

CAPÍTULO I

1. ANTECEDENTES

1.1. El Problema

En la capital del Departamento de Tarija los edificios multifamiliares son construcciones que presentan de tres pisos para adelante. Además, en su interior, disponen de apartamentos.

Por lo general, comparten espacios como ser el área de las gradas que se usan para el ingreso de cada apartamento, surgen como una alternativa de crecimiento vertical, en donde pueden vivir varias familias gracias a una correcta distribución del espacio, que cuenten con todos los servicios básicos, donde puedan gozar de independencia.

Las viviendas multifamiliares son una inversión a futuro más que todo por aquellas que están cerca de lugares comerciales, centros educativos y transporte público.

En Tarija las viviendas multifamiliares mayores a cuatro pisos deben contar con su diseño de cálculo estructural para que el desarrollo urbano pueda dar la aprobación y poder proseguir con la ejecución de la vivienda.

Todavía hay muchas áreas de mejora, pero lo primero es impulsar la edificación sostenible y energéticamente eficiente desde el sector de la construcción y sensibilizar a los usuarios para que la conciencia medio ambiental siga creciendo.

1.1.1. Planteamiento

Se deberá realizar el diseño estructural de la infraestructura “EDIFICIO MULTIFAMILIAR HOLES” con los planos arquitectónicos facilitados por el propietario del terreno, logrando el diseño total del cálculo estructural, tomando en cuenta que los elementos de la estructura estén correctamente diseñados de tal manera que la estructura sea estable para brindar seguridad, comodidad y confort para las familias que ocuparan los apartamentos. También se elaborará los planos estructurales de losas, vigas, columnas y fundaciones para su correcta construcción, utilizando como base en el cálculo la Norma Boliviana CBH-87 (Código Boliviano del Hormigón Armado).

Se determinará el presupuesto económico de la estructura (obra gruesa), necesario para la materialización del proyecto con su respectivo cronograma de actividades.

Las viviendas mayores a dos pisos deben de contar obligatoriamente con su plano de diseño estructural y el plano Arquitectónico de construcción para poder ser ejecutada.

La vivienda propia es una aspiración que toda persona tiene y la cual se dificulta por los elevados precios que tienen los terrenos hoy en día y más aún si es en zonas más céntricas.

Los terrenos disponibles en zonas que cuenten con todos los servicios básicos y con accesos pavimentados son escasos y de elevados precios por lo cual nace la necesidad de darle un máximo aprovechamiento a los terrenos como ser por ejemplo la construcción de edificios multifamiliares.

El proyecto se encuentra en la etapa de pre inversión por lo que el problema es la falta del cálculo estructural de la infraestructura de la vivienda, la cual cumpla con las condiciones mínimas para su ejecución.

1.1.2. Formulación

Realizar el cálculo y desarrollo de planos de todos los elementos de la estructura: zapatas, columnas, vigas, y losas.

Llevando a cabo de manera manual y haciendo la comparación de los cálculos obtenidos con herramientas de programas computarizado disponibles.

También se desarrollará el presupuesto económico de la estructura (obra gruesa), necesario para la materialización.

Por último, se desarrollará el cronograma de actividades con el tiempo de ejecución tomando en cuenta la ruta crítica, haciendo el uso de planillas.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Realizar el diseño estructural del “EDIFICIO MULTIFAMILIAR HOLES” para aprobación y construcción, según la alternativa estructural elegida, aplicando el software CYPECAD 2018 con verificación manual de resultados y cumpliendo con los parámetros de diseño de la CBH-87 a fin de garantizar la estructura.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Obtener los planos arquitectónicos con vistas en planta, cortes y elevaciones.
- Realizar el estudio del suelo con el equipo SPT, para calcular la capacidad portante del suelo (kg/cm^2).
- Analizar las cargas actuantes (cargas permanentes, sobre carga de uso y de viento) en la estructura.
- Realizar el análisis de cálculo y diseño estructural de cada elemento de manera manual para la comparación de resultados mediante el software CypeCad 2018 de acuerdo a la Norma Boliviana CBH-87.
- Elaborar los planos estructurales de losas, vigas, columnas y fundaciones para su correcta construcción.
- Determinar el presupuesto de la estructura “EDIFICIO MULTIFAMILIAR HOLES” con la ayuda de planillas o programas computarizados para la obra gruesa.
- Realizar el desarrollo de una nueva alternativa para el reemplazo de la viga centradora de fundación, mediante un sistema de pedestal que cumpla con las mismas funciones y economice el costo de su diseño.
- Realizar el cronograma de actividades de la obra con el tiempo de ejecución aproximado, tomando en cuenta la ruta crítica principal del proyecto.

1.3. Justificación

Las razones por las cuales se plantea la propuesta de perfil de proyecto de ingeniería civil son las siguientes:

Desarrollar el perfil ya que la misma contribuye a profundizar todo conocimiento adquirido en el transcurso de los años, cursados por el estudiante en toda su formación académica.

Además, la realización del presente perfil será de mucha importancia para que el estudiante como tal, obtenga el título de Ingeniería Civil, siendo esta la razón principal por la que mi persona pone todo su empeño y entusiasmo en la elaboración de la presente propuesta de perfil.

Tiene como principal objetivo el de proporcionar al estudiante una presentación más clara, amplia y desarrollada de la teoría y aplicación del diseño estructural en cuanto a infraestructuras.

1.3.1. Técnica

Debido al gran avance que se presenta en cuanto a la ciencia, materiales y métodos a utilizar, es de vital importancia el uso de normas vigentes, así como programas computarizados actualizados para su posterior aplicación.

La verificación de repercusiones que tienen las cargas sobre estructuras reales que las soportaran garantizando seguridad y confort. Sin embargo, otro aspecto indispensable que se debe tomar en cuenta es el tema económico, debido a que la misma nos conlleva a evaluar las alternativas y poder destacar de ellas la más viable en cuanto a lo técnico y económico que presenten las alternativas.

1.3.2. Socio Económica

Actualmente el crecimiento de la población crece Horizontalmente con el paso del tiempo y es una necesidad muy importante el poder brindar la seguridad de un buen diseño estructural, como también una plena comodidad para que las familias cuenten con todos los servicios a menor costo ya que los terrenos de hoy en día están con precios muy elevados.

De acuerdo a toda la información recolectado con relación al proyecto “Diseño Estructural de una vivienda Multifamiliar Tipo Bloque se consta que la parte económica para su ejecución será cubierta en su totalidad por el propietario del terreno.

1.3.3. Ambientales

El presente proyecto, con las características y dimensiones establecidas, no provoca alteraciones negativas graves o irreversibles Medio Ambientales como fauna y flora en la zona de emplazamiento.

Cabe hacer notar, en la etapa de construcción del proyecto y el tiempo que dure la misma, se debe cumplir con todas las medidas ambientales de acuerdo a normas establecidas para construcción.

1.4. Nombre del Proyecto

Diseño estructural “Edificio Multifamiliar Holes” ubicado en la ciudad de Tarija Cercado.

1.4.1. Localización



Figura 1:Ubicación Tarija –Bolivia

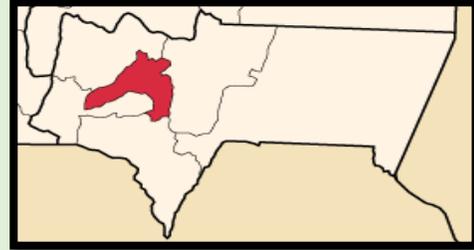


Figura 2:Ubicación Cercado–Tarija

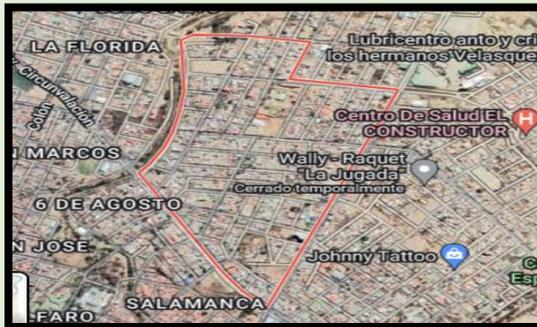


Figura 3:Ubicación Barrio San Bernardo – Cercado

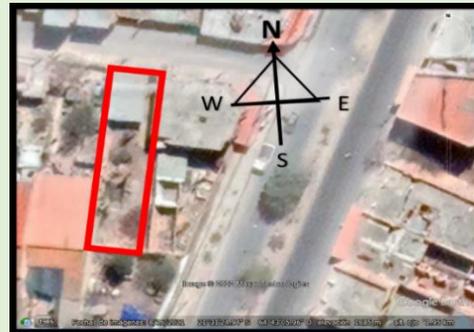


Figura 4:Ubicación del Proyecto

Fuente: Elaboración Propia

El proyecto del diseño estructural de una vivienda multifamiliar se encuentra en el departamento de Tarija provincia Cercado, actualmente está ubicado por Avenida la paz calle 20 de agosto Lote N°26, exactamente entre las coordenadas geográficas Latitud $21^{\circ}31'25.35''S$ y Longitud $64^{\circ}43'6.18''W$.

El lugar donde se emplazará el diseño Manzano “D” Lote N°26 colinda al norte con pasaje peatonal y la calle 20 de agosto, al sur una Vivienda de un solo nivel junto con la calle 10 de noviembre, al este con una vivienda de dos niveles con un comercio en la planta baja en plena esquina y la Avenida la paz y a Oeste con una vivienda de un solo nivel.

El lugar donde se encuentra el proyecto cuenta con los servicios básicos: agua potable, alcantarillado sanitario, energía eléctrica, gas domiciliario.

1.5. Resultados a Lograr

En la propuesta de Proyecto de Ingeniería Civil se incorporarán los siguientes resultados que necesariamente se deberán lograr cuando se desarrolle el proyecto en la asignatura de CIV-502.

- Caracterización de las propiedades físico-mecánicas del suelo en el sitio de emplazamiento a nivel del estrato de fundación, cuyo valor más relevante será la capacidad portante del suelo. (Laboratorio de la U.A.J.M.S.-Ensayo de penetración-granulometría-límites líquido y plástico)
- Análisis y metrado de las cargas permanentes y sobrecargas actuantes en la estructura.
- Observación del sistema estructural, en base a métodos de análisis establecidos en las normas de diseño, con un estudio de estados de carga, instituyendo claramente la respuesta estructural ante las sollicitaciones
- Diseño de los elementos estructurales en base a la norma vigente, garantizando la seguridad y el confort en la estructura.
- Planos estructurales a detalle de todos los elementos estructurales.
- Métodos constructivos para la ejecución y especificaciones técnicas de los ítems involucrados.
- Cálculos métricos de los volúmenes de obra, precios unitarios y presupuesto general del proyecto
- Elaboración de un cronograma de ejecución de la obra en base a los volúmenes de obra y rendimiento de la mano de obra en las diferentes actividades.

1.5.1. Restricciones del Proyecto

En el proyecto no se realizará las instalaciones eléctricas, agua potable fría-caliente, sanitarias y desagüe pluvial, puesto que solo se profundizará en el análisis y diseño estructural en el proyect

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Generalidades

En el siguiente capítulo se detallará la definición de cada uno de los materiales, la metodología a utilizar para realizar los cálculos y el diseño de cada uno de los elementos estructurales.

Para garantizar los resultados de cálculo y diseño se aplicarán las recomendaciones de la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH 87), normativa que es guía fundamental en Bolivia para el diseño de estructuras.

