := 7.56 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{dy4} = 77090.55 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$

Resistencia de calculo:

Hormigón: $f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1.50} = 166.67 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Acero: $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 4347.83 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Coefficiente de pandeo:

El coeficiente de pandeo para columnas se obtiene de acuerdo a la sustentación de la pieza, los valores se obtienen de acuerdo a la Tabla N° 7 que se vuelve a mostrar a continuación:

<i>Sustentación de la pieza</i>	α
<i>Un extremo libre y otro empotrado</i>	2
<i>Articulado en ambos extremos. Biempotrada, con libre desplazamiento normal a la directriz</i>	1
<i>Articulación fija en un extremo y empotramiento en el otro</i>	0,7
<i>Empotramiento perfecto en ambos extremos</i>	0,5
<i>Soportes elásticamente empotrados</i>	0,7
<i>Otros casos</i>	0,9

Fuente: Norma Boliviana CBH 87, Hormigón Armado, 1997, Pág. 84

Tramo 1: $k_1 := 0.7$ Tramo 3: $k_3 := 0.5$

Tramo 2: $k_2 := 0.5$ Tramo 4: $k_4 := 0.7$

Longitud de pandeo:

Tramo 1: $l_{o1} := k_1 \cdot L_1 = 1.47 \text{ m}$ Tramo 3: $l_{o3} := k_3 \cdot L_3 = 1.40 \text{ m}$

Tramo 2: $l_{o2} := k_2 \cdot L_2 = 1.45 \text{ m}$ Tramo 4: $l_{o4} := k_4 \cdot L_4 = 1.54 \text{ m}$

Esbeltez geométrica

$$\text{Tramo 1: } \lambda_{g1} := \frac{l_{o1}}{b} = 4.90 \quad \text{Tramo 3: } \lambda_{g3} := \frac{l_{o3}}{b} = 4.67$$

$$\text{Tramo 2: } \lambda_{g2} := \frac{l_{o2}}{b} = 4.83 \quad \text{Tramo 4: } \lambda_{g4} := \frac{l_{o4}}{b} = 5.13$$

Esbeltez mecánica

$$\text{Inercia de la columna: } I_{xy} := \frac{b \cdot h^3}{12} = 67500.00 \text{ cm}^4$$

$$\text{Área de la columna: } A := b \cdot h = 900.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tramo 1: } \lambda_{m1} := \frac{l_{o1}}{\sqrt{\frac{I_{xy}}{A}}} = 16.97 \quad \text{Tramo 3: } \lambda_{m3} := \frac{l_{o3}}{\sqrt{\frac{I_{xy}}{A}}} = 16.17$$

$$\text{Tramo 2: } \lambda_{m2} := \frac{l_{o2}}{\sqrt{\frac{I_{xy}}{A}}} = 16.74 \quad \text{Tramo 4: } \lambda_{m4} := \frac{l_{o4}}{\sqrt{\frac{I_{xy}}{A}}} = 17.78$$

Analizando los valores obtenidos, se puede determinar que se trata de una columna corta, debido a que la esbeltez geométrica es menor a 10 y la esbeltez mecánica menor a 35, por lo cual se desprecia los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.

Excentricidad inicial de primer orden:

$$\text{Tramo 1: } e_{ox1} := \frac{M_{dx1}}{N_{d1}} = 15.64 \text{ cm} \quad e_{oy1} := \frac{M_{dy1}}{N_{d1}} = 19.57 \text{ cm}$$

$$\text{Tramo 2: } e_{ox2} := \frac{M_{dx2}}{N_{d2}} = 10.68 \text{ cm} \quad e_{oy2} := \frac{M_{dy2}}{N_{d2}} = 2.26 \text{ cm}$$

$$\text{Tramo 3: } e_{ox3} := \frac{M_{dx3}}{N_{d3}} = 4.14 \text{ cm} \quad e_{oy3} := \frac{M_{dy3}}{N_{d3}} = 1.30 \text{ cm}$$

$$\text{Tramo 4: } e_{ox4} := \frac{M_{dx4}}{N_{d4}} = 1.38 \text{ cm} \quad e_{oy4} := \frac{M_{dy4}}{N_{d4}} = 0.62 \text{ cm}$$

Excentricidad constructiva:

$$e_{cx} := \frac{b}{20} = 1.50 \text{ cm} \quad e_{cy} := \frac{h}{20} = 1.50 \text{ cm}$$

La excentricidad mínima de construcción es 2 cm establecido por la norma CBH 87.

$$e_{cx} := 2 \text{ cm} \quad e_{cy} := 2 \text{ cm}$$

Excentricidad total:

$$\text{Tramo 1: } e_{x1} := e_{ox1} + e_{cx} = 17.64 \text{ cm} \quad e_{y1} := e_{oy1} + e_{cy} = 21.57 \text{ cm}$$

$$\text{Tramo 2: } e_{x2} := e_{ox2} + e_{cx} = 12.68 \text{ cm} \quad e_{y2} := e_{oy2} + e_{cy} = 4.26 \text{ cm}$$

$$\text{Tramo 3: } e_{x3} := e_{ox3} + e_{cx} = 6.14 \text{ cm} \quad e_{y3} := e_{oy3} + e_{cy} = 3.30 \text{ cm}$$

$$\text{Tramo 4: } e_{x4} := e_{ox4} + e_{cx} = 3.38 \text{ cm} \quad e_{y4} := e_{oy4} + e_{cy} = 2.62 \text{ cm}$$

Esfuerzo reducido:

$$\text{Tramo 1: } v_1 := \frac{N_{d1}}{f_{cd} \cdot b \cdot h} = 0.09 \quad \text{Tramo } v_3 := \frac{N_{d3}}{f_{cd} \cdot b \cdot h} = 0.76$$

$$\text{Tramo } v_2 := \frac{N_{d2}}{f_{cd} \cdot b \cdot h} = 0.38 \quad \text{Tramo 4: } v_4 := \frac{N_{d4}}{f_{cd} \cdot b \cdot h} = 0.83$$

Momento reducido:

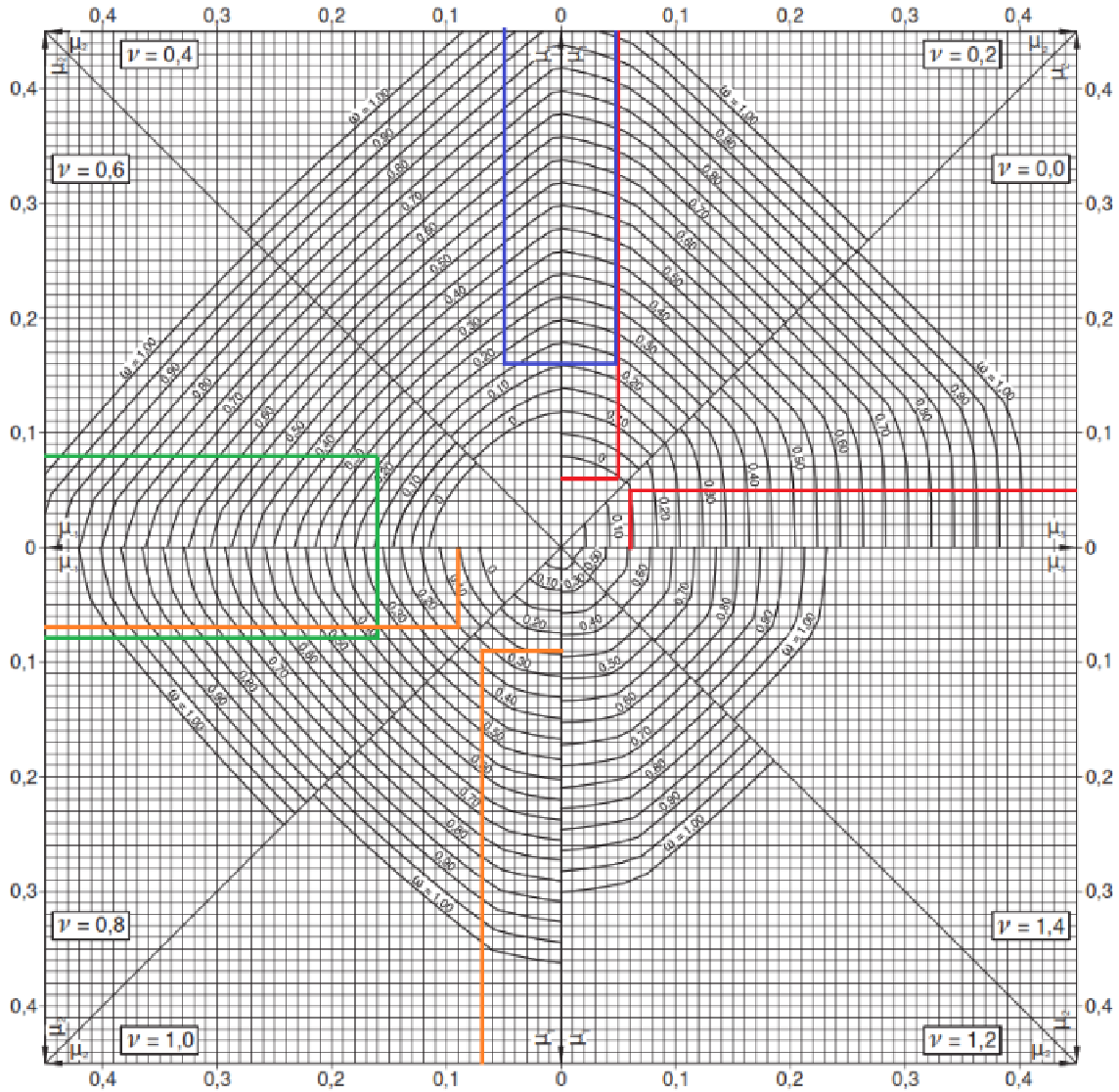
$$\text{Tramo 1: } \mu_{x1} := \frac{N_{d1} \cdot e_{x1}}{A \cdot h \cdot f_{cd}} = 0.05 \quad \mu_{y1} := \frac{N_{d1} \cdot e_{y1}}{A \cdot b \cdot f_{cd}} = 0.06$$

$$\text{Tramo 2: } \mu_{x2} := \frac{N_{d2} \cdot e_{x2}}{A \cdot h \cdot f_{cd}} = 0.16 \quad \mu_{y2} := \frac{N_{d2} \cdot e_{y2}}{A \cdot b \cdot f_{cd}} = 0.05$$

$$\text{Tramo 3: } \mu_{x3} := \frac{N_{d3} \cdot e_{x3}}{A \cdot h \cdot f_{cd}} = 0.16 \quad \mu_{y3} := \frac{N_{d3} \cdot e_{y3}}{A \cdot b \cdot f_{cd}} = 0.08$$

$$\text{Tramo 4: } \mu_{x4} := \frac{N_{d4} \cdot e_{x4}}{A \cdot h \cdot f_{cd}} = 0.09 \quad \mu_{y4} := \frac{N_{d4} \cdot e_{y4}}{A \cdot b \cdot f_{cd}} = 0.07$$

Ábaco en roseta para flexión esviada



Tramo 1:

$$v_i := 0.00 \quad \omega_i := 0.15$$

$$v_j := 0.20 \quad \omega_j := 0$$

$$v_l := 0.09 \quad \omega_l := 0.0825$$

Tramo 2:

$$v_i := 0.20 \quad \omega_i := 0.24$$

$$v_j := 0.40 \quad \omega_j := 0.17$$

$$v_2 := 0.38 \quad \omega_2 := 0.177$$

Tramo 3:

$$v_i := 0.60 \quad \omega_i := 0.27$$

$$v_j := 0.80 \quad \omega_j := 0.25$$

$$v_3 := 0.76 \quad \omega_3 := 0.254$$

Tramo 4:

$$v_i := 0.80 \quad \omega_i := 0.15$$

$$v_j := 1.00 \quad \omega_j := 0.33$$

$$v_4 := 0.83 \quad \omega_4 := 0.177$$

Determinación de armadura longitudinal

Tramo 1:

$$A_s := \omega_1 \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 2.85 \text{ cm}^2 \quad A_{smin} := \frac{5}{1000} \cdot b \cdot h = 4.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Requerimiento: } A_{sr} := \max(A_s, A_{smin}) = 4.50 \text{ cm}^2$$

Solución:

$$\phi_{12} := 1.13 \text{ cm}^2 \quad A_{sd} := 4 \cdot \phi_{12} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} := \begin{cases} \text{if } A_{sd} > A_{sr} & = \text{"Cumple"} \\ \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"No cumple"} \end{cases} \quad \begin{matrix} \\ \\ \\ \text{Se utilizará} \\ 4\phi 12\text{mm} \end{matrix}$$

Tramo 2:

$$A_s := \omega_2 \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 6.11 \text{ cm}^2 \quad A_{smin} := \frac{5}{1000} \cdot b \cdot h = 4.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Requerimiento: } A_{sr} := \max(A_s, A_{smin}) = 6.11 \text{ cm}^2$$