2.2. Levantamiento Topográfico

2.2.1. Definición

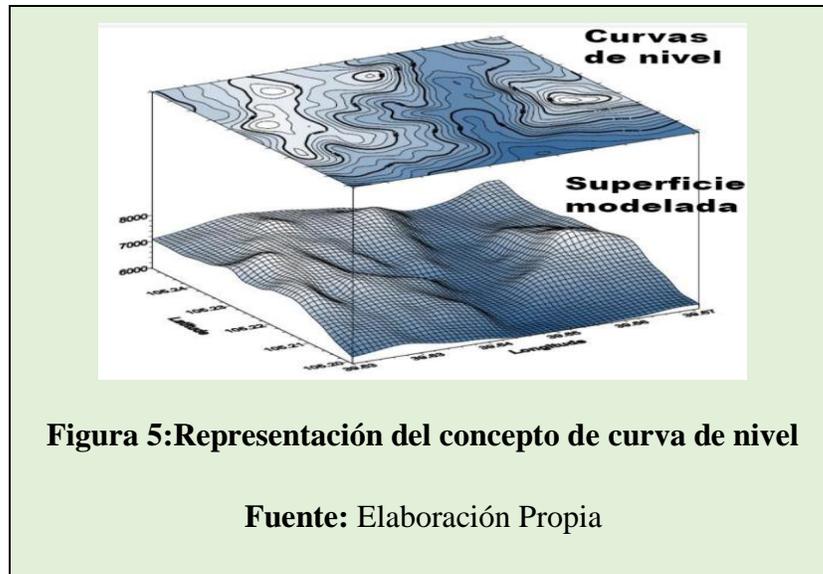
La Topografía es la ciencia que estudia el conjunto de procedimientos para determinar las posiciones de puntos sobre la superficie de la tierra, por medio de medidas según los tres elementos del espacio. Estos elementos pueden ser: dos distancias y una elevación o una distancia, una dirección y una elevación.

Los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra. En un levantamiento topográfico, con la estación total, se toman los datos necesarios, para su posterior representación gráfica del área en estudio.

2.2.2. Curvas de nivel

Una curva de nivel es la traza de la superficie de terreno marcado en un plano horizontal que la intercepta, por lo que podríamos definirla como línea continua que une puntos de igual cota o elevación.

Si una superficie de terreno es cortada o interceptada por diferentes planos horizontales, a diferentes elevaciones equidistantes entre sí, se obtendrán igual número de curvas de nivel, las cuales al ser proyectada y superpuestas sobre un plano común, representan el relieve del terreno. El concepto de curva de nivel se ilustra en la figura 5.



2.3. Estudio geotécnico de suelos

2.3.1. Ensayo de penetración estándar SPT

Para la exploración de suelos, uno de los métodos más utilizados, es el S.P.T. el cual nos permite determinar las características, espesor y estratificación de los materiales que se encuentran en el subsuelo, así como también permite conocer la resistencia a la penetración en función del número de golpes (N) de los diferentes estratos que conforman el subsuelo a diversas profundidades. Está normalizado desde 1958 por la Norma D1586.

Este equipo tiene preferencia de uso, cuando se encuentran suelos finos, es decir limos y arcillas, en cambio, para suelos arcillosos, presenta bastantes dificultades de interpretación, no se lo recomienda para suelos granulares, que contengan gravas se deberá de tener cuidado con la influencia que genere el tamaño de partículas del suelo.

Se inspeccionará el sitio del ensayo, para prepararlo, limpiando el mismo y ubicando los puntos de estudio.

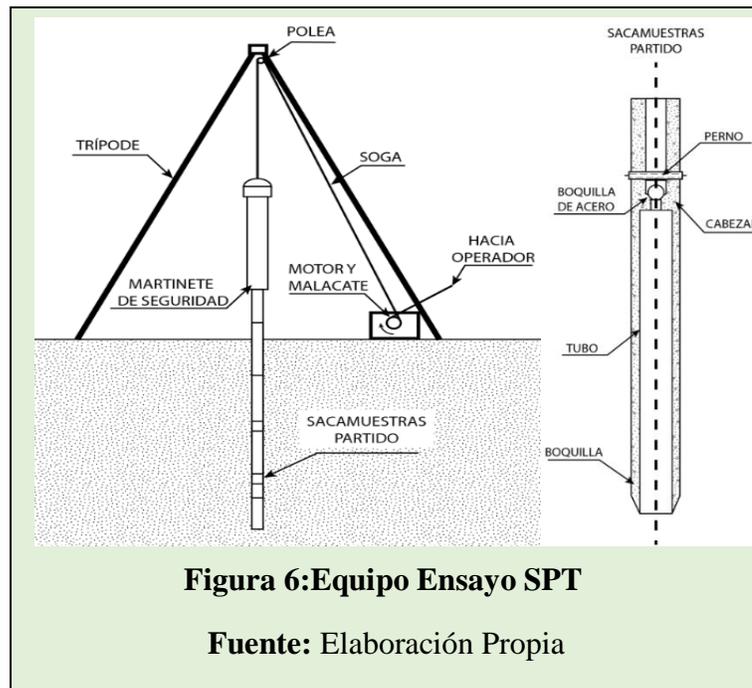
El ensayo consiste en hincar un muestreador partido 45 cm de largo colocado al extremo de una varilla AW, por medio de un martillo de 63,5 kg, que se deja caer libremente desde una altura de 76 cm, para penetrar cada 15 cm, cuando se haya penetrado la profundidad deseada, se debe detener el conteo registrando el número de golpes necesarios El valor normalizado de penetración N es para 30 cm, se expresa en golpes/pie y es la suma de los dos últimos valores registrados.

Se dice que la muestra se rechaza si:

- N es mayor de 50 golpes
- No hay avance luego de 10 golpes.

Luego se debe extraer el cono, se debe ampliar el hueco con las herramientas manuales y extraer una muestra de aproximadamente 1000 g. aparte de una muestra de 50 g. para la medición de la humedad natural, y el posterior estudio de suelos.

En caso de suelos duros, rocas, se realiza utilizando el instrumento esclerómetro, este se realiza de dos maneras una horizontal y otra vertical de las cuales se obtiene 30 golpes en cada sentido. Una vez obtenido los datos se procede al trabajo de gabinete de obteniendo el esfuerzo promedio del suelo.



2.4. Diseño Arquitectónico

En la Arquitectura, un proyecto Arquitectónico es el conjunto de planos, dibujos, esquemas y textos explicativos utilizados para plasmar (en papel, digitalmente, en maqueta o por otros medios de representación) el diseño de una edificación antes de ser construida.

2.5. Idealización de las Estructuras

2.5.1. Sustentación de la cubierta

- Losa alivianada con viguetas pretensadas.

2.5.2. Sustentación de la edificación

La estructura porticada del presente proyecto se idealiza como una formación de barras unidas entre sí por nudos rígidos, es decir compuesta por vigas y pilares de hormigón armado, sometidas a cargas gravitacionales o de peso propio y sobrecargas vivas, además de cargas de viento.

-Estructura de sustentación de la edificación porticada con elementos estructurales de H°A°

- Cimentación de H°A°



Figura 7:Planteo estructural de la estructura porticada

Fuente: Elaboración Propia

Su proceso de cálculo se puede describir de la siguiente manera:

Se adoptan las cargas que ejercerán en la estructura por unidad de superficie para luego evaluar las solicitaciones de la estructura como una viga biapoyada de un metro de ancho para posteriormente determinar el área de acero conforme se realiza en losas macizas utilizando los mismos parámetros de diseño del Código Boliviano del Hormigón CBH - 87.

2.6. Modelos Estructurales

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

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

2.7. Diseño de losas

2.7.1. Losas con viguetas de hormigón pretensado

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares a su plano, por lo que su comportamiento es de flexión.

El proyecto se elaborará con losas alivianadas, compuestas por viguetas prefabricadas de hormigón pretensado, carpeta de hormigón y complemento aligerante de plastoformo. No se realizará el diseño de la losa alivianada, porque en el medio existen viguetas pretensadas y, el proveedor, será el encargado del dimensionamiento en función del tipo de estructura. En los planos se especifica la disposición de las viguetas.

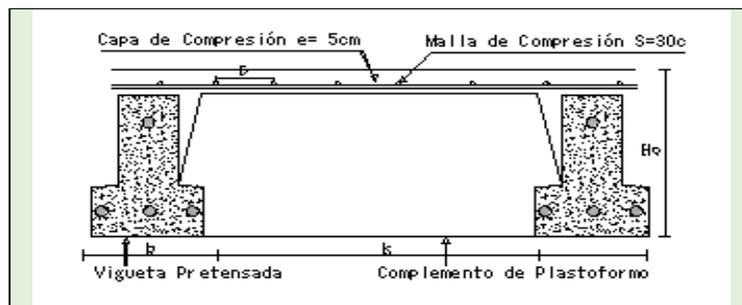


Figura 8:Partes constructivas de la losa

Fuente: Elaboración Propia

2.8. Diseño a flexión de elementos de Hormigón armado

2.8.1. Diseño de vigas y cálculo de la armadura a flexión simple

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

2.8.1.1. Procedimiento de cálculo en vigas

Pre dimensionamiento de Vigas

Para vigas para losas en dos direcciones como ser:

Losas reticulares y Losas maciza

$$\text{Análisis estático} \begin{cases} b = 20 \text{ cm} \\ h = L/12 \end{cases} \quad \text{Análisis dinámico} \begin{cases} b = 25 \text{ cm} \\ h = L/12 \end{cases}$$

Para vigas para losas en una dirección como ser:

Losas con viguetas pretensadas, Losa nervada y losa deck

$$\text{Análisis estático} \begin{cases} b = 20 \text{ cm} \\ h = L/10 \end{cases} \quad \text{Análisis dinámico} \begin{cases} b = 25 \text{ cm} \\ h = L/10 \end{cases}$$

Canto mínimo sin armadura de compresión

Generalmente se adopta el ancho b de la sección y, por lo tanto, las únicas incógnitas son el canto útil d y la armadura a tracción. Por definición el canto mínimo corresponde a una profundidad del eje neutro igual al valor límite y se determina una altura útil mínima (d_{\min}) por el método de momento reducido

Canto superior a mínimo $d > d_{\min}$ y $d < \mu_{\lim}$

$$A_S = \omega_{\lim} \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd} \quad A_S = 0,432 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}$$

$$d^2 = \frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd} \cdot 0,319}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd} \cdot 0,319}}$$

$$d = 1,77 \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}}$$

$$d = k \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}} \quad \text{donde} \quad 2.2 \leq k \leq 3.3$$

K=2,4 Se recomienda para garantizar que pertenezca al dominio 2 y 3

Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_s que se obtiene del Cuadro 2.7

$$M_d = \gamma_s \cdot M$$

Así mismo también se debe minora las resistencias de los materiales por un coeficiente de seguridad γ que se obtiene del Cuadro 2.7

Resistencia de cálculo del hormigón (Kp/cm²).

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

Resistencia de cálculo del Acero (Kp/cm²)

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

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

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

Donde:

b_w = Ancho de la viga

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

f_{cd} = Resistencia de diseño del hormigón.

Se calculará el valor μ_{lim} , se obtiene del Cuadro 2.11

Caso 1: $\mu_d < \mu_{lim}$ No requiere armadura en compresión Si el momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite así como indica la condición, la sección no

necesita armadura en el área de compresión sólo se deberá disponer armadura que resiste a los refuerzos atracción producidos por los momentos flectores envolventes y cálculo en base a la siguiente ecuación:

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

Donde:

w = Cuantía mecánica de la armadura

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

A_s = Área de la armadura a tracción.

Calcular la armadura mínima y el valor de μ se obtiene del Cuadro 2.11

Con el valor del momento reducido se entra al Cuadro 2.12 y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura

Caso 2: $\mu_d > \mu_{lim}$ Requiere armadura en compresión Si el módulo reducido de cálculo es mayor al momento reducido límite así como indica la condición, la sección necesita armadura en el área de compresiones, la armadura que resista a los esfuerzos atracción producido por los momentos flectores de cálculo se determina en base a la siguiente ecuación:

$$W_{s2} = \frac{\mu_d + \mu_{lim}}{1 - j} \quad W_{s1} = W_{lim} + W_{s2} \quad j = \frac{r}{d}$$

Donde:

W_{lim} = Cuantía geométrica límite (tabla 2.7)

μ_d = Momento reducido de cálculo

W_{s1} = Cuantía mecánica para la armadura atracción

W_{s2} = Cuantía geométrica para la armadura a compresión

j = Relación entre recubrimiento y el canto útil

r = Recubrimiento geométrico

$$A_{s1} = W_{s1} \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{s2} = W_{s2} \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

A_{s1} = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo a tracción

As2 = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo a compresión

Cuantía Geométrica Mínima

$$A_{smin} = W_{smin} \cdot b_w \cdot d$$

Ac = Área total de la sección.