Solución:

$$\begin{aligned} \phi_{12} &:= 1.13 \text{ cm}^2 & A_{sd1} &:= 4 \cdot \phi_{12} = 4.52 \text{ cm}^2 \\ \phi_{12} &:= 1.13 \text{ cm}^2 & A_{sd2} &:= 2 \cdot \phi_{12} = 2.26 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{sd} := A_{sd1} + A_{sd2} = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} := \begin{cases} \text{if } A_{sd} > A_{sr} & = \text{"Cumple"} \\ \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"No cumple"} \end{cases} \quad \begin{matrix} \\ \\ \\ \text{Se utilizará} \\ 4\phi 12\text{mm} + 2\phi 12\text{mm} \end{matrix}$$

Tramo 3:

$$A_s := \omega_3 \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 8.76 \text{ cm}^2 \quad A_{smin} := \frac{5}{1000} \cdot b \cdot h = 4.50 \text{ cm}^2$$

Requerimiento: $A_{sr} := \max(A_s, A_{smin}) = 8.76 \text{ cm}^2$

Solución:

$$\begin{aligned} \phi_{16} &:= 2.01 \text{ cm}^2 & A_{sd1} &:= 4 \cdot \phi_{16} = 8.04 \text{ cm}^2 \\ \phi_{12} &:= 1.13 \text{ cm}^2 & A_{sd2} &:= 2 \cdot \phi_{12} = 2.26 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{sd} := A_{sd1} + A_{sd2} = 10.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{ss} := \begin{cases} \text{if } A_{sd} > A_{sr} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel & \text{"Cumple"} \\ \text{else} & \\ \parallel & \text{"No cumple"} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Se utilizará} \\ 4\phi 16\text{mm} + 2\phi 12\text{mm} \end{array}$$

Tramo 4:

$$A_s := \omega_4 \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 6.11 \text{ cm}^2 \quad A_{smin} := \frac{5}{1000} \cdot b \cdot h = 4.50 \text{ cm}^2$$

Requerimiento: $A_{sr} := \max(A_s, A_{smin}) = 6.11 \text{ cm}^2$

Solución:

$$\phi_{16} := 2.01 \text{ cm}^2 \quad A_{sd} := 4 \cdot \phi_{16} = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{ss} := \begin{cases} \text{if } A_{sd} > A_{sr} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel & \text{"Cumple"} \\ \text{else} & \\ \parallel & \text{"No cumple"} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Se utilizará} \\ 4\phi 16\text{mm} \end{array}$$

Determinación de armadura transversal

Tramo 1, 2, 3 y 4: $\phi_{16} := 16 \text{ mm} \quad \phi_{12} := 12 \text{ mm}$

$$\phi_{Estrizo} := \begin{cases} \text{if } \frac{1}{4} \cdot \phi_{16} > 6 \text{ mm} & = 6.00 \text{ mm} \\ \parallel & \frac{1}{4} \cdot \phi_{16} \\ \text{else} & \\ \parallel & 6 \text{ mm} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Separación} := \text{if } b < 15 \cdot \phi_{12} = 18.00 \text{ cm} \\ \parallel \\ \text{else} \\ \parallel 15 \cdot \phi_{12} \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{Se utilizará} \\ \phi 6\text{mm c/15cm} \end{array}$$

Resultados de CYPECAD

Figura N° 14 – Armadura longitudinal y transversal de la columna más solicitada

Referencia:		P11		Cuadro de pilares		Datos del pilar		
	Esquina	Cara X	Cara Y	Estribos	As/Ac(%)			
1	0.3 x 0.3 4	Ø12 +0	+0	Ø6 15	0.50			
2	0.3 x 0.3 4	Ø12 +0	+2 Ø12	Ø6 15	0.75			
3	0.3 x 0.3 4	Ø16 +0	+2 Ø12	Ø6 15	1.14			
4	0.3 x 0.3 4	Ø16 +0	+2 Ø12	Ø6 15	1.14			
Arranques:		4 Ø16 +0	+2 Ø12		1.14			

Fuente: CYPECAD 2018.m

Tabla N° 17 – Resumen general de armado de la columna más solicitada

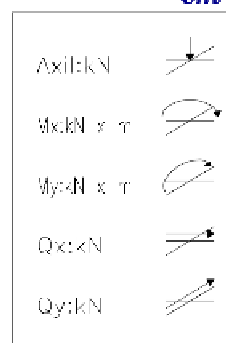
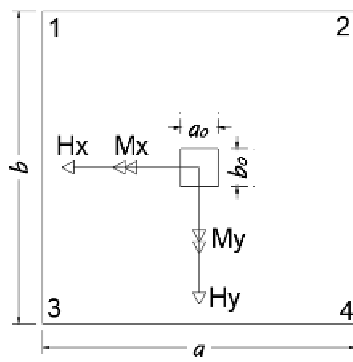
Columnas P11	Armadura adoptada	Armadura CYPECAD	Diferencia en (%)
Armadura longitudinal del tramo 1	4Ø12mm	4Ø12mm	0
Armadura longitudinal del tramo 2	4Ø12mm + 2Ø12mm	4Ø12mm + 2Ø12mm	0
Armadura longitudinal del tramo 3	4Ø16mm + 2Ø12mm	4Ø16mm + 2Ø12mm	0
Armadura longitudinal del tramo 4	4Ø16mm	4Ø16mm + 2Ø12mm	21.94
Armadura transversal del tramo 1, 2, 3 y 4	Ø6mm c/15cm	Ø6mm c/15cm	0

Fuente: Elaboración propia

3.14 Diseño de zapata de H°A°

Diseño de zapata aislada correspondiente a la columna P 11

Dimensión de la columna en el eje "x":	$a_o := 30.00 \text{ cm}$
Dimensión de la columna en el eje "y":	$b_o := 30.00 \text{ cm}$
Dimensión de la zapata en el eje "x":	$a := 250.00 \text{ cm}$
Dimensión de la zapata en el eje "y":	$b := 250.00 \text{ cm}$
Canto total de la zapata:	$h := 55.00 \text{ cm}$
Coefficiente de mayoración:	$\gamma_f := 1.60$
Normal de servicio:	$N_s := 771.28 \text{ kN}$ $N = 78648.67 \text{ kgf}$
Cortante de servicio en el eje "x":	$H_{x_s} := -7.35 \text{ kN}$ $H_x = -749.49 \text{ kgf}$
Cortante de servicio en el eje "y":	$H_{y_s} := -3.37 \text{ kN}$ $H_y = -343.64 \text{ kgf}$
Momento de servicio en el eje "x":	$M_{x_s} := -5.59 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_x = -57002.14 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$
Momento de servicio en el eje "y":	$M_{y_s} := -2.68 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_y = -27328.39 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$
Resistencia característica del hormigón:	$f_{ck} := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia característica del acero:	$f_{yk} := 5000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia admisible del suelo:	$\sigma_{adm} := 1.50 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$



Fuente: CYPECAD 2018.m

Resistencia de cálculo

$$\text{Hormigón: } f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1.50} = 166.67 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Acero: } f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 4347.83 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Clasificación de la zapata por la relación de sus dimensiones:

$$\text{Determinación del vuelo: } v := \frac{a - a_0}{2} = 110.00 \text{ cm}$$

$$\text{Canto total de la zapata asumido: } h = 55.00 \text{ cm} \quad 2 \cdot h = 110.00 \text{ cm}$$

$$\text{Verifico: } Zapata := \text{if } v \leq 2 \cdot h \quad = \text{"Rígida"} \\ \parallel \text{"Rígida"} \\ \text{else} \\ \parallel \text{"Flexible"}$$

PASO 1. Determinar el peso total "N" que soporta la zapata

$$\text{Incremento del 10\% de la carga "N" para considerar el peso propio de la zapata: } N_{total} := 1.10 \cdot N = 86513.54 \text{ kgf}$$

PASO 2. Determinar las dimensiones "a" y "b" de la base de la zapata

$$\text{Área necesaria de la zapata: } A_n := \frac{N_{total}}{\sigma_{adm}} = 57675.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Asumiendo una sección cuadrada: } b := \sqrt{A_n} = 240.16 \text{ cm}$$

$$\text{Asumiendo una sección cuadrada constructiva: } b := 250.00 \text{ cm} \quad a := b$$

Esfuerzo de tensión uniforme en el suelo menor al esfuerzo admisible:

$$\sigma_t := \frac{N}{a \cdot b} = 1.26 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < \sigma_{adm} = 1.50 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

PASO 3. Determinar el canto útil "d" y el canto total "h" de la zapata

$$\text{Resistencia convencional del hormigón a cortante: } f_{vd} := 0.50 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 6.45 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Coeficiente adimensional: } k := \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_{adm}} = 10.76$$

Canto útil para no tener la necesidad de verificar a cortante y punzonamiento:

$$d_2 := \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} = 42.20 \text{ cm}$$

$$d_3 := \frac{2(a - a_0)}{4 + k} = 29.81 \text{ cm}$$

Asumo el mayor canto útil:

$$d := \max(d_2, d_3) = 42.20 \text{ cm} \quad d := 45.00 \text{ cm}$$

Canto útil:

$$r := 5 \text{ cm} \quad \phi := 16 \text{ mm} \quad h := d + r + \phi + \frac{\phi}{2} = 52.40 \text{ cm}$$

Canto útil asumido:

$$h := 55.00 \text{ cm}$$

PASO 4. Se determina la carga real “N” que actuará en la zapata

Peso específico del hormigón:

$$\gamma_{H^o} := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Peso propio de la zapata:

$$PP_{zapata} := \gamma_{H^o} \cdot a \cdot b \cdot h = 8250.00 \text{ kgf}$$

Carga real:

$$N_{real} := N + PP_{zapata} = 86898.67 \text{ kgf}$$

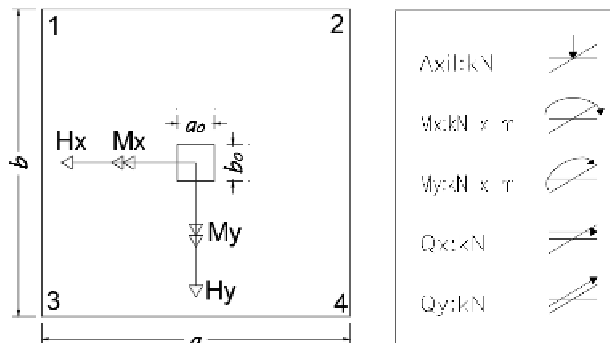
PASO 5. Cálculo de los momentos corregidos

Como existe fuerzas cortantes en la base de la zapata, es necesario calcular los momentos corregidos debido a estas fuerzas, dichos momentos se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$M_{yx} := M_x + h \cdot H_y = -75902.58 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$M_{xy} := M_y + h \cdot H_x = -68550.42 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Nota: El signo solo me indica el sentido del momento.



Fuente: CYPECAD 2018.m

PASO 6. Cálculo de los esfuerzos en la zapata

$$\sigma_1 := \frac{N_{real}}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot |M_{xc}|}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot |M_{yc}|}{b \cdot a^2} = 1.45 \frac{kgf}{cm^2}$$

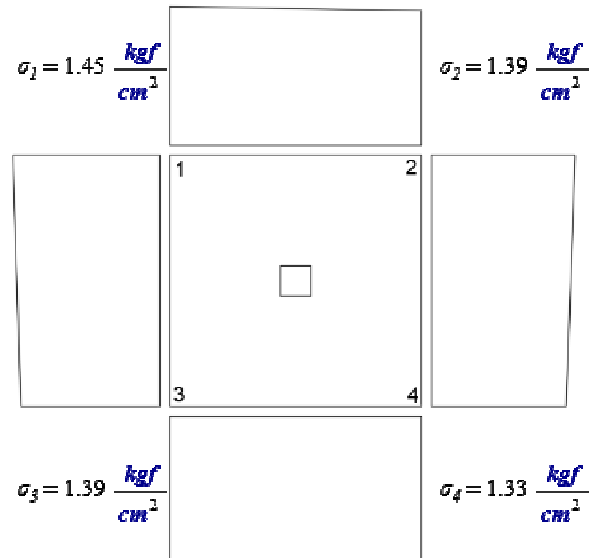
$$\sigma_2 := \frac{N_{real}}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot |M_{xc}|}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot |M_{yc}|}{b \cdot a^2} = 1.39 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\sigma_3 := \frac{N_{real}}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot |M_{xc}|}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot |M_{yc}|}{b \cdot a^2} = 1.39 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\sigma_4 := \frac{N_{real}}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot |M_{xc}|}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot |M_{yc}|}{b \cdot a^2} = 1.33 \frac{kgf}{cm^2}$$

Todos los esfuerzos son menores al admisible, por lo tanto, la sección de la zapata cumple.

$$\sigma_{adm} = 1.50 \frac{kgf}{cm^2}$$

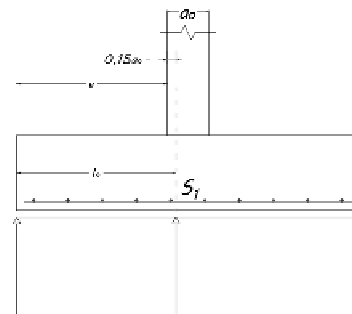


Fuente: Elaboración propia

PASO 7. Cálculo del momento de diseño

Para el momento de diseño, se define la sección de referencia S_I , situada a una distancia " $0.15 a_o$ ", hacia el interior de la zapata, siendo " a_o " la dimensión de la columna.

Es posible emplear el método general de cálculo para zapatas rígidas o flexibles.