Ws min = Cuantía geométrica mínima a flexión

De la tabla 3 del anexo A-1 *Ws min*

Adoptar el máximo valor de área calculada y mínima de acero para el cálculo de armadura de losas.

Tabla 1: Cuantías geométricas mínimas					
ELEMENTO ESTRUCTURAL		AE-22	AE-42	AE-50	AE-60
Soportes	Armadura total	0.008	0.006	0.005	0.004
	Con 2 armaduras A1 y A2	0.004	0.003	0.0025	0.002
Vigas	Armadura en tracción	0.005	0.0033	0.0028	0.0023
Losas	En cada dirección	0.002	0.0018	0.0015	0.0014
Muros	Armadura horizontal total	0.0025	0.002	0.0016	0.0014
	Armadura horizontal en una cara	0.0008	0.0007	0.0006	0.0005
	Armadura vertical	0.0015	0.0012	0.0009	0.0008
	Armadura vertical en una cara	0.0005	0.0004	0.0003	0.0003

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Tabla 2: Valores límites						
fy(kp/cm ²)	2200	2400	4000	4200	4600	5000
fyd(kp/cm ²)	1910	2090	3480	3650	400	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 del Hormigón Armado CBH-87

Tabla 3: Flexión simple o compuesta				
ξ	μ	w	$\frac{w}{f_{yd}} * 10^3$	
0,0891	0,03	0,031		D
0,1042	0,04	0,0415		O
0,1181	0,05	0,0522		M
0,1312	0,06	0,063		I
0,1438	0,07	0,0739		N
0,1561	0,08	0,0849		I
0,1667	0,0886	0,0945		O
0,1684	0,09	0,096		2
0,181	0,1	0,1074		
0,1937	0,11	0,1189		
0,2066	0,12	0,1306		
0,2198	0,13	0,1426		
0,233	0,14	0,1546		
0,2466	0,15	0,1669		
0,259	0,159	0,1782		
0,2608	0,16	0,1795		D
0,2796	0,17	0,1924		O
0,2988	0,18	0,2056		M
0,3183	0,19	0,219		I
0,3383	0,2	0,2328		N
0,3587	0,21	0,2468		I
0,3796	0,22	0,2612		O
0,4012	0,23	0,2761		3
0,4234	0,24	0,2913		
0,4461	0,25	0,3069		
0,4696	0,26	0,3232		
0,4939	0,27	0,3398		
0,5188	0,28	0,357		
0,545	0,29	0,375		
0,5721	0,3	0,3937		
0,6006	0,31	0,4133		
0,6283	0,3193	0,4323	0,0994	D
0,6305	0,32	0,4338	0,1007	O
0,6476	0,3256	0,4456	0,1114	M
0,6618	0,33	0,4554	0,1212	I
0,6681	0,3319	0,4597	0,1259	N
0,6788	0,3352	0,4671	0,1343	I
0,6952	0,34	0,4783	0,1484	O
0,731	0,35	0,503	0,186	4
0,7697	0,36	0,5296	0,2408	
0,7788	0,3623	0,5359	0,2568	
0,7935	0,3658	0,546	0,2854	
0,8119	0,37		0,328	
0,8597	0,38		0,4931	
0,9152	0,39		0,9251	
0,9848	0,4		5,9911	

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado
CBH-87

2.8.1.2. Diseño de vigas a cortante

En el dimensionamiento a cortante en la situación de rotura suele admitirse la colaboración del hormigón, resultando una fórmula aditiva que suma la contribución del mismo con las armaduras. Resulta que el hormigón puede resistir, en la situación de rotura, un esfuerzo

cortante V_{cu} . Mientras que el cortante total de cálculo no supere este valor, $V_d > V_{cu}$, no serían teóricamente necesarias las armaduras transversales. Y para puede ponerse:

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

Y suponer al hormigón, que resiste V_{cu} , las armaduras transversales necesarias para resistir V_{su} trabajando como celosía, este trabajo de celosía no aumenta las tensiones tangenciales en el hormigón, puesto que sólo crea en el mismo, compresiones inclinadas según bielas, y las armaduras recogen todas las tracciones. Únicamente será necesario comprobar que las citadas compresiones no lleguen a agotar al hormigón.

2.8.1.3. Procedimiento de cálculo

Una vez organizadas las armaduras principales y conocida la sección en que deja de ser necesaria cada barra, hay que comprobar las distintas secciones a cortante: Se comienza por determinar el esfuerzo cortante absorbido por el hormigón, V_{cu} , y el valor de agotamiento por compresión del alma, V_{ou} .

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

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

$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$ Resistencia convencional del hormigón a cortante (Kp/cm^2)

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ Resistencia de cálculo del hormigón (Kp/cm^2).

d = Canto útil

b = Ancho del alma. Estos valores hay que compararlos, en las distintas secciones, con el correspondiente esfuerzo cortante de cálculo,

$V_d = \gamma_f \cdot V$, pudiendo presentarse los siguientes casos:

- a) Si $V_d \leq V_{cu}$, el hormigón de la pieza resiste por si sólo el esfuerzo cortante, y la viga no necesita, teóricamente, armadura transversal. No obstante, es necesario colocar unos cercos o estribos de seguridad cuyo diámetro no sea inferior a 6 mm, ni la cuarta parte del diámetro correspondiente a las armaduras principales. La separación de dichos estribos debe ser:

$$s \leq 0.85 \cdot d$$

$$s \leq 30cm$$

- b) Si $V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$, hay que determinar la altura transversal necesaria correspondiente al esfuerzo cortante residual, $V_{su} = V_d - V_{cu}$.

Se calcula entonces:

$$A_s = \frac{f_{su} \cdot s}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Donde:

A_s = Área de acero necesaria para resistir el cortante.

s = Separación de estribos (como una regla práctica se puede tomar 100 cm y determinar la armadura para cortante cada metro).

d = Canto útil.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

- c) Si $V_d > V_{ou}$, es necesario aumentar las dimensiones de la sección.

2.8.1.4. Cuantía mínima

Para que la armadura transversal pueda tenerse en cuenta en la resistencia a esfuerzo cortante su cuantía mínima debe ser igual o mayor de 0.02:

$$A_{Smin} = \frac{0,02 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 100}{f_{yd}}$$

Esta cantidad de acero estará distribuida en 1 metro lineal de viga, si se utiliza esta expresión.

2.9. Diseño de pilares o columnas de Hormigón armado

Las columnas o pilares de hormigón armado forman piezas, generalmente verticales, en las que la sollicitación normal es la predominante. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta. Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales, y estribos. Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber compresiones en colaboración con el hormigón, tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados. Los estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales

comprimidas, contribuir a resistir esfuerzos cortantes y aumentar su ductilidad y resistencia.

2.21.1 Excentricidad mínima de calculo

La norma toma una excentricidad mínima ficticia, en dirección principal más desfavorable, igual al mayor de los valores, $h/20$ y 2cm siendo h el canto en la dirección considerada. Las secciones rectangulares sometidas a compresión compuesta deben también ser comprobadas independientemente en cada uno de los dos planos principales.

2.9.1. Disposición relativa a las armaduras

Las armaduras de los soportes de hormigón armado serán constituidas por barras longitudinales y una armadura transversal formada por estribos. Con objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes debe de ser 20 cm si se trata de secciones rectangulares y 25 cm si la sección es circular.

2.9.1.1. Armaduras longitudinales

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12mm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la sección. En los soportes de sección circular debe colocarse un mínimo de 6 barras. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones. a) La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 35cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar su pandeo. Para que el hormigón pueda entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor que 2cm, que el diámetro de la mayor y que $6/5$ del tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contacto.

2.9.1.2. Cuantías límites

La norma boliviana de hormigón armado recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesto, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas, A_1 y A_2 , las siguientes limitaciones:

$$A_1 \cdot f_{yd} \geq 0,05 \cdot N_d \quad A_2 \cdot f_{yd} \geq 0,05 \cdot N_d$$

$$A_1 \cdot f_{yd} \geq 0,5 \cdot A_C \cdot f_{cd} \quad A_2 \cdot f_{yd} \geq 0,5 \cdot A_C \cdot f_{cd}$$

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

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0,10 \cdot N_d \quad A_1 \cdot f_{yd} \leq A_C \cdot f_{cd}$$

Donde:

A_c = El área de la sección bruta de hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero no se tomará mayor a 5000 kg/cm².

A_1 y A_2 =Armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta.

N_d =Esfuerzo axial de cálculo

f_{cd} =Resistencia de cálculo del hormigón.

A_s =El área de acero utilizado en la pieza de hormigón armado

2.9.2. Armadura transversal

La misión de los estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados y, eventualmente, contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes, ya que los esfuerzos cortantes en los pilares suelen ser más reducidos y la mayoría de las veces pueden ser absorbidos por el hormigón. Con el objeto de evitar la rotura por deslizamiento del hormigón, la separación S entre planos de cercos o estribos debe ser:

$$S \leq b \cdot e$$

Siendo $b \cdot e$ la menor dimensión del núcleo de hormigón, limitada por el borde exterior de la armadura transversal. De todas formas, es aconsejable no adoptar para S valores mayores de 30cm. Por otra parte, con objeto de evitar el pandeo de las barras longitudinales comprimidas, la separación S entre planos de cercos o estribos debe ser:

$$S \leq 15 \cdot \emptyset$$

Donde:

\emptyset = La barra longitudinal más delgada en aquellas estructuras ubicadas en zonas de riesgo sísmico o expuestas a la acción del viento y, en general, cuando se trata de obras de especial responsabilidad, la separación S no debe ser superior a $12 \emptyset$.

El \emptyset de los estribos no debe ser inferior a la cuarta parte del diámetro correspondiente a la barra longitudinal más gruesa, en ningún caso será menor de 6mm.

2.9.3. Pandeo de piezas comprimidas de hormigón armado

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 el siguiente cuadro:

Tabla 4: Longitud de pandeo de las piezas aislada	
Sustentación de la pieza de longitud ℓ	k
-Un extremo libre y otro empotrado	2
-Ambos extremos articulados	1
-Bi-empotrado, con libre desplazamiento normal a la directriz	1
-Articulación fija en un extremo y empotrado en el otro	0,7
-Empotramiento perfecto en ambos extremos	0,50
-Soportes elásticamente empotrados	0,70
-Otros casos	0,90

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

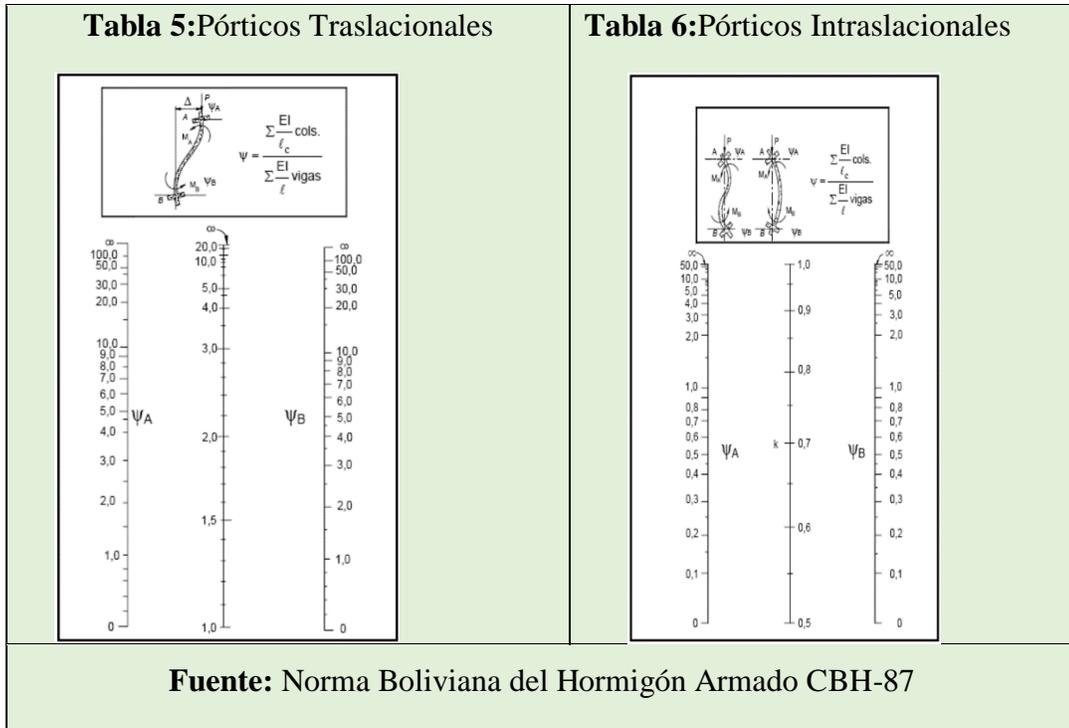
La longitud de pandeo de una columna está en función de las rigideces de las columnas y vigas que concurren a está.