Fuente: Elaboración propia

$$\gamma_f = 1.60 \quad N_{real} = 86898.67 \text{ kgf} \quad a = 250.00 \text{ cm} \quad a_o = 30.00 \text{ cm}$$

$$\text{Momento de dise\~{n}o: } M_d := \frac{\gamma_f \cdot N_{real}}{2 \cdot a} \cdot \left(\frac{a - a_o}{2} + 0.15 \cdot a_o \right)^2 = 3645642.61 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

PASO 8. Cálculo del área de acero

$$\text{Recordando: } d := 47.60 \text{ cm} \\ b = 250.00 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 166.67 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Momento reducido: } \mu_d := \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.04$$

$$\text{Cuantía mecánica: } \omega = \mu_d \cdot (1 + \mu_d) = 0.04$$

$$\text{Área de acero requerido: } A_{sr} := \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 18.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de acero mínimo: } A_{smin} := \frac{1.5}{1000} \cdot b \cdot d = 17.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Elijo la mayor armadura: } A_s := \max(A_{sr}, A_{smin}) = 18.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diámetro de barra longitudinal asumido: } \phi := 16 \text{ mm}$$

$$\text{Área de diámetro de barra: } A_\phi := 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Número de barras: } n := \frac{A_s}{A_\phi} = 9.10 \quad \text{asumo } n := 10$$

$$\text{Espaciamiento entre barras: } s := \frac{b - 2r}{n - 1} = 26.67 \text{ cm}$$

**Se utilizará: 10φ16mm c/25cm
en ambas direcciones**

PASO 9. Verificación al vuelco

Recordando: $a = 250.00 \text{ cm}$ $N_{real} = 86898.67 \text{ kgf}$
 $M_{xc} = -75902.58 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$ $M_{yc} = -68550.42 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$

Verificación:

$$\gamma_x := \frac{N_{real} \cdot a}{2 \cdot |M_{xc}|} = 143.11 > 1.50 \quad \gamma_y := \frac{N_{real} \cdot a}{2 \cdot |M_{yc}|} = 158.46 > 1.50$$

PASO 10. Verificación al deslizamiento

Recordando: $a = 250.00 \text{ cm}$ $b = 250.00 \text{ cm}$
 $H_x = -749.49 \text{ kgf}$ $H_y = -343.64 \text{ kgf}$

Para suelos cohesivos (Arcillas):

$$A := a \cdot b = 62500.00 \text{ cm}^2 \quad c := 0.73 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad C_d := 0.5 \cdot c = 0.37 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Verificación: $\frac{A \cdot C_d}{|H_x|} = 30.44 > 1.50$ $\frac{A \cdot C_d}{|H_y|} = 66.38 > 1.50$

PASO 11. Verificación a la adherencia entre el acero y el hormigón

El cortante de cálculo de la sección de referencia S_I : $V_d := \frac{\gamma_f \cdot N}{a} \cdot \left(\frac{a - a_o}{2} + 0.15 \cdot a_o \right) = 57633.75 \text{ kgf}$

Verificación:

$$d = 47.60 \text{ cm} \quad n = 10.00 \quad \phi = 16.00 \text{ mm} \quad f_{cd} = 166.67 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

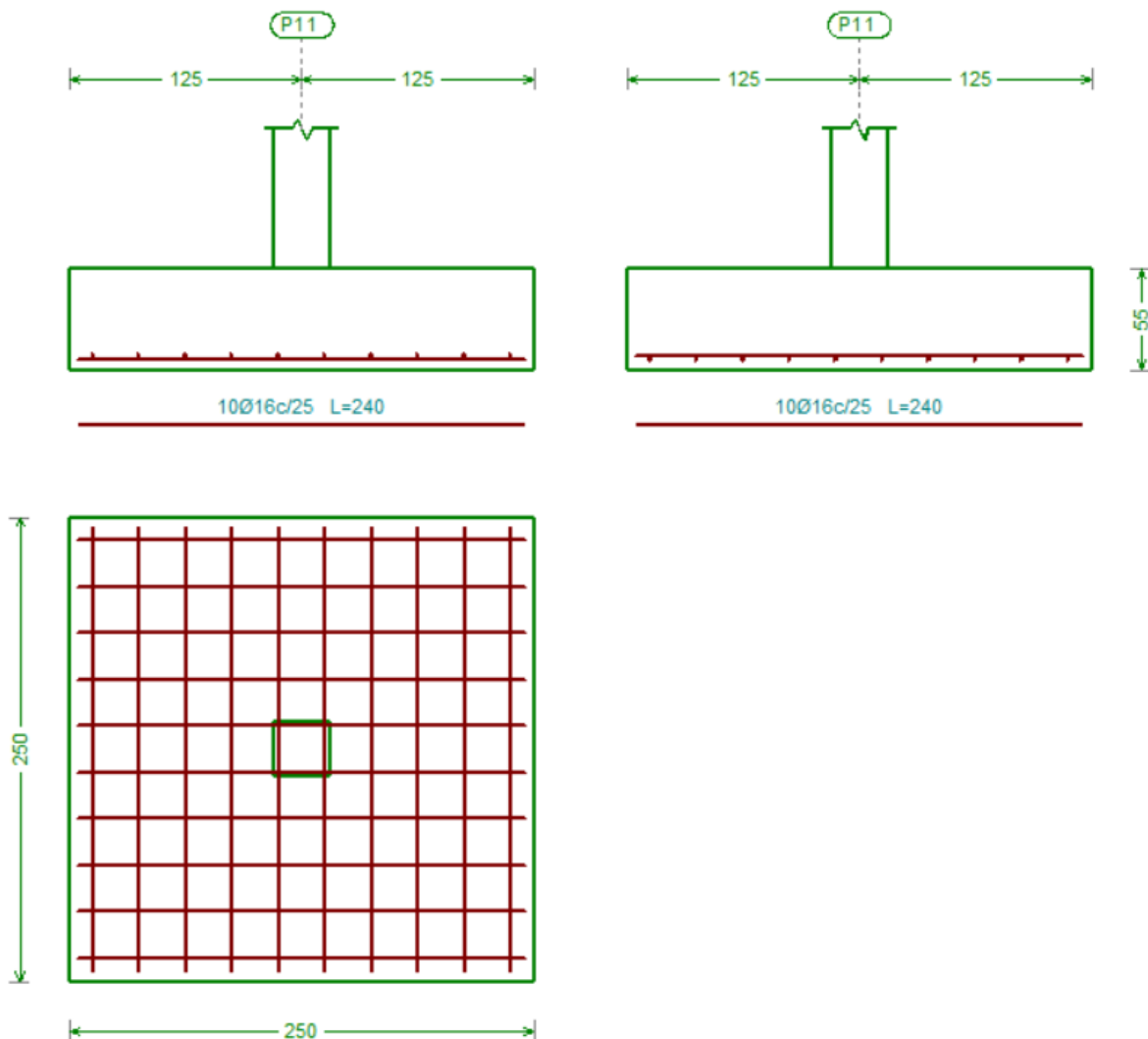
$$\tau_b := \frac{V_d}{0.9 \cdot d \cdot n \cdot \pi \cdot \phi} = 26.76 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{bd} := 0.95 \cdot \sqrt[3]{(f_{cd})^2} \quad f_{bd} := 28.77 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_b = 26.76 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f_{bd} = 28.77 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resultados de CYPECAD

Figura N° 15 – Armadura longitudinal en ambas direcciones de la zapata más solicitada



Fuente: CYPECAD 2018.m

Tabla N° 18 – Resumen general de armado de la zapata más solicitada

Zapata de P11	Armadura adoptada	Armadura CYPECAD	Diferencia en (%)
Dimensiones	250x250x55	250x250x55	0
Armadura longitudinal en dirección X	10Ø16mm c/25cm	10Ø16mm c/25cm	0
Armadura longitudinal en dirección Y	10Ø16mm c/25cm	10Ø16mm c/25cm	0

Fuente: Elaboración propia

3.15 Diseño de escalera de H°A°

Geometría:

Ámbito:	$a := 1.50 \text{ m}$
Espesor:	$t := 0.15 \text{ m}$
Huella:	$P := 0.30 \text{ m}$
Contrahuella:	$CP := 0.17 \text{ m}$
Desnivel que salva:	$H := 3.40 \text{ m}$
Nº de escalones:	$N := 20$

Materiales:

Resistencia característica del hormigón:

$$f_{ck} := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia característica del acero:

$$f_{yk} := 5000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia de cálculo del hormigón:

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1.50} = 166.67 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia de cálculo del acero:

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 4347.83 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Peso específico del hormigón:

$$\gamma_{H^{\circ}} := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Determinación de cargas en la rampa:

Análisis de carga permanente:

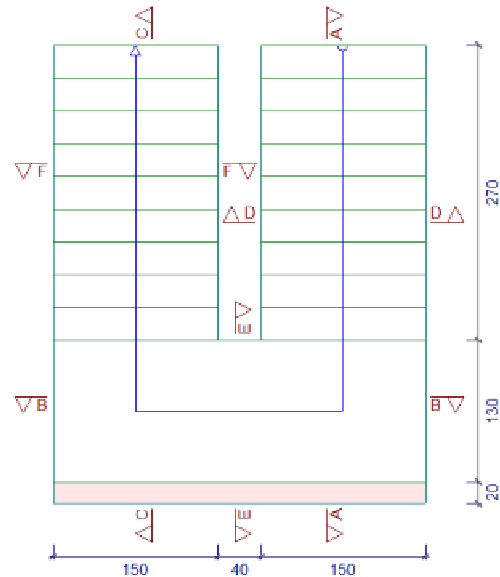
Longitud horizontal de la rampa:

$$L_{xr} := 2.7 \text{ m} \quad L_{yr} := 1.53 \text{ m}$$

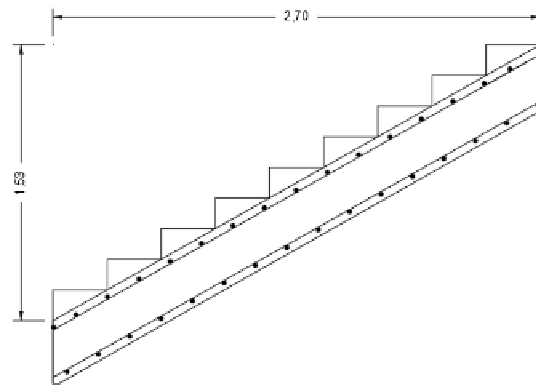
$$L_r := \sqrt{L_{xr}^2 + L_{yr}^2} = 3.10 \text{ m}$$

Número de peldaños:

$$N := 9$$



Fuente: CYPECAD 2018.m



Fuente: Elaboración propia

Volúmen de peldaños: $V_p := \frac{P \cdot CP}{2} \cdot a = 0.038 \text{ m}^3$

Peso propio de peldaños: $PP_p := \gamma_{H^o} \cdot V_p \cdot N = 826.20 \text{ kgf}$

Carga de peldaños: $q_p := \frac{PP_p}{L_{xr}} = 306.00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Volúmen de la losa: $V_L := L_{xr} \cdot t \cdot a = 0.61 \text{ m}^3$

Peso propio de la losa: $PP_L := \gamma_{H^o} \cdot V_L = 1458.00 \text{ kgf}$

Carga de la losa: $q_L := \frac{PP_L}{L_{xr}} = 540.00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Carga del acabado: $q_a := 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot a = 150.00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Carga de la baranda: $q_b := 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Carga permanente total en la rampa: $CP := q_p + q_L + q_a + q_b = 1096.00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Análisis de carga viva:

Sobrecarga de diseño: $SC := 500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Carga viva: $CV := SC \cdot a = 750.00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Análisis de carga final:

Carga actuante en la rampa: $Q_1 := 1.6 \cdot CP + 1.6 \cdot CV = 2953.60 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Determinación de cargas en el descanso:

Análisis de carga permanente:

Volúmen de la losa: $a = 1.50 \text{ m} \quad t = 0.15 \text{ m} \quad \text{Ancho} = 1.30 \text{ m}$

$$V_L := \text{Ancho} \cdot a \cdot t = 0.29 \text{ m}^3$$

Peso propio de la losa: $PP_L := \gamma_{H^o} \cdot V_L = 702.00 \text{ kgf}$

Carga de la losa: $q_L := \frac{PP_L}{\text{Ancho}} = 540.00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Carga del acabado: $q_a := 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot a = 150.00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Carga permanente total en la rampa: $CP := q_L + q_a = 690.00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Análisis de carga viva:

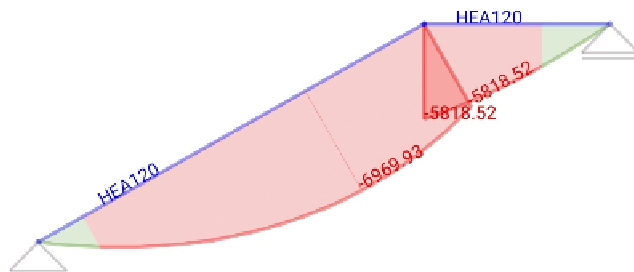
Sobrecarga de diseño: $SC := 500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Carga viva: $CV := SC \cdot a = 750.00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Análisis de carga final:

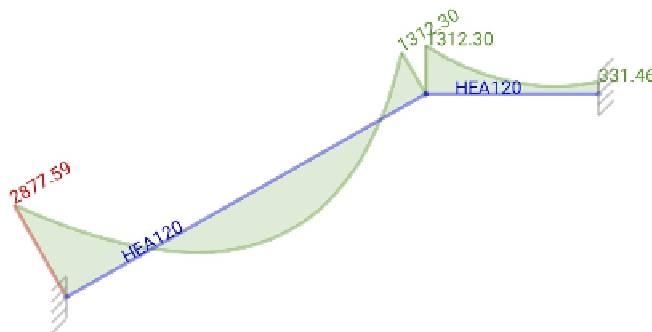
Carga actuante en el descanso: $Q_2 := 1.6 \cdot CP + 1.6 \cdot CV = 2304.00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Diagrama de momentos:



Fuente: Elaboración propia

Hipótesis I
Momentos en [kgf.m]
para armadura positiva



Fuente: Elaboración propia

Hipótesis II
Momentos en [kgf.m]
para armadura negativa

Determinación de la armadura longitudinal positiva:

$$M_d := 6969.93 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad b_w := 150 \text{ cm} \quad f_{cd} = 166.67 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad d := 11.40 \text{ cm}$$

Momento reducido:
$$\mu_d := \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.21$$

Cuantía mecánica:
$$\omega := \mu_d \cdot (1 + \mu_d) = 0.26$$

Determinación de la armadura necesaria:

$$A_{sn} := \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 17.08 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima:

$$A_{smin} := 0.0015 \cdot b_w \cdot t = 3.38 \text{ cm}^2$$

Elijo la mayor armadura

$$A_s := \max(A_{sn}, A_{smin}) = 17.08 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras y separación:

$$A_{s\phi 12} := 1.13 \text{ cm}^2 \quad N_{barras}^{\circ} := \frac{A_s}{A_{s\phi 12}} = 15.11$$

Asumo:
$$N_{barras}^{\circ} := 16$$

Recubrimiento:
$$r := 3 \text{ cm}$$

Separación:
$$s := \frac{b_w - (2 \cdot r)}{N_{barras}^{\circ} - 1} = 10 \text{ cm}$$

Asumo:
$$s := 10 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se utilizará 16 ϕ 12mm c/10cm

Determinación de la armadura longitudinal negativa:

$$M_d := 2877.59 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad b_w := 150 \text{ cm} \quad f_{cd} = 166.67 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad d := 11.40 \text{ cm}$$

Momento reducido:
$$\mu_d := \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.09$$

Cuantía mecánica:
$$\omega := \mu_d \cdot (1 + \mu_d) = 0.10$$

Determinación de la armadura necesaria:

$$A_{sn} := \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 6.32 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima:

$$A_{smin} := 0.0015 \cdot b_w \cdot t = 3.38 \text{ cm}^2$$

Elijo la mayor armadura

$$A_s := \max(A_{sn}, A_{smin}) = 6.32 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras y separación:

$$A_{s\phi 10} := 0.785 \text{ cm}^2 \quad N_{barras} := \frac{A_s}{A_{s\phi 10}} = 8$$

Asumo:
$$N_{barras} := 8$$

Recubrimiento:
$$r := 3 \text{ cm}$$

Separación:
$$s := \frac{b_w - (2 \cdot r)}{N_{barras} - 1} = 20.57 \text{ cm}$$

Asumo:
$$s := 20 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se utilizará 8φ10mm c/20cm

Determinación de la armadura de reparto:

Esta cuantía no será inferior al 20% de la armadura principal, por lo que se tiene lo siguiente:

$$M_d := 6969.93 \text{ kgf}\cdot\text{m} \quad b_w := 100 \text{ cm} \quad f_{cd} = 166.67 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad d := 11.40 \text{ cm}$$

$$\text{Momento reducido:} \quad \mu_d := \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.32$$

$$\text{Cuantía mecánica:} \quad \omega := \mu_d \cdot (1 + \mu_d) = 0.43$$

Determinación de la armadura necesaria al 20%:

$$A_{sN} := 0.20 \cdot \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 3.72 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima al 20%:

$$A_{smin} := 0.20 \cdot 0.0015 \cdot b_w \cdot t = 0.45 \text{ cm}^2$$

Elijo la mayor armadura

$$A_s := \max(A_{sN}, A_{smin}) = 3.72 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras y separación:

$$A_{s\phi 10} := 0.785 \text{ cm}^2 \quad N^{\circ}_{barras} := \frac{A_s}{A_{s\phi 10}} = 4.74$$

$$\text{Asumo:} \quad N^{\circ}_{barras} := 5$$

$$\text{Recubrimiento:} \quad r := 3 \text{ cm}$$

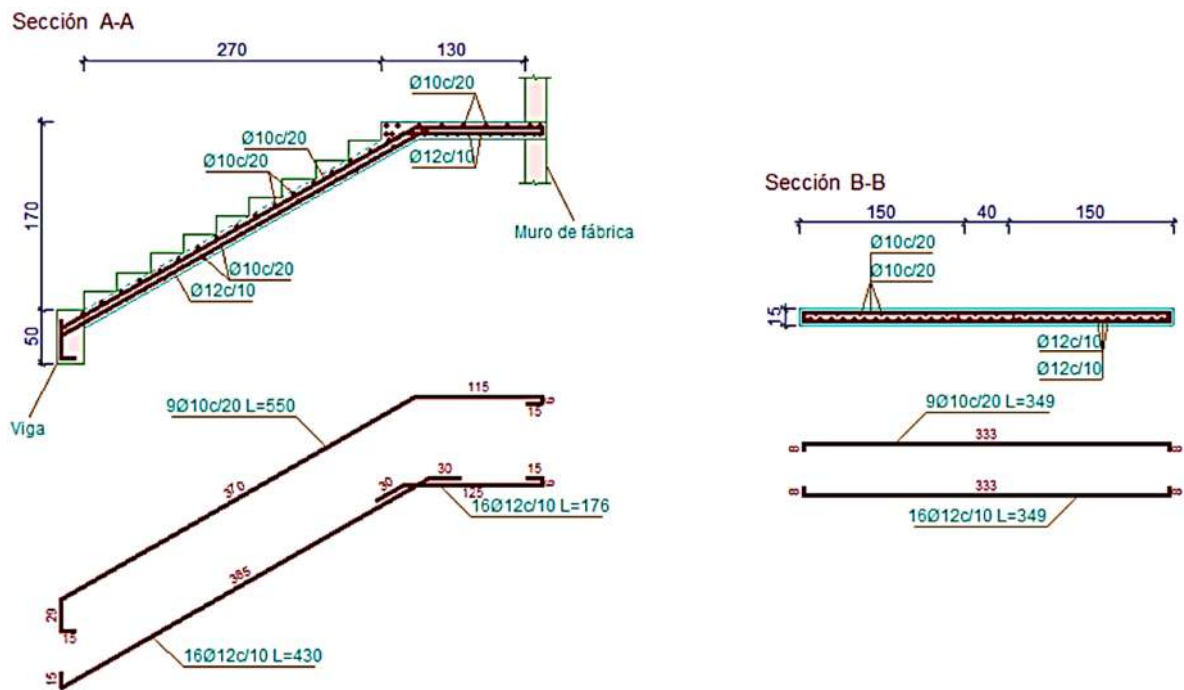
$$\text{Separación:} \quad s := \frac{b_w - (2 \cdot r)}{N^{\circ}_{barras} - 1} = 23.50 \text{ cm}$$

$$\text{Asumo:} \quad s := 20 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se utilizará $\phi 10\text{mm c}/20\text{cm}$

Resultados de CYPECAD

Figura N° 16 – Armadura longitudinal positiva, negativa y de reparto de la escalera



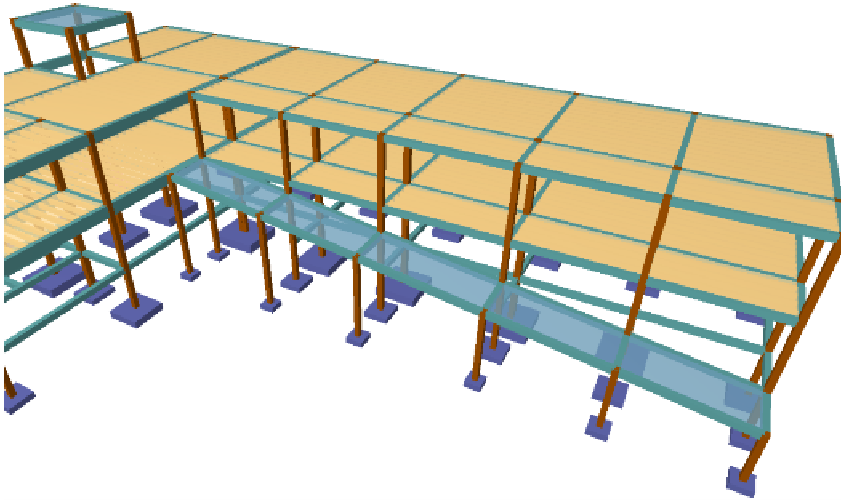
Fuente: CYPECAD 2018.m

Tabla N° 19 – Resumen general de armado de la escalera

Escalera	Armadura adoptada	Armadura CYPECAD	Diferencia en (%)
Armadura longitudinal positiva	16Φ12mm c/10cm	16Φ12mm c/10cm	0
Armadura longitudinal negativa	8Φ10mm c/20cm	9Φ10mm c/20cm	11.11
Armadura longitudinal de reparto	Φ10mm c/20cm	Φ10mm c/20cm	0

Fuente: Elaboración propia

3.16 Diseño de rampa de H°A°



Fuente: CYPECAD 2018.m

Datos generales:

Longitud horizontal de la rampa:	$L := 26.95 \text{ m}$
Ancho de la rampa:	$A := 2.0 \text{ m}$
Ángulo de inclinación:	$\alpha := 7.19^\circ$

Materiales:

Resistencia característica del hormigón:	$f_{ck} := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia característica del acero:	$f_{yk} := 5000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia de cálculo del hormigón:	$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1.50} = 166.67 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia de cálculo del acero:	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 4347.83 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Peso específico del hormigón:	$\gamma_{H^\circ} := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Diseño geométrico:

Las dimensiones del tramo analizado es 5.90m x 2.00m.

Espesor de la losa: $e := \frac{590 \text{ cm}}{40} = 14.75 \text{ cm}$ asumo: $e := 15 \text{ cm}$

Determinación de cargas en la rampa:

Análisis de carga permanente:

Peso propio de la losa: $PP_{Losa} := \gamma_{H^2} \cdot e = 360.00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Carga permanente para el tramo inclinado: $CP := \frac{PP_{Losa}}{\cos(\alpha)} = 362.85 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Análisis de carga viva:

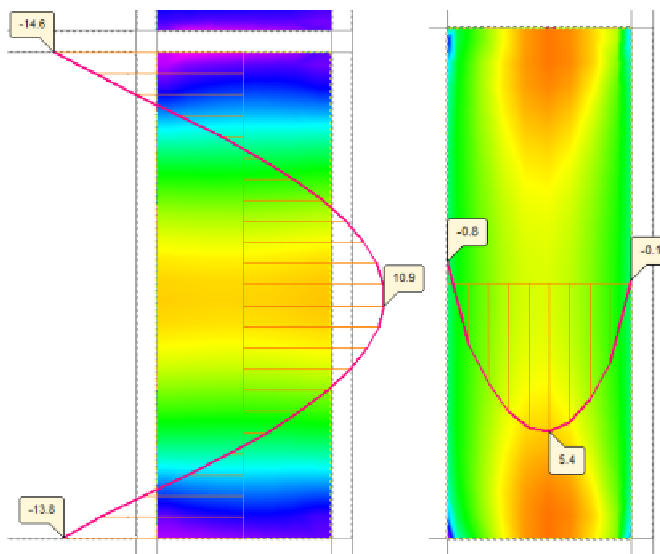
Sobrecarga de diseño: $SC = 500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Carga viva para el tramo inclinado: $CV := \frac{SC}{\cos(\alpha)} = 503.96 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Análisis de carga final:

Carga actuante en la rampa: $Q := 1.6 \cdot CP + 1.6 \cdot CV = 1386.91 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Momentos de diseño:



Fuente: CYPECAD 2018.m

Momentos positivos:

$$M_{Pos.Long} := 10.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Pos.Trans} := 5.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentos negativos:

$$M_{Neg.Long} := 14.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Neg.Trans} := 0.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Refuerzo de armadura longitudinal inferior:

$$M_d := M_{Pos.Long} = 1111.49 \text{ kgf}\cdot\text{m} \quad b_w := 100 \text{ cm} \quad d := 12.50 \text{ cm}$$

$$\text{Momento reducido: } \mu_d := \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.04$$

$$\text{Cuantía mecánica: } \omega := \mu_d \cdot (1 + \mu_d) = 0.04$$

$$\text{Determinación de la armadura necesaria: } A_{sn} := \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 2.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Determinación de la armadura mínima: } A_{smin} := 0.0015 \cdot b_w \cdot e = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Elijo la mayor armadura } A_s := \max(A_{sn}, A_{smin}) = 2.25 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras y separación:

$$A_{s\phi 8} := 0.503 \text{ cm}^2 \quad N^{\circ}_{barras} := \frac{A_s}{A_{s\phi 8}} = 4.47$$

$$\text{Asumo: } N^{\circ}_{barras} := 5$$

$$\text{Recubrimiento: } r := 2.5 \text{ cm}$$

$$\text{Separación: } s := \frac{b_w - (2 \cdot r)}{N^{\circ}_{barras}} = 19.00 \text{ cm}$$

$$\text{Asumo: } s := 15 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se utilizará $\phi 8\text{mm c}/15\text{cm}$