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

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

Longitud de pandeo $l_0 = k \cdot l$ (k se obtiene entrando con ψ)

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



2.9.4. 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 $\lambda = l_0/i_c$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro i_c , de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que $i_c = \sqrt{I/A}$, siendo I y A respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón. Los valores límites para la esbeltez mecánica que recomienda la norma boliviana de hormigón armado son los que mencionan a continuación:

- Para esbelteces mecánicas $\lambda < 35$ (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores a 10), la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.

- Para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$ (geométricas $10 \leq \lambda_o < 29$), puede aplicarse el método aproximado.

Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda_o < 58$) debe aplicarse el método general. para soportes de secciones y armadura constante a lo largo de su altura puede aplicarse el método aproximado de la columna modelo o el de las curvas de referencia.

- No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda > 200$ (geométricas $\lambda_o > 58$).

2.9.5. Flexión esviada

Se dice que una sección se encuentra en un estado de flexión esviada cuando no se conoce a priori la dirección de la fibra neutra. Este estado se presenta en los casos siguientes: En aquellas secciones que, por su forma, no presentan un plano de simetría, como las secciones en L de lados desiguales. En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.

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

2.9.6. Sección rectangular con armadura simétrica

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

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.

2.9.7. Proceso de cálculo

Datos generales:

b, h = Son las dimensiones de la sección del pilar.

Myd = Momentos flectores de cálculo en la dirección Y.

Mxd = Momentos flectores de cálculo en la dirección X.

Nd = Fuerza normal de cálculo.

fcd = Resistencia de cálculo del hormigón minorada.

fyd = Resistencia de cálculo del acero minorada.

2.9.7.1. Cálculo de la longitud de pandeo

$$\ell_0 = \alpha \cdot \ell$$

Dónde α puede obtenerse con el monograma para pórtico, y “ ℓ ” es la longitud del elemento considerado.

Para el cálculo de la longitud de pandeo se empleará el monograma correspondiente a pórticos Traslacionales o desplazables debido a que se tiene presente en estructuras sometidas a las acciones del viento.

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

Referencia: Norma boliviana serie 87 criterios de la sección 8.3.1.2

2.9.7.2. Método de la excentricidad ficticia

Este método es aplicable a los Pilares de sección y armaduras constantes, cuya esbeltez mecánica no supere el valor de cien ($\lambda \leq 100$).

Referencia Norma boliviana CBH-87 sección 8.3.5.2.

2.9.7.3. Excentricidad de primer orden

Excentricidad inicial o de primer orden e_0 , no es menor que la excentricidad accidental, siendo e_0 igual a M/N .

Donde:

M= El momento exterior aplicado, de primer orden,

N = La carga axial actuantes. Referencia Norma boliviana sección 8.3.1.2

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

2.9.7.4. Excentricidad accidental

Excentricidad accidental e_a , que toma en cuenta los pequeños errores constructivos y las inexactitudes en el punto de aplicación de la fuerza normal.

Referencia Norma boliviana CBH-87 Sección 8.3.2.4.

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

Excentricidad ficticia debido al pandeo (segundo orden): La excentricidad e_{fic} , no tiene ningún significado físico. Se trata de una excentricidad ficticia tal que, sumada a la excentricidad de primer orden e_0 tiene en cuenta de forma sencilla, los efectos de segundo orden, conduciendo a un resultado suficientemente aproximado.

$$e_{ficx} = \left(0,85 + \frac{f_{yd}}{12000} \right) \cdot \frac{b + 20 \cdot e_{ox}}{b + 10 \cdot e_{ox}} \cdot \frac{l_{ox}^2}{I} \cdot 10^{-4}$$

Referencia de esta ecuación se encuentra en la sección 18.6-4^a. Hormigón armado Jiménez Montoya 13^o edición Gustavo gili s.a. o de la Norma Boliviana CBH-87 Criterios de la sección 8.3.5.2.1

2.9.7.5. Excentricidad final

No es más que la suma de todas las excentricidades:

$$e_{(x,y)} = e_o + e_a + e_{fic}$$

Referencia de esta ecuación se encuentran la norma boliviana CBH-87. Cálculo de la capacidad mecánica del hormigón.

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

Referencia de esta ecuación se encuentran en la sección 17.3-1er Hormigón Armado de Jiménez Montoya 7ma edición editorial Gustavo gili S.A. Cálculo de los esfuerzos reducidos

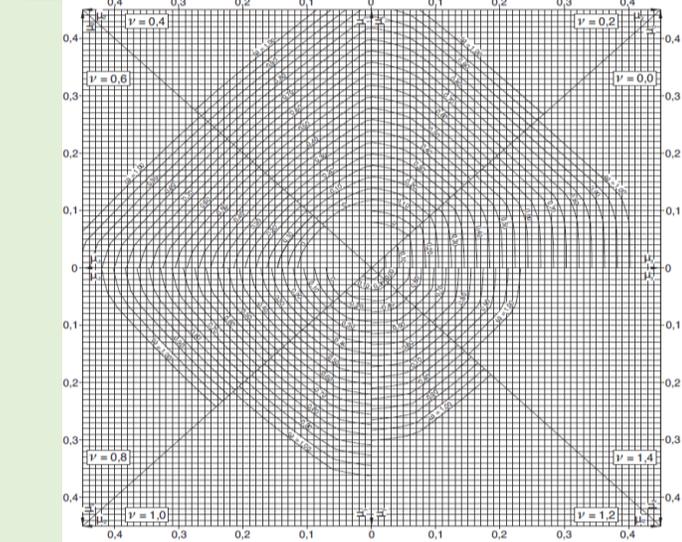
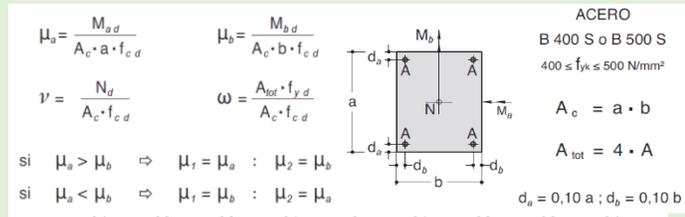
$$v = \frac{N_d}{U_c} \quad \mu_x = \frac{N_d \cdot e_{rx}}{U_c \cdot h} \quad \mu_y = \frac{N_d \cdot e_{ry}}{U_c \cdot b}$$

Referencia de esta ecuación se encuentran en la sección 17,3 - 1er (ver figura 17.4) hormigón armado de Jiménez Montoya séptima edición editorial Gustavo gili S.A. Definir los valores del momento reducido.

$$\mu_x > \mu_y$$

Determinar la cuantía mecánica w 39 Con los valores de los esfuerzos reducidos y definiendo la distribución de la armadura para los Pilares se entra en los ábacos en roseta correspondiente. Si el valor de v no es redondo, se obtiene w por interpolación entre los resultados correspondientes a los valores redondos de v entre los que esté situado el dado. Los ábacos en roseta para flexión esviada, están expuestos en el libro de “Jiménez Montoya” en el tomo II. De donde se elige el diagrama correspondiente en función de: la disposición de armadura, recubrimientos relativos, tipo de acero y límite elástico del mismo. Se ha elegido el siguiente ábaco en roseta, tomando en cuenta las consideraciones anteriores y los datos que se tiene:

Tabla 7: Abaco en Roseta para flexión esviada



Fuente: Hormigón Armado, Pedro Jiménez Montoya

Calcular la capacidad mecánica de la armadura total.

$$U_{total} = w \cdot U_c$$

Calcular la armadura total de acero

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

La armadura mínima es: $0.1 \cdot N_d \leq A_{s \text{ min}} \cdot f_{yd} \leq A_c \cdot f_{cd}$

Referencia de esta ecuación se encuentran en la sección 18,3-2º hormigón armado de Jiménez Montoya 7º edición editorial Gustavo gili S.A. Esto quiere decir que el acero, tomará por lo menos el 10% de la carga, pero no sobrepasará la carga que tome el hormigón. De ambas armaduras seleccionamos la menor de ellas para el diseño la cual es: Para una cara de la sección:

$$A_{s \text{ una cara}} = \frac{A_{stotal}}{4}$$

Ahora se la debe dividir por el área del acero a emplear y con esto obtenemos el número de hierros en cada esquina. Cálculo del número de barras:

$$N^{\circ}\text{fierros} = \frac{A_s}{A_{\phi 12}}$$

2.9.8. Cálculo de la armadura transversal de la columna

El diámetro de estribo será:

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

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

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} b \text{ o } h \text{ (el menor de los diámetros)} \\ 15 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal más delgada}} \end{cases}$$

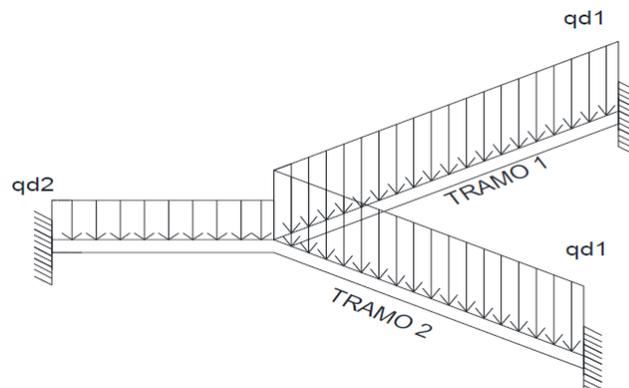
Referencia de esta ecuación se encuentran en la sección 18,3-3° Hormigón Armado de Jiménez Montoya 7° edición editorial Gustavo gili S.A.

2.10. Estructuras complementarias (Escaleras)

2.10.1. Escaleras de hormigón armado

Realizar el diseño de la escalera tomando en cuenta los parámetros necesarios y basándose en la norma CBH-87, el análisis de la estructura de la grada la hoja electrónica procederá a realizar mediante el análisis de elementos finitos para los elementos de la grada indicada en la figura anterior.

El cálculo de la armadura de la hoja electrónica estará analizada como una viga de elemento estructural de tal manera que se procederá a realizar los cálculos de la siguiente manera.



Fuente: Elaboración propia

Armadura longitudinal

Según la norma las ecuaciones para el cálculo de la armadura en vigas son las siguientes:

$$M_d = \gamma_s \cdot M$$

Luego calculamos el momento reducido de cálculo:

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

Con el momento reducido determinamos la cuantía geométrica para determinar la armadura:

$$A_S = \omega_S \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Con la cuantía geométrica mínima encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza.

$$A_{Smin} = W_{Smin} \cdot b_w \cdot d$$

El área de armadura final será el mayor de los dos valores encontrados.

- Armadura transversal

Área de acero requerido por temperatura.

$$A_{Smin} = W_{Smin} \cdot b_w \cdot d$$

Separación de barras para 1m lineal.

$$S_{max} = \frac{100 \cdot A_\phi}{A_{ST}}$$

La hoja electrónica realizara el análisis de esfuerzos de los elementos de la grada y el cálculo de armadura basándose en la norma.

2.10.2. Fundaciones

Las fundaciones o cimentaciones de la estructura están en función principalmente del tipo de suelo de fundación el cual según los análisis de campo en tanto como los de laboratorio hacen conocer qué se trata de un suelo arcilloso por lo tanto se establece que el tipo de fundación apropiada tanto técnico como económicamente es zapatas aisladas y zapatas arriostradas como se observa en las siguientes figuras.

2.10.2.1. Clasificación de las cimentaciones

Los trabados y zapatas de cimentación pueden clasificarse en rígidos y flexibles.