Refuerzo de armadura longitudinal superior:

$$M_d := M_{Neg-Long} = 1488.79 \text{ kgf}\cdot\text{m} \quad b_w := 100 \text{ cm} \quad d := 12.50 \text{ cm}$$

$$\text{Momento reducido: } \mu_d := \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.06$$

$$\text{Cuantía mecánica: } \omega := \mu_d \cdot (1 + \mu_d) = 0.06$$

$$\text{Determinación de la armadura necesaria: } A_{sn} := \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 2.90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Determinación de la armadura mínima: } A_{smin} := 0.0015 \cdot b_w \cdot e = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Elijo la mayor armadura } A_s := \max(A_{sn}, A_{smin}) = 2.90 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras y separación:

$$A_{s\phi 8} := 0.503 \text{ cm}^2 \quad N^{\circ}_{barras} := \frac{A_s}{A_{s\phi 8}} = 5.76$$

$$\text{Asumo: } N^{\circ}_{barras} := 6$$

$$\text{Recubrimiento: } r := 2.5 \text{ cm}$$

$$\text{Separación: } s := \frac{b_w - (2 \cdot r)}{N^{\circ}_{barras}} = 15.83 \text{ cm}$$

$$\text{Asumo: } s := 15 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se utilizará $\phi 8\text{mm c}/15\text{cm}$

Refuerzo de armadura transversal inferior:

$$M_d := M_{Pos.Trans} = 550.65 \text{ kgf}\cdot\text{m} \quad b_w := 100 \text{ cm} \quad d := 12.50 \text{ cm}$$

Momento reducido:
$$\mu_d := \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.02$$

Cuantía mecánica:
$$\omega := \mu_d \cdot (1 + \mu_d) = 0.02$$

Determinación de la armadura necesaria:
$$A_{sn} := \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 1.03 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima:
$$A_{smin} := 0.0015 \cdot b_w \cdot e = 2.25 \text{ cm}^2$$

Elijo la mayor armadura
$$A_s := \max(A_{sn}, A_{smin}) = 2.25 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras y separación:

$$A_{s\phi 8} := 0.503 \text{ cm}^2 \quad N_{barras} := \frac{A_s}{A_{s\phi 8}} = 4.47$$

Asumo:
$$N_{barras} := 5$$

Recubrimiento:
$$r := 2.5 \text{ cm}$$

Separación:
$$s := \frac{b_w - (2 \cdot r)}{N_{barras}} = 19.00 \text{ cm}$$

Asumo:
$$s := 15 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se utilizará $\phi 8\text{mm}$ c/15cm

Refuerzo de armadura transversal superior:

$$M_d := M_{Neg. Trans} = 81.58 \text{ kgf}\cdot\text{m} \quad b_w := 100 \text{ cm} \quad d = 12.50 \text{ cm}$$

$$\text{Momento reducido: } \mu_d := \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.00$$

$$\text{Cuantía mecánica: } \omega := \mu_d \cdot (1 + \mu_d) = 0.00$$

$$\text{Determinación de la armadura necesaria: } A_{sn} := \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Determinación de la armadura mínima: } A_{smin} := 0.0015 \cdot b_w \cdot e = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Elijo la mayor armadura } A_s := \max(A_{sn}, A_{smin}) = 2.25 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras y separación:

$$A_{s\phi 8} := 0.503 \text{ cm}^2 \quad N^{\circ} \text{ barras} := \frac{A_s}{A_{s\phi 8}} = 4.47$$

$$\text{Asumo: } N^{\circ} \text{ barras} := 5$$

$$\text{Recubrimiento: } r := 2.5 \text{ cm}$$

$$\text{Separación: } s := \frac{b_w - (2 \cdot r)}{N^{\circ} \text{ barras}} = 19.00 \text{ cm}$$

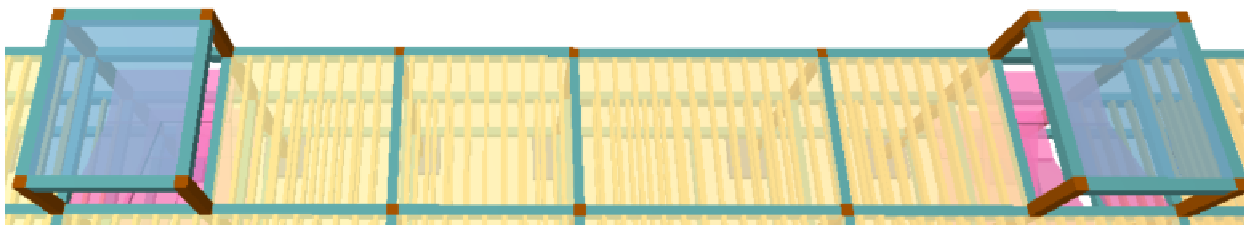
$$\text{Asumo: } s := 15 \text{ cm} \quad \text{Por lo tanto, se utilizará } \phi 8\text{mm c}/15\text{cm}$$

Tabla N° 20 – Resumen general de armado de la rampa

Rampa	Armadura adoptada	Armadura CYPECAD	Diferencia en (%)
Refuerzo longitudinal inferior	Φ8mm c/15cm	Φ8mm c/15cm	0
Refuerzo longitudinal superior	Φ8mm c/15cm	Φ8mm c/15cm	0
Refuerzo transversal inferior	Φ8mm c/15cm	Φ8mm c/15cm	0
Refuerzo transversal superior	Φ8mm c/15cm	Φ8mm c/15cm	0

Fuente: Elaboración propia

3.17 Diseño de losa maciza



Fuente: CYPECAD 2018.m

Datos generales:

Dimensiones de la losa maciza: $x := 3.40 \text{ m}$ $y := 3.95 \text{ m}$

Materiales:

Resistencia característica del hormigón: $f_{ck} := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Resistencia característica del acero: $f_{yk} := 5000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1.50} = 166.67 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Resistencia de cálculo del acero: $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 4347.83 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Peso específico del hormigón: $\gamma_{H^s} := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Espesor de la losa:

Lado menor: $L_x := 3.40 \text{ m}$

Espesor de la losa: $e := \frac{L_x}{40} = 8.50 \text{ cm}$ asumo: $e := 10.00 \text{ cm}$

Determinación de cargas en la losa:

Análisis de carga permanente:

Cielo raso: $CP := 24.00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

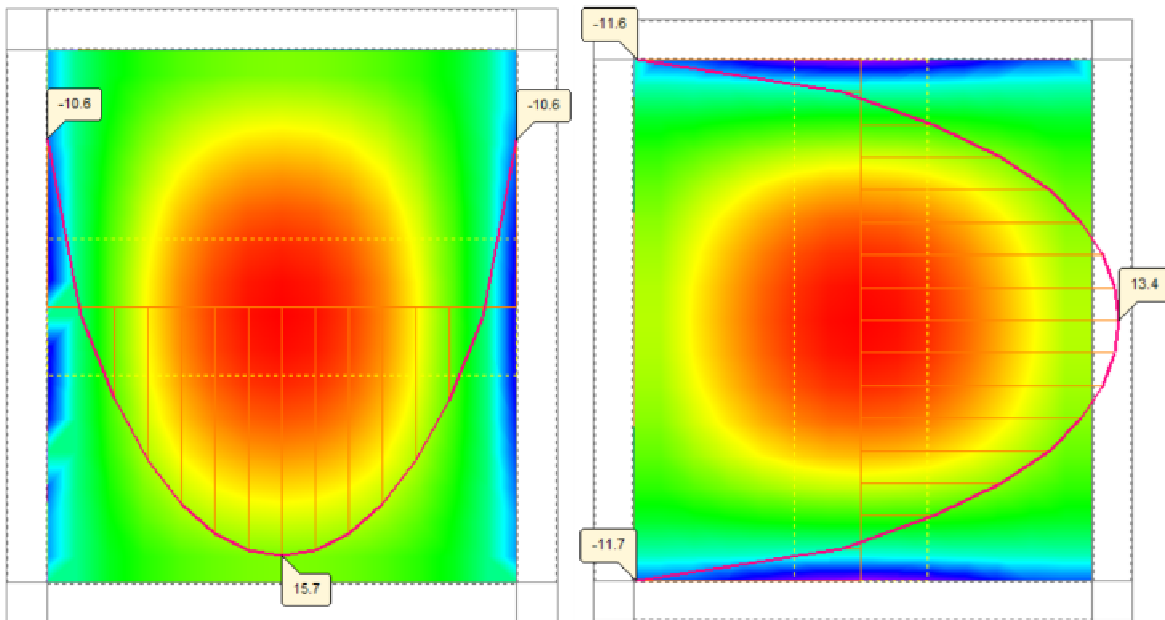
Análisis de carga viva:

Carga del tanque de 2500L: $CV := 1624.03 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Análisis de carga final:

Carga actuante en la rampa: $Q := 1.6 \cdot CP + 1.6 \cdot CV = 2636.85 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Momentos de diseño:



Fuente: CYPECAD 2018.m

Momentos positivos:

$$M_{Pos.Long} := 15.70 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Pos.Trans} := 13.40 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Pos.Long} = 1600.95 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

$$M_{Pos.Trans} = 1366.42 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

Momentos negativos:

$$M_{Neg.Long} := 10.60 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Neg.Trans} := 11.70 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Neg.Long} = 1080.90 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

$$M_{Neg.Trans} = 1193.07 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

Refuerzo de armadura longitudinal inferior:

$$M_d := M_{Pos.Long} = 1600.95 \text{ kgf}\cdot\text{m} \quad b_w := 100 \text{ cm} \quad d := 7.50 \text{ cm}$$

Momento reducido: $\mu_d := \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.17$

Cuantía mecánica: $\omega := \mu_d \cdot (1 + \mu_d) = 0.20$

Determinación de la armadura necesaria: $A_{sN} := \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 5.75 \text{ cm}^2$

Determinación de la armadura mínima: $A_{smin} := 0.0015 \cdot b_w \cdot e = 1.50 \text{ cm}^2$

Elijo la mayor armadura $A_s := \max(A_{sN}, A_{smin}) = 5.75 \text{ cm}^2$

Determinación del número de barras y separación:

$$A_{s\phi 10} := 0.785 \text{ cm}^2 \quad N^{\circ}_{barras} := \frac{A_s}{A_{s\phi 10}} = 7$$

Asumo: $N^{\circ}_{barras} := 7$

Recubrimiento: $r := 2.5 \text{ cm}$

Separación: $s := \frac{b_w - (2 \cdot r)}{N^{\circ}_{barras}} = 13.57 \text{ cm}$

Asumo: $s := 12.50 \text{ cm}$

Por lo tanto, se utilizará $\phi 10\text{mm c}/12.50\text{cm}$

Refuerzo de armadura longitudinal superior:

$$M_d := M_{Neg.Long} = 1080.90 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad b_w := 100 \text{ cm} \quad d = 7.50 \text{ cm}$$

Momento reducido: $\mu_d := \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.12$

Cuantía mecánica: $\omega := \mu_d \cdot (1 + \mu_d) = 0.13$

Determinación de la armadura necesaria: $A_{sN} := \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 3.70 \text{ cm}^2$

Determinación de la armadura mínima: $A_{smin} := 0.0015 \cdot b_w \cdot e = 1.50 \text{ cm}^2$

Elijo la mayor armadura $A_s := \max(A_{sN}, A_{smin}) = 3.70 \text{ cm}^2$

Determinación del número de barras y separación:

$$A_{s\phi 10} := 0.785 \text{ cm}^2 \quad N_{\text{barras}} := \frac{A_s}{A_{s\phi 10}} = 4.71$$

Asumo: $N_{\text{barras}} := 5$

Recubrimiento: $r := 2.5 \text{ cm}$

Separación: $s := \frac{b_w - (2 \cdot r)}{N_{\text{barras}}} = 19.00 \text{ cm}$

Asumo: $s := 15.00 \text{ cm}$

Por lo tanto, se utilizará $\phi 10\text{mm c}/15.00\text{cm}$

Refuerzo de armadura transversal inferior:

$$M_d := M_{\text{Pos. Trans}} = 1366.42 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad b_w := 100 \text{ cm} \quad d = 7.50 \text{ cm}$$

Momento reducido: $\mu_d := \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.15$

Cuantía mecánica: $\omega := \mu_d \cdot (1 + \mu_d) = 0.17$

Determinación de la armadura necesaria: $A_{sn} := \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 4.80 \text{ cm}^2$

Determinación de la armadura mínima: $A_{smin} := 0.0015 \cdot b_w \cdot e = 1.50 \text{ cm}^2$

Elijo la mayor armadura $A_s := \max(A_{sn}, A_{smin}) = 4.80 \text{ cm}^2$

Determinación del número de barras y separación:

$$A_{s\phi 10} := 0.785 \text{ cm}^2 \quad N_{\text{barras}} := \frac{A_s}{A_{s\phi 10}} = 6.12$$

Asumo: $N_{\text{barras}} := 7$

Recubrimiento: $r := 2.5 \text{ cm}$

Separación:
$$s := \frac{b_w - (2 \cdot r)}{N_{\text{barras}}} = 13.57 \text{ cm}$$

Asumo: $s := 12.50 \text{ cm}$

Por lo tanto, se utilizará $\phi 10\text{mm}$ c/12.50cm

Refuerzo de armadura transversal superior:

$M_d := M_{\text{Neg. Trans}} = 1193.07 \text{ kgf} \cdot \text{m}$ $b_w := 100 \text{ cm}$ $d = 7.50 \text{ cm}$

Momento reducido:
$$\mu_d := \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.13$$

Cuantía mecánica: $\omega := \mu_d \cdot (1 + \mu_d) = 0.14$

Determinación de la armadura necesaria:
$$A_{sn} := \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 4.12 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: $A_{smin} := 0.0015 \cdot b_w \cdot e = 1.50 \text{ cm}^2$

Elijo la mayor armadura $A_s := \max(A_{sn}, A_{smin}) = 4.12 \text{ cm}^2$

Determinación del número de barras y separación:

$A_{s\phi 10} := 0.785 \text{ cm}^2$ $N_{\text{barras}} := \frac{A_s}{A_{s\phi 10}} = 5.25$

Asumo: $N_{\text{barras}} := 6$

Recubrimiento: $r := 2.5 \text{ cm}$

Separación:
$$s := \frac{b_w - (2 \cdot r)}{N_{\text{barras}}} = 15.83 \text{ cm}$$

Asumo: $s := 15.00 \text{ cm}$

Por lo tanto, se utilizará $\phi 10\text{mm}$ c/15.00cm

Tabla N° 21 – Resumen general de armado de la losa maciza

Losa maciza	Armadura adoptada	Armadura CYPECAD	Diferencia en (%)
Refuerzo longitudinal inferior	Φ10mm c/12.50cm	Φ10mm c/12.50cm	0
Refuerzo longitudinal superior	Φ10mm c/15.00cm	Φ10mm c/15.00cm	0
Refuerzo transversal inferior	Φ10mm c/12.50cm	Φ10mm c/12.50cm	0
Refuerzo transversal superior	Φ10mm c/15.00cm	Φ10mm c/15.00cm	0

Fuente: Elaboración propia

3.18 Diseño de losa de V°P°

Losa de cubierta y entrepiso con viguetas pretensadas:

En el caso de cubiertas con losas de viguetas pretensadas, se debe dar condiciones de impermeabilización.

Los distribuidores de SIKA recomiendan el siguiente aspecto constructivo para la carpeta de compresión:

La relación a/c tiene que ser menor igual a 0.45, acompañado de un súper plastificante (SIKAMENT N-100, el cual le dará mayor trabajabilidad al hormigón) y un impermeabilizante (SIKA WT-100).

Determinación del canto del paquete estructural:

Según la norma CBH 87, propone un canto mínimo para losas unidireccionales:

Longitud de la vigueta: $L := 6.00 \text{ m}$

Altura de losa: $h := \frac{L}{24} = 25.00 \text{ cm}$ asumo: $h := 30 \text{ cm}$

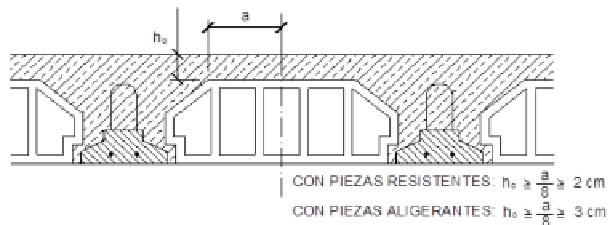
Determinación de la carpeta de compresión:

$a := 22 \text{ cm}$

$h_o := \frac{a}{8} = 2.75 \text{ cm}$

Constructivamente se asume:

$h_o := 5 \text{ cm}$



Fuente: Norma CBH 87, Pág. 195

Determinación de la armadura de distribución:

La armadura de distribución o reparto se coloca para garantizar las acciones indirectas ocasionadas por las variaciones de temperatura y retracción.

Para el cálculo de la armadura de reparto la norma CBH 87 recomienda disponer una armadura mayor o igual a la siguiente expresión:

$$A_s \geq \frac{50 \cdot h_o}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}$$

Resistencia de cálculo de la armadura de reparto en MPa:

$$f_{sd} := 434.78 \text{ MPa}$$

Espesor de la capa de compresión:

$$h_o := 5.0 \text{ cm}$$

$$A_{s1} := \frac{50 \cdot h_o}{f_{sd}} = 0.58 \text{ cm}^2 \quad A_{s2} := \frac{200}{f_{sd}} = 0.46 \text{ cm}^2$$

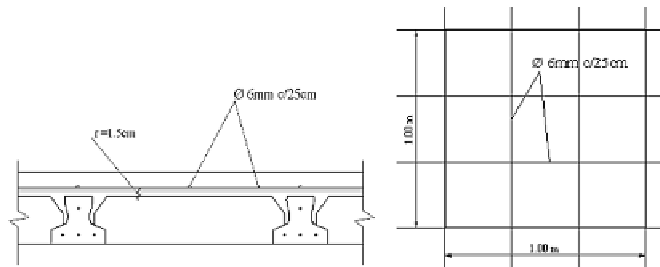
Asumo: $A_s := 0.58 \text{ cm}^2$

Área de diámetro de barras: $A_{\phi 6} := 0.283 \text{ cm}^2$

Número de barras: $N^{\circ} := \frac{A_s}{A_{\phi 6}} = 2.05$

Por razones constructivas y para garantizar mejor las acciones indicadas, se dispondrá por metro:

4 ϕ 6mm c/25cm



Fuente: Elaboración propia

Acciones de carga considerada sobre la losa aliviada:

Carga permanente: $CP := 195.00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Sobrecarga: $SC := 400.00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Carga total: $Q := CP + SC = 595.00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Distancia entre ejes de viguetas: $b := 50 \text{ cm}$

Longitud de la vigueta: $L = 6.00 \text{ m}$

Verificación de la vigueta pretensada "SOBOPRET":

Esta verificación se la realizará empleando la normativa ACI 318-2005 (American Concrete Institute) empleando el método ASD (Allowable Stress Design - Método de los esfuerzos admisibles), dado que la normativa CBH-87 no contempla elementos de hormigón pretensado.

Propiedades de los materiales:

Resistencia característica del hormigón a compresión: $f'_c := 350 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Resistencia del hormigón a compresión en el momento de presforzado: $f'_{ci} := 245 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Resistencia característica a tracción del acero de presfuerzo: $f_{pu} := 18000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Peso específico del hormigón: $\gamma_{H^0} := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Se debe hacer la verificación para 2 estadios de diseño, los cuales son los siguientes:

1) Estadio 2 (Tiempo cero $t=0$):

Propiedades geométricas:

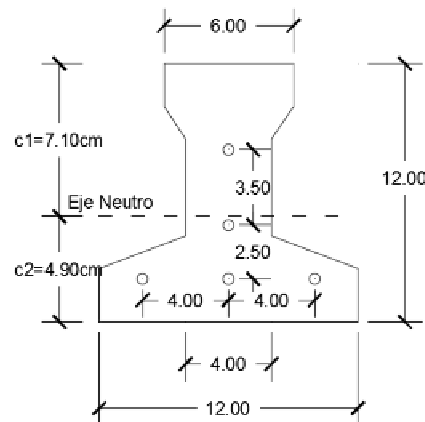
Área: $A_0 := 79.50 \text{ cm}^2$

Inercia: $I_0 := 1115.46 \text{ cm}^4$

Brazo mecánico inferior: $c_{20} := 4.90 \text{ cm}$

Brazo mecánico superior: $c_{10} := 7.10 \text{ cm}$

Excentricidad: $e_0 := 1.20 \text{ cm}$



Fuente: Elaboración propia

Esfuerzos admisibles:

Esfuerzo admisible a la tracción en tiempo cero:

$$f_{ti} := 0.80 \cdot \sqrt{f'_{ci}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 12.52 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo admisible a la compresión en tiempo cero:

$$f_{ci} := -0.60 \cdot f'_c = -147.00 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Momentos actuantes:

Momento de peso propio:

$$\text{Peso propio de la viga: } q_0 = \gamma_H \cdot A_0 = 19.08 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$\text{Momento de peso propio: } M_0 := \frac{q_0 \cdot L^2}{8} = 85.86 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Fuerza de pretensado:

El esfuerzo en el acero de pretensado en el estado de resistencia nominal a la flexión es:

$$f_{ps} := 0.74 \cdot f_{pu} = 13320.00 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Área de acero de pretensado:

$$\text{Número de barras de acero en la viga: } n := 5$$

$$\text{Diámetro de las barras de acero en la viga: } D_{\phi 4} := 4 \text{ mm}$$

$$\text{Área de las barras de acero en la viga: } A_{\phi 4} := \frac{\pi \cdot (D_{\phi 4})^2}{4} = 0.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área total de las barras de acero en la viga: } A_{ps} := n \cdot A_{\phi 4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Fuerza de pretensado inicial:

La fuerza de pretensado inicial en el centro de la luz, asumiendo un 10% de pérdidas instantáneas es:

$$P_0 := f_{ps} \cdot A_{ps} \cdot 0.9 = 7532.28 \text{ kgf}$$

Fuerza de pretensado final:

La fuerza de pretensado final en el centro de la luz, asumiendo un 20% de pérdidas diferidas adicionales a las instantáneas es:

$$P_f := f_{ps} \cdot A_{ps} \cdot 0.8 = 6695.36 \text{ kgf}$$

Verificación de esfuerzos para la fibra traccionada:

$$-\frac{M_0 \cdot c_{10}}{I_0} + \frac{P_0 \cdot e_0 \cdot c_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} = -91.86 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_{ti} = 12.52 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

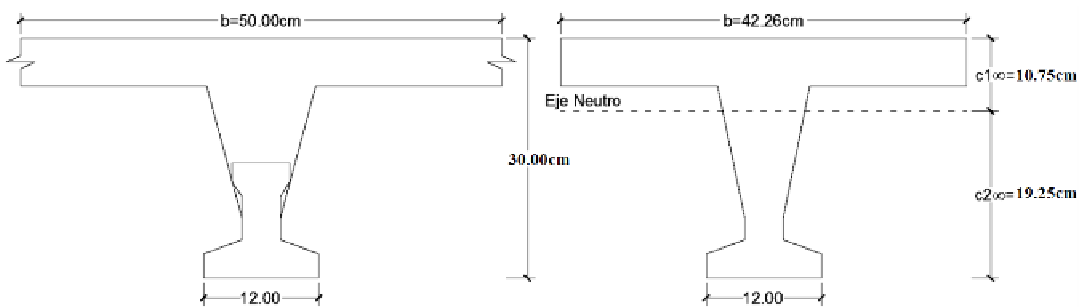
$$\text{Verificación := if } -\frac{M_0 \cdot c_{10}}{I_0} + \frac{P_0 \cdot e_0 \cdot c_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq f_{ti} = \text{"Cumple"} \\ \parallel \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \parallel \text{"No cumple"}$$

Verificación de esfuerzos para la fibra comprimida:

$$\frac{M_0 \cdot c_{20}}{I_0} - \frac{P_0 \cdot e_0 \cdot c_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} = -96.73 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_{ci} = -147.00 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Verificación := if } \frac{M_0 \cdot c_{20}}{I_0} - \frac{P_0 \cdot e_0 \cdot c_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \geq f_{ci} = \text{"Cumple"} \\ \parallel \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \parallel \text{"No cumple"}$$

2) Estadio 4 (Tiempo infinito t = ∞):



Fuente: Elaboración propia

Para homogeneizar la sección, se emplea la relación entre módulos de deformación longitudinal correspondiente a cada tipo de hormigón.

$$E_{25} := 15100 \cdot \sqrt{250} = 238751.96 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E_{35} := 15100 \cdot \sqrt{350} = 282495.13 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$n := \frac{E_{25}}{E_{35}} = 0.85 \quad b := 50.0 \text{ cm} \quad b_h := b \cdot n = 42.26 \text{ cm}$$

Propiedades geométricas:

Área: $A_x := 365.99 \text{ cm}^2$

Inercia: $I_x := 39599.08 \text{ cm}^4$

Brazo mecánico inferior: $c_{2x} := 19.25 \text{ cm}$

Brazo mecánico superior: $c_{1x} := 10.75 \text{ cm}$

Excentricidad: $e_x := 16.37 \text{ cm}$

Esfuerzos admisibles:

Esfuerzo admisible a la tracción en tiempo infinito:

$$f_{ts} := 1.6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 29.93 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo admisible a la compresión en tiempo infinito:

$$f_{cs} := -0.45 \cdot f'_c = -157.50 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Momentos actuantes:

Momento de peso propio:

Peso propio de la vigueta: $q_x := \gamma_{H^0} \cdot A_x = 87.84 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Momento de peso propio: $M_x := \frac{q_x \cdot L^2}{8} = 395.27 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