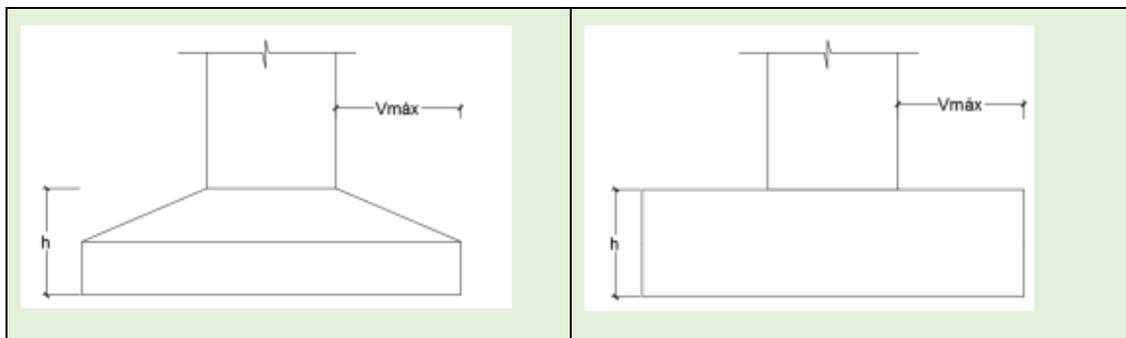


Figura 9: Clasificación de zapatas

Fuente: Elaboración Propia

RÍGIDO $V_{m\acute{a}x} < 2h$

FLEXIBLE $V_{m\acute{a}x} > 2h$

2.10.2.2. Cimentaciones rígidas

Dentro del grupo de cimentaciones rígidas encuentran: Los encepados o trabados cuyo vuelo v en la dirección principal de mayor vuelo es menor que $2h$. Las zapatas cuyo vuelo v en la dirección principal de mayor vuelo es menor que $2h$. Los pozos de cimentación. Los elementos masivos de cimentación: contrapesos, muros masivos de gravedad. En las cimentaciones de tipo rígido, la distribución de deformaciones es no lineal a nivel de sección y por tanto, el método general de análisis más adecuado es el de bielas y tirantes. En este tipo de elementos para el cálculo de las tensiones en el suelo o de las reacciones en los pilotes, se puede considerar en general, que el elemento de cimentación se comporta como un sólido rígido sometido a los esfuerzos transmitidos por el soporte y a las tensiones resultantes del suelo o reacciones en los pilotes.

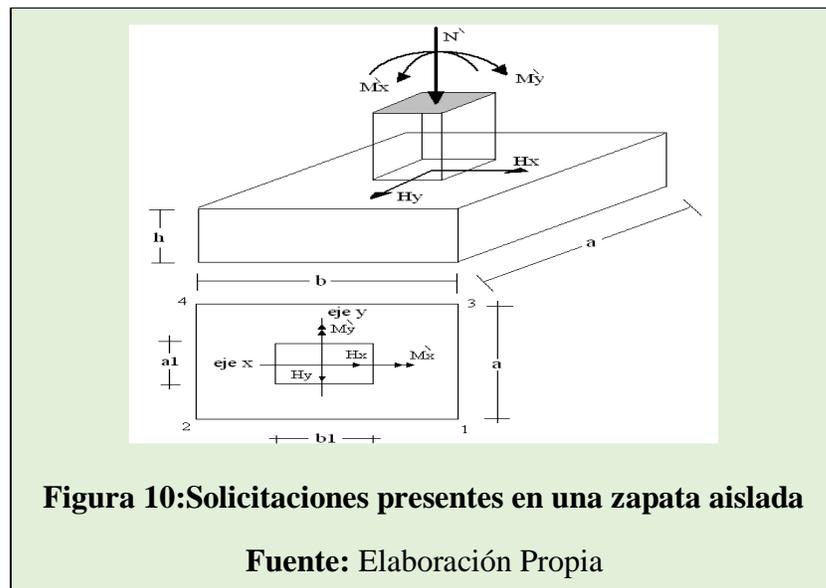
2.10.2.3. Cimentaciones flexibles

Dentro del grupo de cimentaciones flexibles se encuentran: -Los encepados cuyo vuelo v en la dirección principal de mayor vuelo es mayor que $2h$. - Las zapatas cuyo vuelo v en la dirección principal de mayor vuelo es mayor que $2h$. -Las losas de cimentación. En las cimentaciones de tipo flexible la distribución de deformaciones a nivel de sección puede considerarse lineal y es de aplicación la teoría general de flexión.

En este tipo de cimentaciones, los esfuerzos de cimentación y la respuesta del suelo de fundación dependen de la flexibilidad relativa de la cimentación y el suelo; para su evaluación deberá un modelo de interacción suelo-cimiento adecuado.

2.10.2.4. Zapatas Aisladas

Son las que transmiten la carga de una sola columna al suelo. Este tipo de zapatas puede ser de diversas formas geométricas de acuerdo a las necesidades, su uso es indicado para casos en los que la carga es pequeña como edificaciones menores a cinco plantas y/o a suelo que tenga buena resistencia. Constituyen el tipo más usual por razones de economía, estas zapatas pueden ser céntricas o excéntricas dependiendo de la excentricidad de la carga o de los momentos actuantes.



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

1) Determinar el peso total “N” que soportará la zapata

Primeramente, aproximamos el peso de la zapata como el 0,05 del peso total “N” que llega a la zapata, entonces el peso total “Nt” (carga que llega a la zapata más el peso de la zapata) es:

$$N_t = 1,05 N$$

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:

$$\sigma_t = \frac{N}{A}$$

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.

3) Escogidos los valores de “a” y “b”, se calcula el esfuerzo máximo “ σ ” que se presentará en la zapata dado por:

$$\sigma = \frac{N}{a \cdot b} \pm \frac{6M_x}{a \cdot b^2} \pm \frac{6M_y}{b \cdot a^2}$$

En esta etapa hay que verificar que: $\sigma_{adm} > \sigma \text{ máx.}$

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

4) Determinar el canto útil “d” y el canto total “h” de la zapata

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

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{vd} = 0,5^2 \sqrt{f_{cd} \text{ kg/m}^2}$$

Donde:

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:

$$\gamma_f = 1,6 \quad k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_t}$$

f_{cd} = Kp/cm²

γ_f = Coeficiente que normalmente vale 1,6

$\sigma_t = \text{kp/cm}^2$

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

$$d_2 = \sqrt{\frac{a_o \cdot b_o}{4} + \frac{a \cdot b}{2k - 1} - \frac{a_o + b_o}{4}}$$

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

$$h = d + c$$

5) Se determina la carga real “N” que actuará en la zapata

6) Luego se calcula el peso real que actuará en la zapata

$$N_{\text{real}} = N_T \cdot PP_{\text{Zapata}} \quad \therefore \quad PP_{\text{Zapata}} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot \text{Volumen}$$

7) 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:

$$M_y = M'_y + h \cdot Q_y$$

$$M_x = M'_x + h \cdot Q_x$$

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.

8) Cálculo de los esfuerzos en la zapata

$$\sigma_{1,2,3,4} = \frac{N}{a \cdot b} \pm \frac{6M_x}{a \cdot b^2} \pm \frac{6M_y}{b \cdot a^2}$$

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 esfuerzos debidos a flexo-compresión están dados por las anteriores ecuaciones 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:

$$\sigma_{1,2,3,4} \leq \sigma_{adm}$$

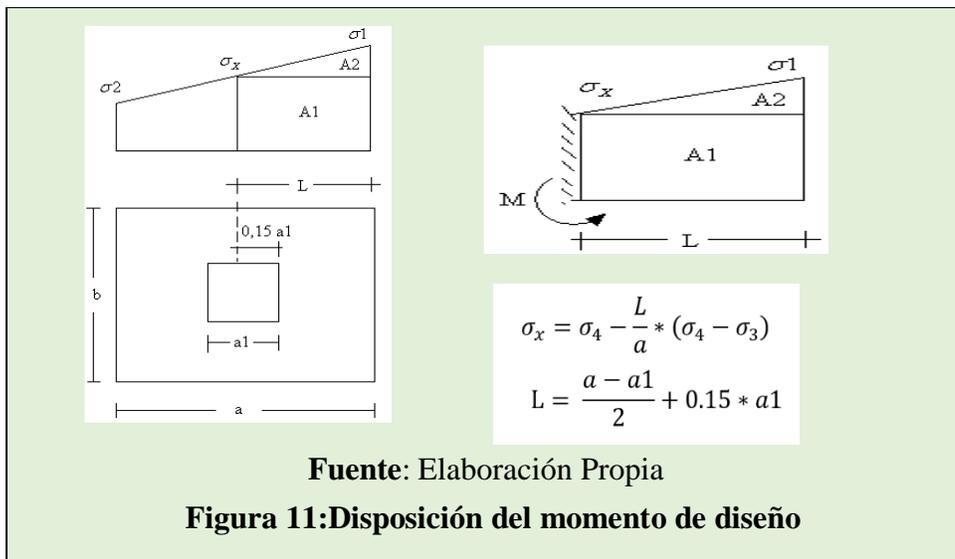
Si no cumpliría esta verificación se debe cambiar el área de la zapata.

9) 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 de A₁.

Cortante de diseño

$$V_d = \gamma_f \cdot V \cdot a$$

$$\frac{V_d}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot \pi \cdot \phi} \leq k \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} \frac{kg}{cm^2}$$



2.11. Estrategia para la ejecución del proyecto

Son las que definen la calidad de obra que con que 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 debe consignar las características de los materiales que hayan de emplearse, los ensayos a los que deben de someterse para comprobación de condiciones que han de cumplir, el proceso de ejecución previsto; las normas para la elaboración de las distintas partes de la obra, las instalaciones que hayan de exigirse, las precauciones que deben adoptarse

durante la construcción; los niveles de control exigidos para los materiales y la ejecución, y finalmente las normas y pruebas.

2.11.1. Precios unitarios

Para poder estimar el presupuesto por precios unitarios es indispensable realizar el cómputo métrico, de manera tal que la multiplicación de cada una de las actividades definidas para una unidad determinada, le corresponda un precio unitario que nos determina el costo parcial de la misma.

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

- a) Costo de materiales
- b) Costo de mano de obra
- c) Desgaste de herramientas y reposición de equipos
- d) Gastos generales
- e) Utilidad

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

Tomando en cuenta como beneficios sociales el 55% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 7% y como utilidad es 6%. Para los impuestos se toma un valor del IVA del 14,90 y 4% y un valor de IT del 3,0 9 %

2.11.2. Cómputos métricos

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

A modo de referencia la planilla de cómputo métrico se podrá tener la siguiente forma:

En todo proyecto se deberán incluir un detallado y completo cómputo métrico, y/o mediciones su caso, tanto de las cantidades de hormigón a utilizarse en la construcción de la estructura como de las excavaciones y rellenos, y de los encofrados, cimbras y demás elementos auxiliares requeridos.

2.11.3. Presupuesto

Un presupuesto es el valor total estimado del costo que tendrá una construcción al ser

determinada, la exactitud de las mismas dependerá en mayor medida al desglose de los elementos que construyen la construcción, cada uno de ellos se halla condicionado a una serie de factores de los cuales algunos son conocidos o son de fácil estimación mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

2.11.4. Planeamiento y cronograma

Un proyecto define una combinación de actividades interrelacionadas que deben ejecutarse en un cierto orden antes que el trabajado completó 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. Una actividad en un proyecto, usualmente se ve como un trabajo que se quieren tiempo y recursos para su terminación.

Para poder realizar un proyecto en tiempo y costos adecuados es necesario elaborar un plan en base al cual se pueda programar y controlar una obra.

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

Tanto la planificación como la programación en una obra se realizan antes de comenzar el proyecto y son herramientas importantes para poder controlar el mismo, aunque a veces es necesario reprogramar replantear.

Para la planificación y programación de presente proyecto se harán uso del método de la ruta crítica.

La representación se le realiza mediante el diagrama de GANTT el cual es una representación gráfica de la información relacionada con la programación el cual muestra las actividades en forma de barras sujetas al tiempo pudiendo identificar las actividades que se desarrollarán en forma paralela y en serie es decir una tras otra.