Momento debido a la carga permanente no estructural:

Carga permanente: $CP = 195.00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Distancia entre ejes de viguetas: $b := 50 \text{ cm}$

Longitud de la vigueta: $L = 6.00 \text{ m}$

Carga por vigueta: $q_d := CP \cdot b = 97.50 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Momento por carga permanente: $M_d := \frac{q_d \cdot L^2}{8} = 438.75 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

Momento debido a la carga viva:

Carga viva o sobrecarga: $SC = 400.00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Distancia entre ejes de viguetas: $b := 50 \text{ cm}$

Longitud de la vigueta: $L = 6.00 \text{ m}$

Carga por vigueta: $q_l := SC \cdot b = 200.00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Momento por carga permanente: $M_l := \frac{q_l \cdot L^2}{8} = 900.00 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

Momento total:

$M_T := M_{ox} + M_d + M_l = 1734.02 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

Verificación de esfuerzos para la fibra traccionada:

$\frac{M_T \cdot c_{2x}}{I_{xx}} - \frac{P_f \cdot e_{xx} \cdot c_{2x}}{I_{xx}} - \frac{P_f}{A_{xx}} = 12.72 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_{ts} = 29.93 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Verificación := if $\frac{M_T \cdot c_{2x}}{I_{xx}} - \frac{P_f \cdot e_{xx} \cdot c_{2x}}{I_{xx}} - \frac{P_f}{A_{xx}} \leq f_{ts}$ = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

Verificación de esfuerzos para la fibra comprimida:

$$\frac{-M_T \cdot c_{I_{xx}}}{I_{xx}} + \frac{P_f \cdot e_{xx} \cdot c_{I_{xx}}}{I_{xx}} - \frac{P_f}{A_{xx}} = -35.61 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_{cs} = -157.50 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Verificación} := \text{if } \frac{-M_T \cdot c_{I_{xx}}}{I_{xx}} + \frac{P_f \cdot e_{xx} \cdot c_{I_{xx}}}{I_{xx}} - \frac{P_f}{A_{xx}} \geq f_{cs} = \text{"Cumple"}$$

|| "Cumple"

else

|| "No cumple"

Cálculo de la armadura negativa dispuesta en los apoyos de la vigueta:

Este apartado se verá más a detalle en el aporte académico.

3.19 Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

3.19.1 Precios unitarios

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem, comprende los siguientes puntos:

1. Materiales
2. Mano de obra. Cargas sociales (55.00% de subtotal mano de obra). Impuestos IVA (14.94% del subtotal mano de obra + cargas sociales)
3. Equipo, maquinaria y herramientas. Herramientas menores (5.00% de total mano de obra).
4. Gastos generales y administrativos. Gastos generales (5.00% de 1+2+3)
5. Utilidad. Utilidad (5.00% de 1+2+3+4)
6. Impuestos. Impuestos IT (3.09% de 1+2+3+4+5)

Total, precio unitario. (Suma 1+2+3+4+5+6)

El análisis de precios unitarios para cada ítem se encuentra detallado en el ANEXO A3.

3.19.2 Cómputos métricos

Se obtuvieron los volúmenes de obra para la Unidad Educativa San Miguel – Tarija, las mismas que se desarrollaron para cada ítem en el ANEXO A4.

3.19.3 Presupuesto general

El presupuesto general total de la obra se realizó considerando una serie de gastos, determinados a partir de precios unitarios para todas las actividades del proyecto. Una vez definidas las cantidades y volúmenes de obras, se presenta en forma de listado, el presupuesto de cada ítem considerando la unidad de cada actividad, precio unitario y precio total.

El presupuesto desarrollado por cada ítem se encuentra en el ANEXO A5.

3.19.4 Plan y cronograma de obras

El planeamiento y cronograma de una construcción se lo determina de acuerdo a una ruta crítica y cantidad de obreros necesarios en cada una de las etapas de la construcción de la obra, para ello usaremos el método GANTT para la elaboración del planeamiento y determinar el cronograma de la obra. Con la ayuda del programa Project se pudo determinar la duración de ejecución de la obra.

El cronograma general de actividades para el proyecto se encuentra en el ANEXO A6.

3.19.5 Especificaciones técnicas

El pliego de especificaciones técnicas realizado para cada ítem, comprende los siguientes puntos:

- Definición
- Materiales
- Herramientas y equipo
- Procedimiento para la ejecución
- Forma de medición
- Forma de pago

Cada uno de estos puntos deben ser estrictamente cumplidos en el momento de la ejecución del proyecto.

Las especificaciones técnicas detalladas por cada ítem se encuentran en el ANEXO A7.

CAPÍTULO IV

4. APORTE ACADÉMICO: MOMENTOS NEGATIVOS OCASIONADOS EN LOS VANOS CONTINUOS DE VIGUETAS PRETENSADAS Y ARMADO DEL DIAFRAGMA

4.1 Momento negativo en V°P°

La función de la armadura de negativos en losas es soportar los momentos flectores negativos, es decir, los esfuerzos de tracción que se producen en la cara superior de la losa.

Los negativos de la losa deben ir atados para que sus extremos no queden colgados. Caso contrario, al verter el hormigón caerán todavía más y no trabajarán como es debido.

Los negativos se colocan atados a la malla de distribución de la capa de compresión.

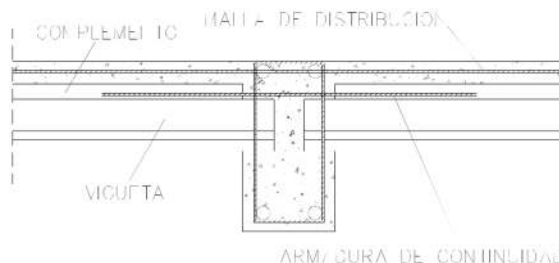


Fuente: By Manuj - Reforma Coruña

4.2 Armadura de continuidad

Las viguetas tienen como función de trabajar en forma isostática o simplemente apoyadas.

En el encuentro entre viguetas en una viga estructural, es precisamente en ese apoyo (viga) que se producen momentos negativos, por lo que se tendría que colocar una armadura para que absorba dichos momentos y así evitar posibles fisuras.



Fuente: Evaluación del proceso de fabricación y aplicación de viguetas pretensadas en estructuras, UMSA, Pág. 133

4.3 Colocación de negativos

4.3.1 Por encima de la malla de distribución

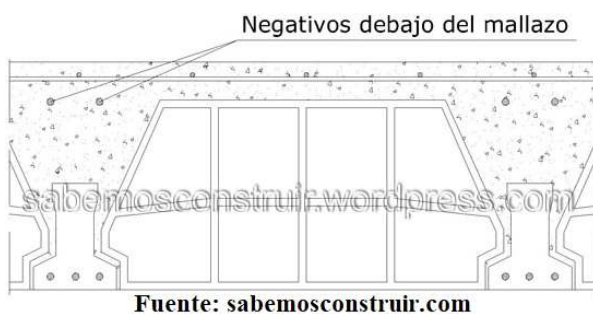
Al poner la armadura negativa por encima de la malla de distribución, ganamos en rapidez.

- Porque es rápida de colocar y acabamos antes el montaje de la losa.
- Es rápida de revisar y de comprobar si el armado es el correcto.
- También, si algún negativo quedó olvidado sin atar, no cae sobre la vigueta, sino que queda en su sitio.
- También aumentamos la sección de la vigueta.



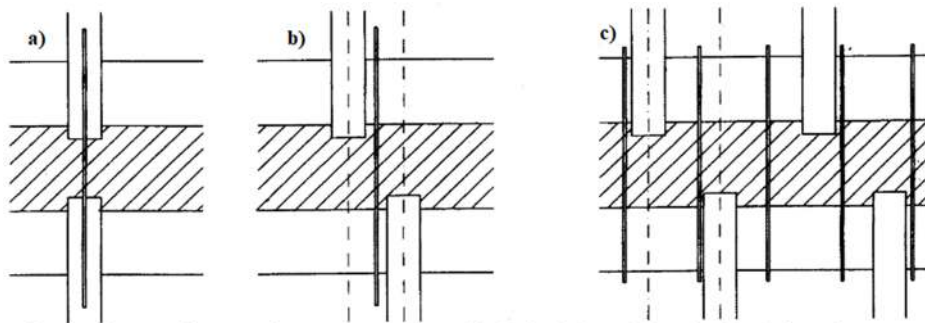
4.3.2 Por debajo de la malla de distribución

- En los planos siempre aparecen dibujados los negativos por debajo de la malla de distribución.
- Es su posición correcta, porque no pertenecen a la capa de compresión
- Respetamos el grosor calculado de la capa de compresión, y evitamos zonas con poco recubrimiento.



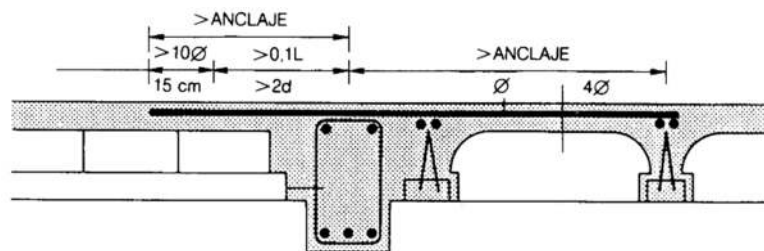
4.4 Negativos en enfrentamientos de viguetas

- Si las viguetas se disponen enfrentados entre sí, entonces la armadura negativa puede colocarse encima de cada pareja de viguetas.
- Si las viguetas se disponen enfrentadas con una desviación menor a 5cm, entonces la armadura negativa debe colocarse a la mitad de la desviación de esas viguetas enfrentadas.
- Si las viguetas se disponen enfrentadas con una desviación mayor a 5cm, entonces la armadura negativa debe colocarse de manera uniforme sobre las viguetas.



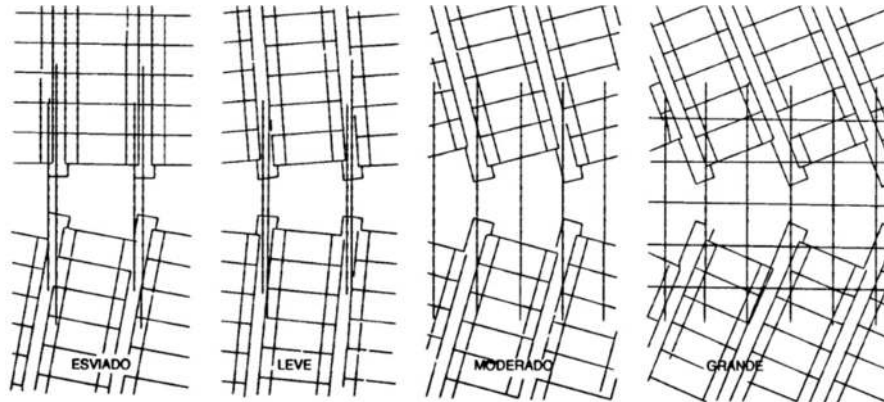
Fuente: Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigon estructural realizados con elementos prefabricados, Ferran Bermejo i Nualart

- En el caso que una losa acomete a otra losa perpendicularmente, la armadura negativa se anclara en prolongación recta.



Fuente: Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigon estructural realizados con elementos prefabricados, Ferran Bermejo i Nualart

- Un tema aparte es el de los enfrentamientos de viguetas en forma oblicua. Dependiendo del ángulo que formen las directrices, hay que adoptar medidas que garanticen la continuidad mediante la colocación de armaduras negativas. Para desviaciones superior a 22° , se dispondrá una cuadrícula.

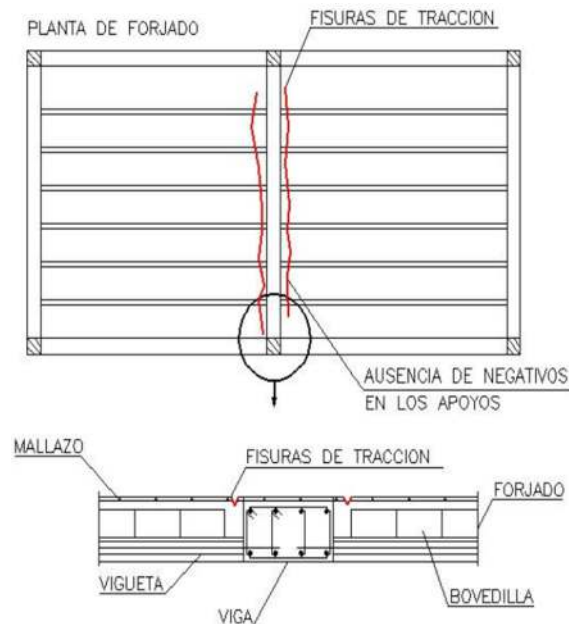


Fuente: Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigon estructural realizados con elementos prefabricados, Ferran Bermejo i Nualart

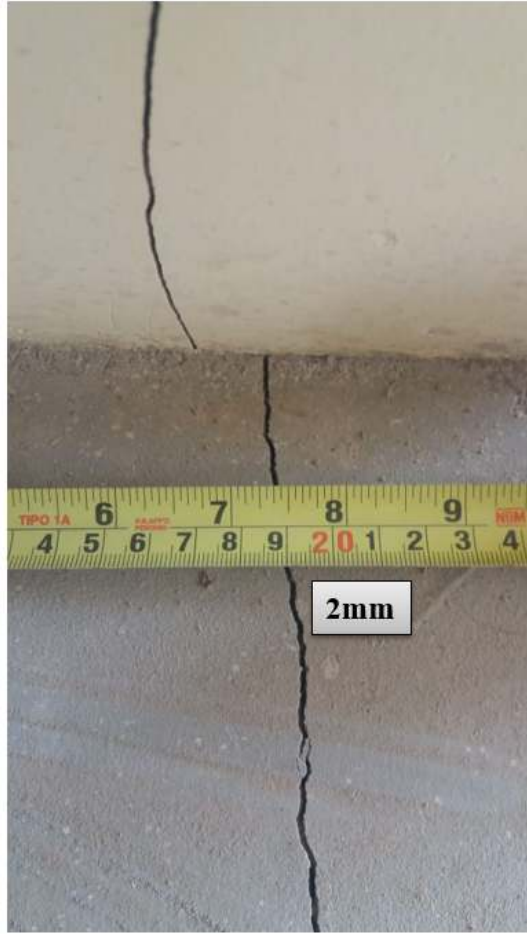
4.5 Omisión de negativos en vigetas

Consiste en una fisuración abierta y paralela a las vigas, además de la perdida de continuidad de las viguetas que quedan trabajando con un vano mayor al previsto pudiendo provocar su rotura.