CAPÍTULO III

3. INGENIERIA DEL PROYECTO

3.1. Generalidades

En este capítulo se realizará el análisis del estudio topográfico, el análisis del estudio de suelos que fueron proporcionados, se determinará los requisitos dimensionales de la estructura, las cargas actuantes y sus respectivas hipótesis, y los datos necesarios que requiere el programa estructural CYPECAD para así poder determinar el diseño estructural y el dimensionamiento de las piezas de la estructura, se verificará los elementos estructurales más críticos de la estructura y finalmente se realizara las especificaciones técnicas, cómputos métricos, análisis de precios unitarios, cronograma de ejecución y presupuesto de la obra bruta.

3.2. Análisis del levantamiento topográfico

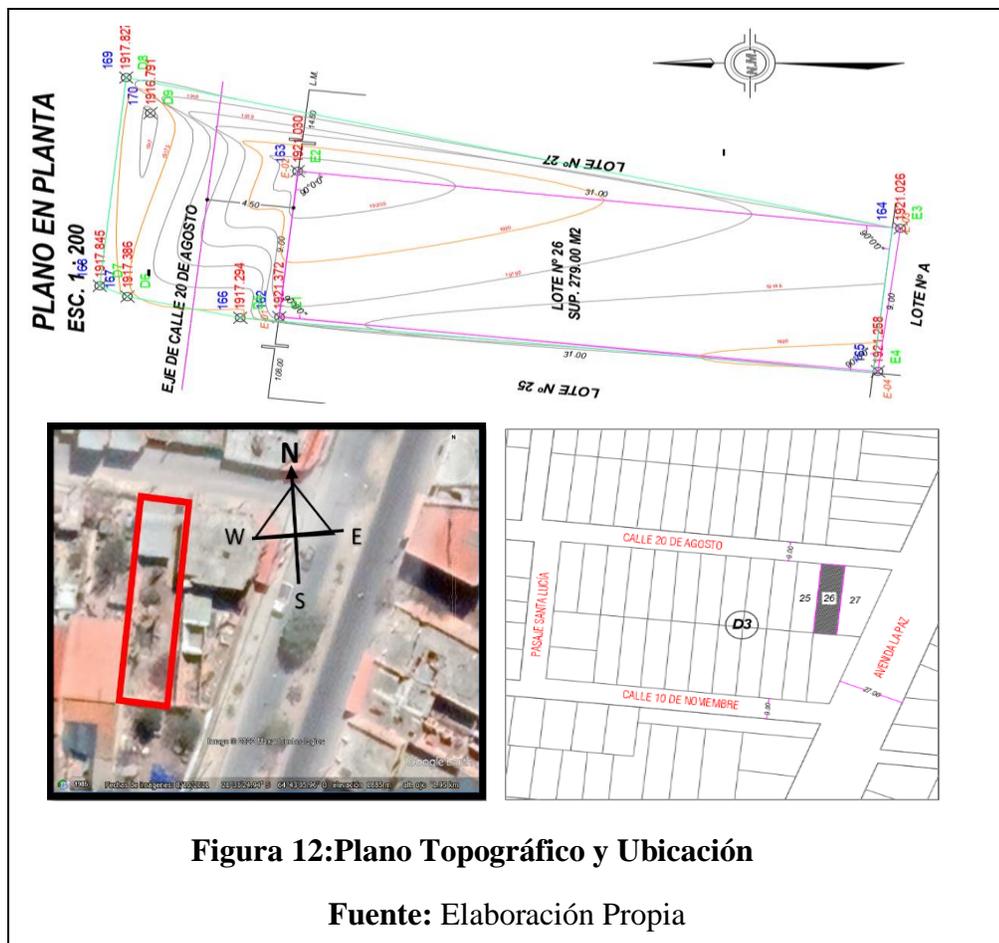


Figura 12: Plano Topográfico y Ubicación

Fuente: Elaboración Propia

COORDENADAS UTM. GEOIDE DE REF. WGS_84 ZONA 20 SUR

(Coord. de Ref. Est. TAR-04 y Az. RSGMT-010 F.p.c. 0.999697345)

Tabla 8:Coordenadas U.T.M.

PTO	ESTE	NORTE	COTA	F.ESCALA
TAR-0,4	319436,1669	7617288,441	1908,4356	0,99969731
RSGMT-10	319402,1331	7617705,674	1908,9909	0,99969738

PTO	N# PTO	ELEVACION
D6	167	1917,386
D7	168	1917,845
D8	169	1917,827
D9	170	1916,791
D5	166	1917,294
E1	162	1921,372
E2	163	1921,03
E3	164	1921,026
E4	165	1921,258

PTO	ESTE	NORTE
E-01	322019,098	7618916,039
E-02	322028,042	7618915,033
E-03	322024,576	7618884,227
E-04	322015,632	7618885,233
E-01	322019,098	7618916,039

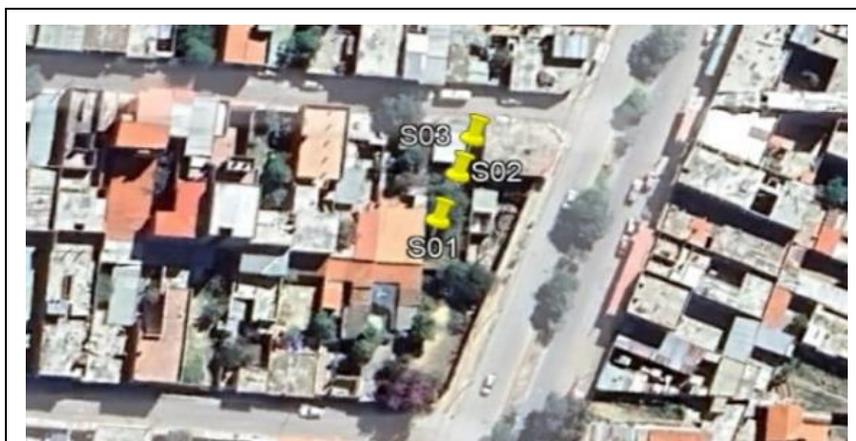
Fuente: Elaboración Propia

El terreno cuenta con una superficie de 279 m² topográfica mente se considera un terreno plano con una pendiente menor al 1% ya que en lugar de emplazamiento del proyecto se encuentra ubicada en media de otras construcciones

3.3. Análisis de estudio de suelos

Para la determinación de la capacidad portante del suelo, se realizó el ensayo de SPT (STANDARD PENETRATION TEST). Dicho ensayo se realizó en tres pozos, ubicados en lugares estratégicos del terreno, con profundidades variables.

El estudio de suelos fue elaborado por la empresa Consultora Constructora CEPAS. dando como resultado lo que se indica a continuación en la tabla 9 el estudio resumido para cada pozo de diferentes profundidades.



Fuente: Elaboración propia

Figura 13: Puntos en los que se realizó el estudio de suelos

Tabla 9: Características del suelo

SONDEO	PROFUNDIDAD		Nº Golpes	Capacidad de carga	Capacidad
	mts		NSPT	Admisible Kg/cm ²	Terzaghi Kg/cm ²
S01	0	2	18	1,8	1,82
S02	0	3	22	1,85	1,95
S03	0	4	25	1,96	2,09

Fuente: Elaboración Propia

Las resistencias de suelo calculo mediante la ecuación de Terzaghi se asemeja a los resultados obtenidos en nuestro estudio de suelo.

En donde se tomará en cuenta las ecuaciones de Terzaghi para el dimensionamiento de la zapata.

Descripción del suelo obtenido para el pozo N°1

Tipo de suelo: suelo Arcilloso A-2(6), según la clasificación A.A.S.T.H.O.

Capacidad portante del suelo: 1,80 Kg/cm².

Profundidad: 2 m

Descripción del suelo obtenido para el pozo N°2

Tipo de suelo: suelo Arcilloso A-2(6), según la clasificación A.A.S.T.H.O.

Capacidad portante del suelo: 1,85 Kg/cm².

Profundidad: 3 m

Descripción del suelo obtenido para el pozo N°3

Tipo de suelo: suelo Arcilloso A-2(6), según la clasificación A.A.S.T.H.O.

Capacidad portante del suelo: 1,96 Kg/cm².

Profundidad: 4 m

Para el presente proyecto se tomó a una profundidad de 2 metros para nuestro diseño ya que este presenta una buena resistencia a esa profundidad, siendo éste un suelo arcilloso A-2 (6), con una capacidad portante de 1,80 Kg/cm².

3.4. Datos generales del Proyecto

3.4.1.1. Normativa de diseño

Para el diseño de los elementos estructurales se empleó el método de los estados límites último empleando el Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87, por tanto, además de los materiales empleados, se deben definir los coeficientes de minoración de resistencias y de mayoración de cargas.

Normativa de diseño empleada

Código Boliviano del Hormigón Armado

Coefficientes de minoración de resistencias de los materiales

$\gamma_c = 1,5$ (Concrete: Hormigón)

$\gamma_s = 1,15$ (Steel: Acero)

Coefficiente de mayoración de las cargas

$\gamma_f = 1,6$ (Forces: Fuerzas)

3.4.1.2. Materiales empleados

Para el diseño de los elementos estructurales, se emplearon los materiales típicos que conforman el hormigón armado, presentando estas las siguientes características.

Materiales empleados en el hormigón armado

$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2400 \text{ kg/m}^3$ (peso específico del hormigón armado)

$\gamma_{H^{\circ}} = 2300 \text{ kg/m}^3$ (peso específico del hormigón sin armar)

$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$ (Resistencia característica del hormigón en compresión)

$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$ (Resistencia característica del acero en tracción)

Nivel de control en la ejecución El nivel de control en la ejecución de los diferentes elementos de hormigón armado para el proyecto es el control normal.

Capacidad portante del suelo La tensión admisible del suelo para el diseño del proyecto a 2 metros de profundidad $\sigma_{adm} = 1,80 \text{ kg/cm}^2$

3.5. Cargas consideradas en el diseño

Las cargas consideradas en el diseño de la estructura, tanto permanentes como sobrecargas de uso, a continuación, se muestra las siguientes tablas de resumen de las cargas consideradas en el diseño.

3.5.1. Carga Permanente (CM)

- Para las losas 1,2 y 3

Tabla 10: Cargas consideradas

N°	Cargas Consideradas	Unidad	Cantidad (CM)
<u>1</u>	Carpeta de nivelación	Kg/m ²	92
<u>2</u>	Mortero Cerámico	Kg/m ²	18,5
<u>3</u>	P. Revestimiento Cerámico	Kg/m ²	18
<u>4</u>	Acabado Techo Estuco	Kg/m ²	31,25
Carga Permanente (CM)		Kg/m²	159,75
Por seguridad se adoptó:		CM=160 kg/m²=1,6 kN/m²	

Fuente: Elaboración Propia

- Para las losas 4 y 5

Tabla 11: Cargas consideradas

N°	Cargas Consideradas	Unidad	Cantidad (CM)
<u>1</u>	Carpeta de nivelación	Kg/m ²	115
<u>2</u>	Mortero Cerámico	Kg/m ²	18,5
<u>3</u>	P. Revestimiento Cerámico	Kg/m ²	18

<u>4</u>	Acabado Techo Estuco	Kg/m ²	31,25
Carga Permanente (CM)		Kg/m²	183
Por seguridad se adoptó:		CM=190 kg/m²=1,9 kN/m²	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 12:Cargas consideradas muro exterior

N°	Cargas Consideradas Muros Exterior	Unidad	Cantidad (CM)
<u>1</u>	Muro de Ladrillo Planta baja mortero+ estuco	KN/m	4,53
<u>2</u>	Muro de Ladrillo L ₁ , L ₂ y L ₃ (losa) mortero+ estuco	KN/m	4,23
<u>3</u>	Muro de Ladrillo (Parapeto) L ₄ mortero	KN/m	1,92
Cargas Consideradas Muros Interior			
<u>4</u>	Muro exterior de Ladrillo Planta baja estuco	KN/m	4,16
<u>5</u>	Muro exterior de Ladrillo L ₁ , L ₂ y L ₃ estuco	KN/m	3,90
<u>6</u>	Barandado	Kg/m	30

Fuente: Elaboración Propia

3.5.2. Sobre carga de diseño (CV)

Tabla 13:Sobre carga de uso (Cargas NB1225002-2)

N°	Sobrecarga de Usos para Vivienda	Unidad	Cantidad (L)
1	Azoteas inaccesibles	KN/m ²	1
2	Habitaciones	KN/m ²	2
3	Baños	KN/m ²	2
4	Cocinas	KN/m ²	2
5	Lavaderos (5)	KN/m ²	2
6	Sala comedor	KN/m ²	3
7	Balcones	KN/m ²	3
8	Escalera y vías de salida	KN/m ²	3
9	Azoteas accesibles privadamente	KN/m ²	3

10	Tanque de almacenamiento con capacidad de 650 L	KN/m ²	3,51
11	Carga de Granizo	KN/m ²	1,05

Fuente: Elaboración Propia

3.5.3. Carga de viento:

El viento forma parte del conjunto de acciones horizontales que pueden actuar sobre una edificación, este puede actuar en cualquier dirección, pero en las estructuras casi siempre se lo analiza actuando en dirección a sus ejes principales y en ambos sentidos.