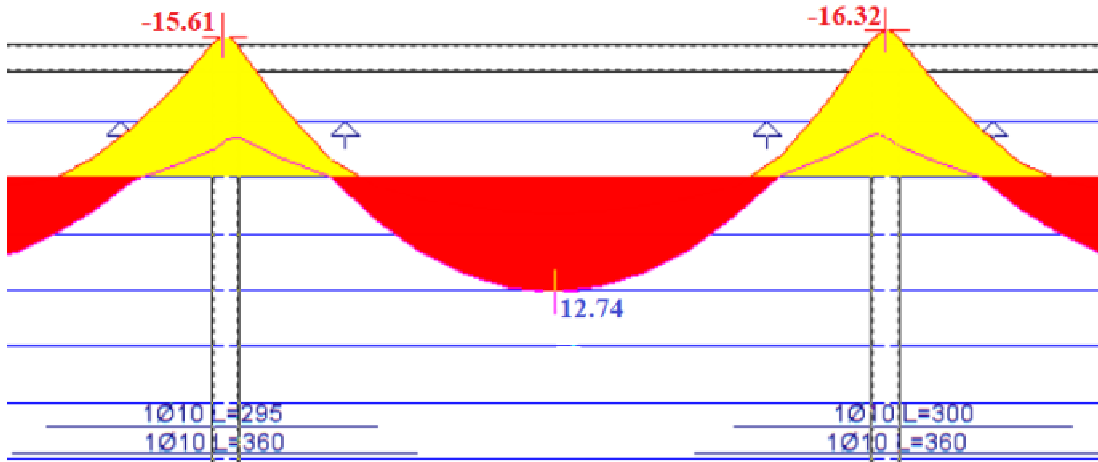
La solución al problema es picar la capa de compresión, colocar la armadura necesaria y hormigonar utilizando un puente de adherencia (Sikadur 32 Gel, Colma Fix 32, Sika Latex).



Fuente: Catálogo de patologías de las estructuras de hormigón armado



4.6 Cálculo de la armadura negativa dispuesta en los apoyos de la vigueta



Fuente: CYPECAD 2018.m

Resistencia característica del hormigón: $f_{ck} = 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Resistencia característica del acero: $f_{yk} = 5000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.50} = 166.67 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Resistencia de cálculo del acero: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = 4347.83 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Comprobación de armadura negativa lado izquierdo para la vigueta

Datos:

Base de la vigueta: $b = 12 \text{ cm}$
 Altura de la losa: $h = 30 \text{ cm}$
 Recubrimiento: $r = 2.5 \text{ cm}$
 Altura útil de la losa: $d = 27.5 \text{ cm}$
 Momento (-) de diseño: $M_d = 15.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 $M_d = 159177.70 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$

- Determinación del momento reducido

Momento reducido: $\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.11$

- **Determinación de la cuantía mecánica**

$$\omega = \mu_d \cdot (1 + \mu_d) = 0.12$$

- **Determinación de la armadura necesaria**

$$A_{sn} := \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 1.47 \text{ cm}^2$$

- **Determinación de la armadura mínima**

Cuantía geométrica mínima
para vigas (Tabla N° 6): $\omega_{min} = 0.0028$

Armadura mínima: $A_{smin} := \omega_{min} \cdot b \cdot d = 0.92 \text{ cm}^2$

- **Determinación de la armadura longitudinal inferior**

Elijo la mayor armadura: $A_s := \max(A_{sn}, A_{smin}) = 1.47 \text{ cm}^2$

Por lo tanto, se utilizará: $2\phi 10 \text{ mm}$ $A_{2\phi 10} := 1.57 \text{ cm}^2$

Se utilizará
2φ10mm

Comprobación de armadura negativa lado derecho para la vigueta

Datos:

Base de la vigueta: $b := 12 \text{ cm}$
Altura de la losa: $h := 30 \text{ cm}$
Recubrimiento: $r := 2.5 \text{ cm}$
Altura útil de la losa: $d := 27.5 \text{ cm}$
Momento (-) de diseño: $M_d := 16.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 $M_d = 166417.69 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$

- **Determinación del momento reducido**

Momento reducido: $\mu_d := \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.11$

- **Determinación de la cuantía mecánica**

$$\omega = \mu_d \cdot (1 + \mu_d) = 0.12$$

- Determinación de la armadura necesaria

$$A_{sn} := \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 1.55 \text{ cm}^2$$

- Determinación de la armadura mínima

Cuantía geométrica mínima
para vigas (Tabla N° 6): $\omega_{min} := 0.0028$

Armadura mínima: $A_{smin} := \omega_{min} \cdot b \cdot d = 0.92 \text{ cm}^2$

- Determinación de la armadura longitudinal inferior

Elijo la mayor armadura: $A_s := \max(A_{sn}, A_{smin}) = 1.55 \text{ cm}^2$

Por lo tanto, se utilizará: $2\phi 10\text{mm}$ $A_{2\phi 10} := 1.57 \text{ cm}^2$

Se utilizará
2φ10mm

Tabla N° 22 – Resumen general de armado del negativo en V°P°

Vigueta Pretensada	Armadura adoptada	Armadura CYPECAD	Diferencia en (%)
Armadura de refuerzo lado derecho	2Φ10mm	2Φ10mm	0
Armadura de refuerzo lado izquierdo	2Φ10mm	2Φ10mm	0

Fuente: Elaboración propia

4.7 Diafragmas

Los diafragmas o nervios de rigidez son elementos no estructurales en losas con luces mayores a 4m que básicamente nos sirven para darle mayor rigidez a la losa y por lo tanto así también evitar vibraciones.

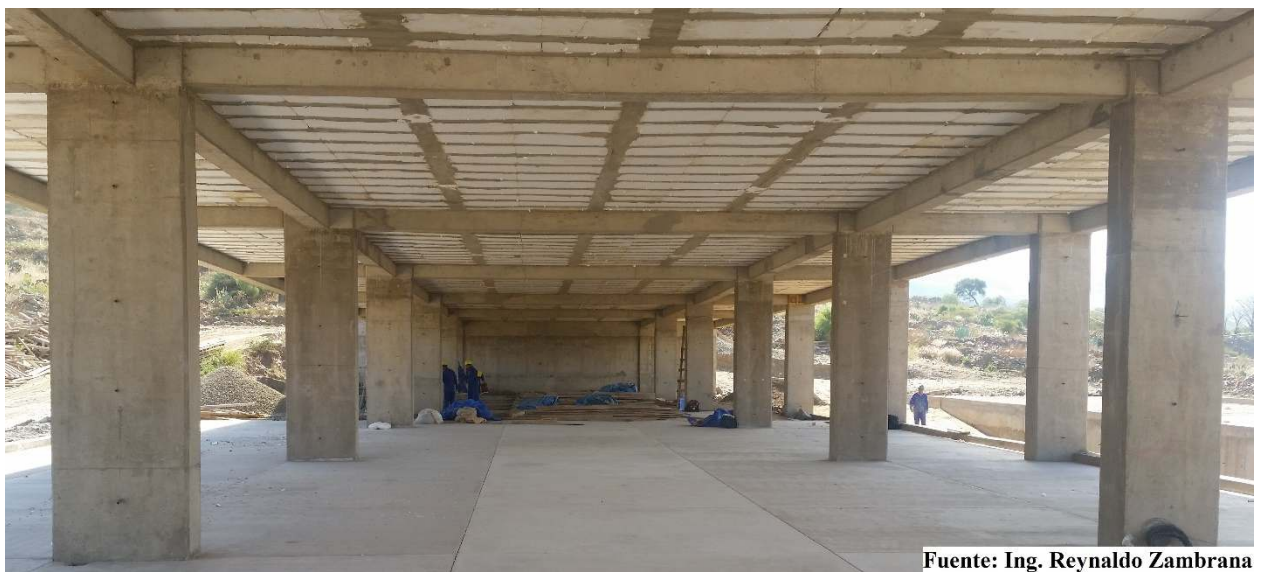
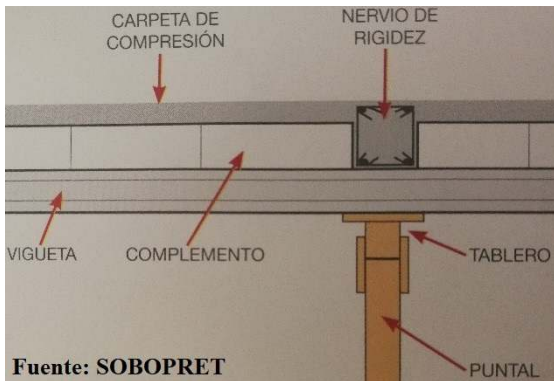
El objetivo es que las viguetas trabajen de forma solidaria.

4.8 Construcción de diafragmas

Se colocan entre 2m a 2.5m de separación en sentido perpendicular al sentido de las viguetas.

El armado del diafragma se coloca encima de las viguetas separando los complementos 10cm por todo el largo que vaya a tener el nervio y en la parte baja del nervio se debe encofrar.

Se recomienda que sea con 4 barras de diámetro 10mm en armadura longitudinal y estribos de diámetro 6mm cada 10cm o 15cm.



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

Habiéndose finalizado el diseño y análisis del proyecto concluido con la Norma Boliviana del hormigón “CBH-87” se ha llegado a las siguientes conclusiones:

- Para el estudio de suelo se realizó 2 puntos a diferentes alturas, el primero a una profundidad de 3.50m que nos dio una resistencia admisible de 2.30 kg/cm² y el segundo a una profundidad de 2.00m que nos dio una resistencia admisible de 0.90 kg/cm². Debido a los valores obtenidos y analizando el tipo de suelo encontrado, se decidió fundar a 2.50m con una resistencia admisible de 1.50 kg/cm².
- Se realizó el levantamiento topográfico del lugar de emplazamiento de la obra y se pudo evidenciar que existe un desnivel de 1.10m en 42.00m de longitud, es decir, 2.60% de pendiente, debido a este desnivel se decidió asumir el terreno como plano por motivo de facilidad constructiva y no generar un incremento del costo de replanteo.
- El cálculo de los elementos estructurales se realizó con ayuda del programa CYPECAD 2018.m y se hizo la verificación manual de todos los elementos más solicitados en la cual se pudo comprobar que los valores obtenidos del programa tienen una mínima diferencia de variación, más que todo en la separación de las barras en todos los elementos estructurales donde nos daba valores que no son apropiados constructivamente, por lo cual se editó esos valores para obtener un mejor armado.
- Se tuvo que incluir juntas de dilatación en 2 lugares, debido a que en la ciudad de Tarija a pesar de no tener un clima seco si se tiene una variación de temperatura mayor a 10°C y nuestras longitudes en ambas direcciones de la estructura son mayores a 25m, se dispuso de juntas de 2cm a 30m constructivamente.
- Se obtuvo los planos estructurales del programa CYPECAD 2018.m.
- Se tiene un área construida de 925m², un costo en obra gruesa del proyecto de Bs. 2,044,796.58 y se ejecutara en 216 días.
- Se estudió la importancia de la armadura negativa en losas de V°P° y el armado del diafragma.

Recomendaciones

- Si se utilizara un programa informático para la realización del cálculo estructural, se debe tener cuidado en la introducción de los datos iniciales, norma a utilizar, materiales, hipótesis de carga; debido a que en base a estos datos proporcionados el programa realizara todos los cálculos, también se debe tomar en cuenta las limitaciones, recomendaciones que están establecidas en la Norma Boliviana del hormigón CBH-87, para que la estructura tenga un comportamiento optimo y sea segura para el público.
- Es necesario realizar una verificación manual de los elementos ya que presentan variaciones en su armado que pueden llegar a ser de gran importancia.
- Para la terraza se debe considerar tener una pendiente del 2% e impermeabilizar en toda su superficie para evitar inconvenientes de filtraciones.
- Para tener un mejor funcionamiento de una losa con V^oP^o es recomendable el armado del diafragma.