Se optará por usar la normativa NB 1225003-1 para la comparación del cálculo manual con el cálculo del software CypeCad

3.5.3.1. Cálculo de la carga del viento

Ubicación: Área suburbana

Exposición: D

Categoría: II

3.5.3.2. Velocidad básica del viento

La elección de la velocidad básica del viento se extrajo de datos otorgados por APNB 1225003.

Tabla 14: Velocidades Básicas del Viento en Ciudades

CIUDAD	V (m/s)
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 de la Norma Boliviana APNB-1225003.

$$V = 24 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 86,4 \frac{\text{km}}{\text{hr}}$$

3.5.3.3. Presión dinámica:

La expresión para determinar la presión dinámica es:

$$q_z = 0,613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot I \cdot V^2$$

Donde:

$K_{zt} = 1,00$ factor topográfico

$K_d = 0,85$ factor de direccionalidad

$I = 1,00$ factor de importancia

Los valores de K_z , y las presiones dinámicas resultantes se llevaron a la Tabla siguiente:

$$\alpha = 11,5 \quad Z_g = 213 \text{ m} \quad h = 15,48 \text{ m}$$

$$Z_{\text{pared}} = \begin{vmatrix} 15,48 \\ 12,42 \\ 9,36 \\ 6,30 \\ 3,24 \end{vmatrix} \text{ m} \quad K_h = 2,01 \cdot \left(\frac{h}{Z_g}\right)^{\frac{2}{\alpha}} = 1,274$$

$$K_h = 2,01 \cdot \left(\frac{Z_{\text{pared}}}{Z_g}\right)^{\frac{2}{\alpha}} = \begin{vmatrix} 1,27 \\ 1,23 \\ 1,17 \\ 1,09 \\ 0,97 \end{vmatrix}$$

$$q_z = 0,613 \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot I \cdot V^2 \cdot \left(\frac{\text{s}^2}{\text{m}^2} \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}^2}\right) = \begin{vmatrix} 38,99 \\ 37,53 \\ 35,72 \\ 33,35 \\ 29,71 \end{vmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Tabla 15: Cálculo manual de la carga de viento

PLANTA	h (m)	B (m)	L(m)	qz	Viento X(KN)	Viento Y(KN)
LOSA GRADAS	3,06	3,7	6,40	38,99	7,636	4,414
PLANTA TERRAZA	3,06	9	14,05	37,53	16,135	10,336
TERCER PISO	3,06	9	14,05	35,72	15,357	9,837
SEGUNDO PISO	3,06	9	14,05	33,35	14,338	9,185
PRIMER PISO	3,15	9	14,05	32,03	14,176	9,081
PLANTA BAJA	0	9	9	0	0,000	0,000

Fuente: Elaboración Propia

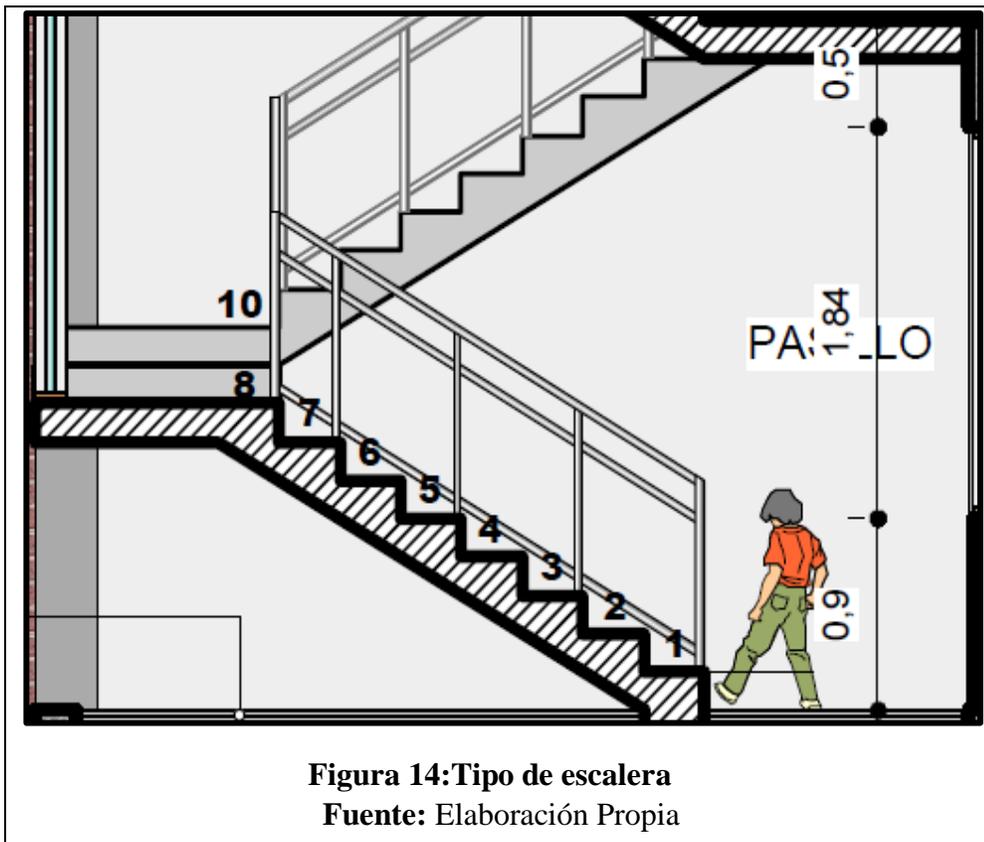
Tabla 16:Calculo con el programa CypeCad

Cargas de viento (kN)				
Planta	Viento +X	Viento -X	Viento +Y	Viento -Y
LOSA GRADAS	8.070	-8.070	4.815	-4.815
PLANTA TERRAZA	15.925	-15.925	9.489	-9.489
TERCER PISO	15.431	-15.431	9.168	-9.168
SEGUNDO PISO	14.812	-14.812	8.765	-8.765
PRIMER PISO	14.450	-14.450	8.503	-8.503
PLANTA BAJA	0.000	0.000	0.000	0.000

Fuente: Elaboración Propia (CypeCad)

3.5.4. Dimensionamiento de las escaleras

Según el plano arquitectónico el tipo de escalera que va tener la estructura será una escalera de dos tiros rectos con un descanso.



Planta Baja – Primer nivel

Escalera = 18 escalones.

Desnivel que salva = 324 cm

Para los demás niveles

Escalera = 17 escalones.

Desnivel que salva = 306 cm

Contrahuella = 18cm

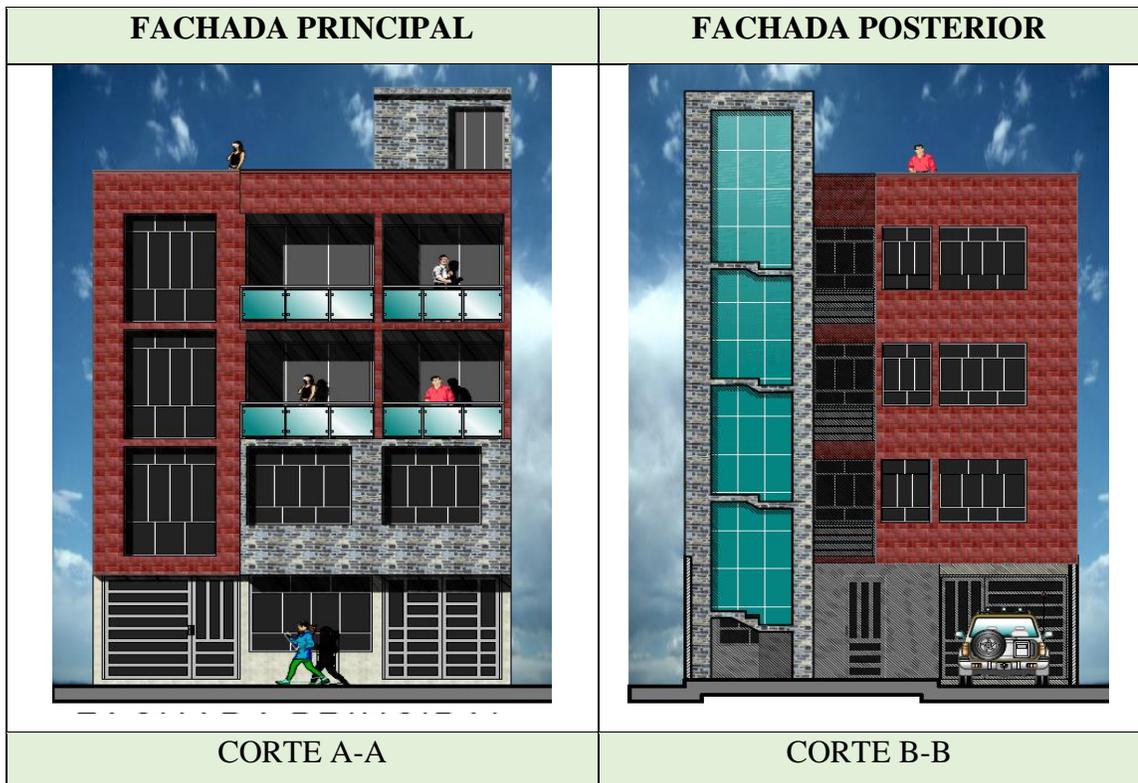
Contrahuella = 18cm

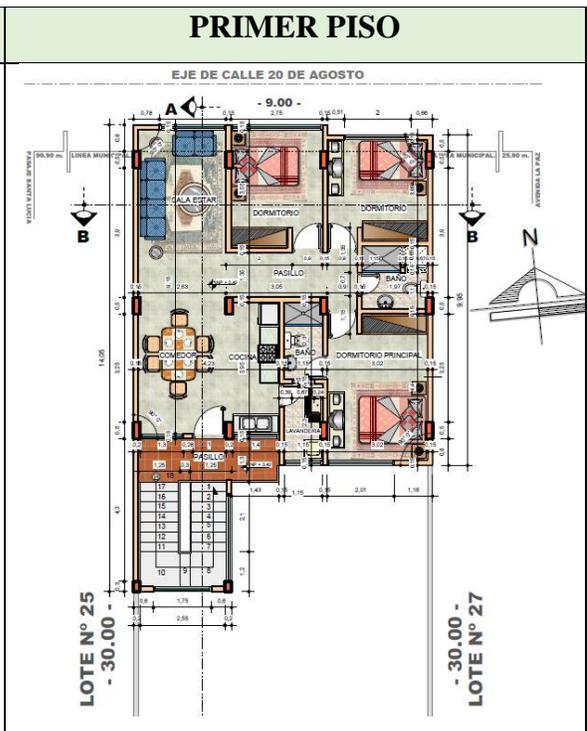
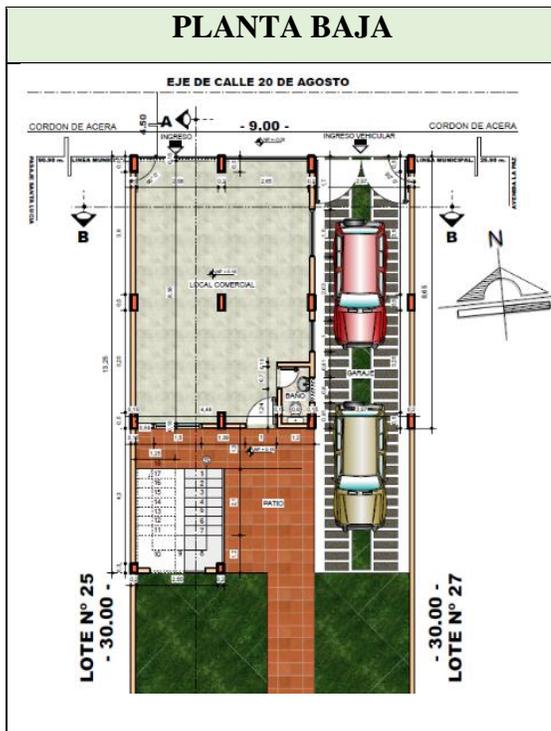
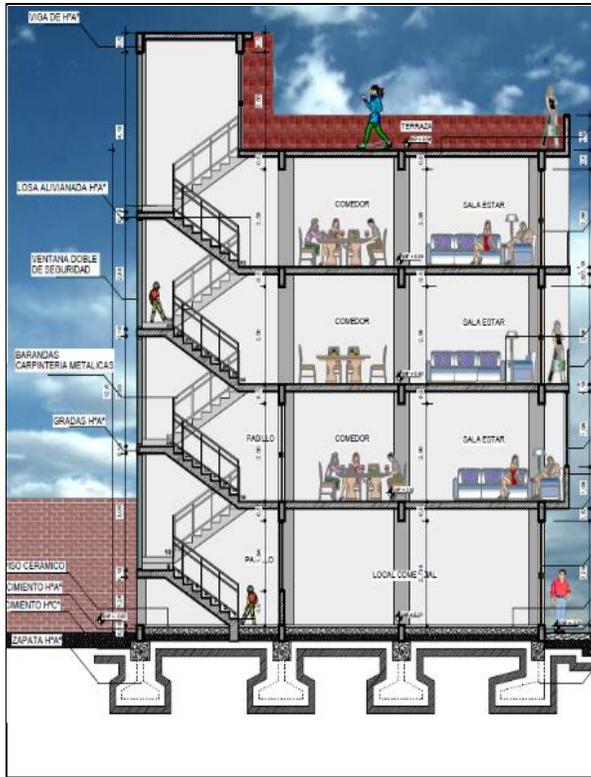
Huella = 30 cm

Huella = 30 cm

3.5.5. Análisis del Diseño Arquitectónico

Los planos arquitectónicos que se elaboraron para el diseño de este proyecto fue por el Arquitecto “MARIO VILLCA CHINO” (Véase en el Anexo A.3)





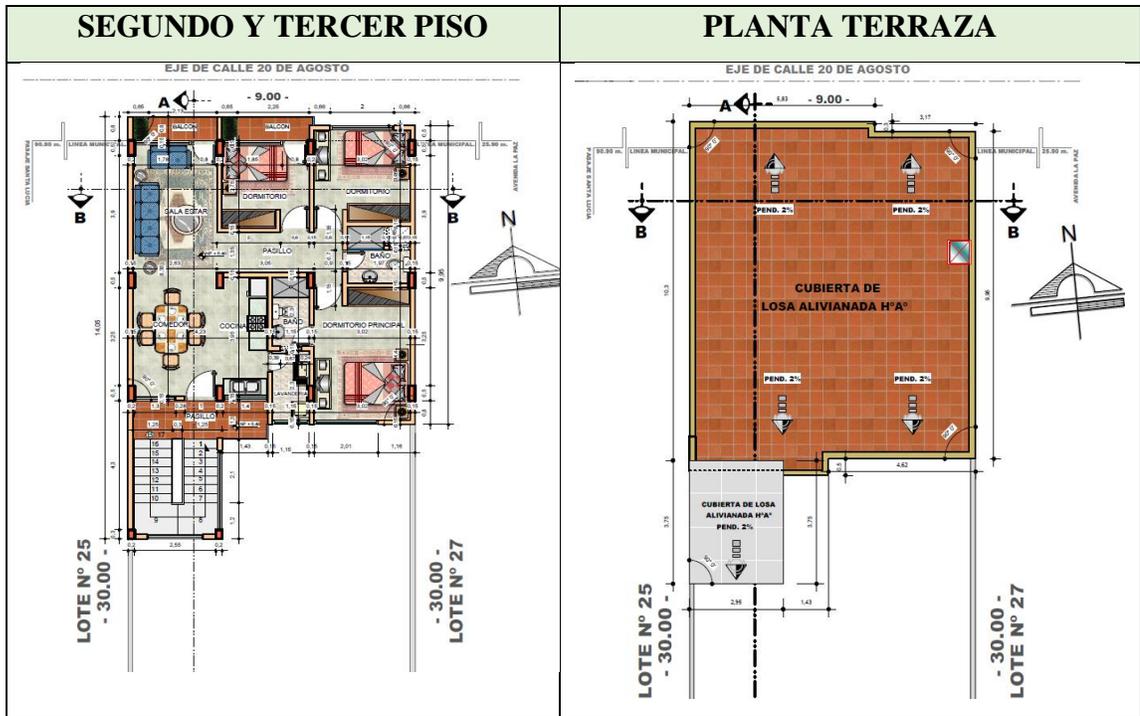


Figura 15: Planos arquitectónicos

Fuente: Elaboración Propia

3.6. Planteamiento Estructural

Se analizará tanto en la estructura de la cubierta como en la estructura de a porticada.



Para el análisis, cálculo y diseño estructural se empleará el paquete computarizado CypeCad en su versión 2017, en el Anexo N°8 se encuentra toda la memoria de cálculo correspondiente, además se procederá a la verificación manual de los elementos estructurales más solicitados en base a la normativa vigente en nuestro país, el Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87

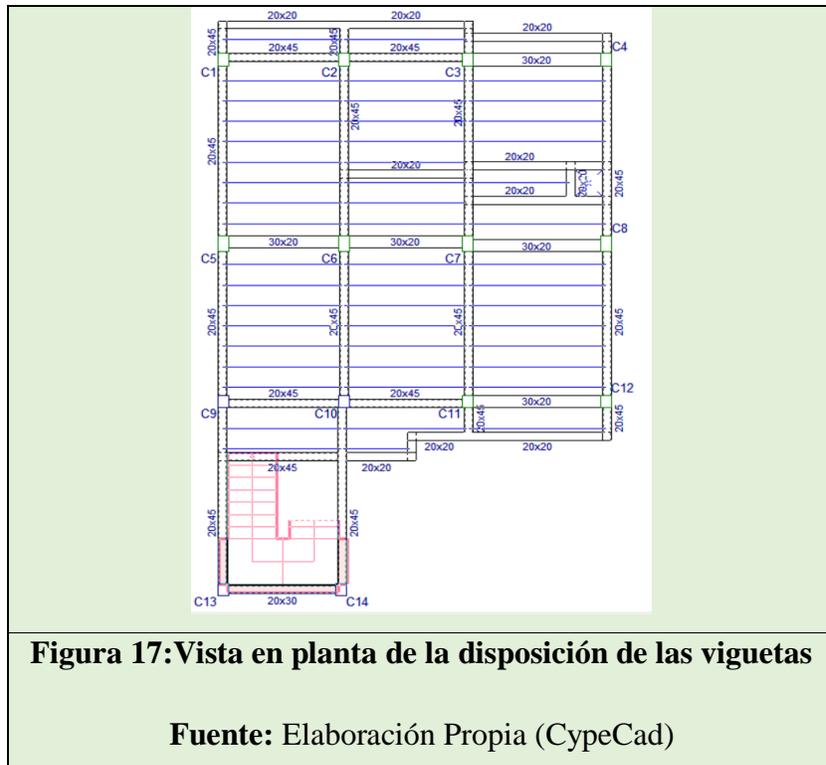
3.6.1. Estructura de sustentación de cubierta

3.6.1.1. Diseño de la losa Alivianada

La cubierta (losa) estará compuesta de una losa alivianada con viguetas pretensadas haciéndose referencia del catálogo CONCRETEC. Separadas con un inter eje de 50 cm. El material utilizado para la cubierta será con complemento de plastoformo dispuestas en toda la losa para cubrir los vacíos en medio de las viguetas con una capa de compresión de 5 cm con hormigón y una armadura de refuerzo constructivo para controlar la fisuración que se lo calculará más adelante.

3.6.1.2. Plano en planta de la disposición de las viguetas sobre la cubierta

La ubicación de las viguetas pretensadas se lo ara como muestra la figura 3.11 en donde se ve claramente la disposición de las viguetas.



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

- a) Viguetas Pretensadas
- b) Complemento aligerante de Plastoformo
- c) Carpeta de compresión de Hormigón armado
 - Hormigón

Para el caso de los hormigones usados para las vigas o viguetas pretensadas, el hormigón tiene que tener una alta resistencia para evitar las perdidas en el tesado de los torones.

$$f'_{cd} = 350 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Hormigón pretensado}$$

$$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Hormigón Armado}$$

- Aceros

Para el caso de los aceros usados en el hormigón pretensados estos deben ser de alta resistencia, para que de esa forma poder ejercer la fuerza de pretensado requerida. La tensión de rotura última del acero pretensado (Según la guía de productos: CONCRETEC), es:

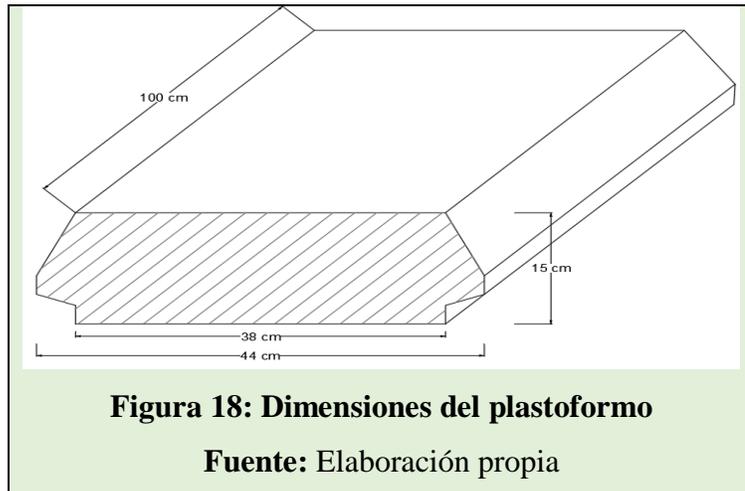
$$f_{pu} = 18000 \text{ kg/cm}^2$$

Limite elástico característico del acero

$$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}$$

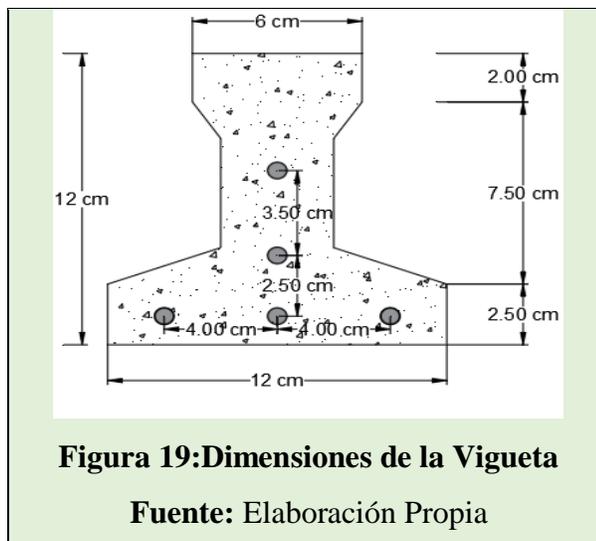
- Dimensión del plastroformo

15 x 46 x 100 (Según la guía de productos: CONCRETEC)



- Dimensión de las viguetas pretensadas

(Según la guía de productos de: CONCRETEC)



- Determinación del canto del paquete estructural

Según la dimensión que indica en los catálogos de CONCRETEC

Altura de la vigueta = 12 cm

Altura de plastroformo = 15 cm

Capa de compresión = 5 cm

Altura de la losa como mínimo se adopta $h = 20$ cm

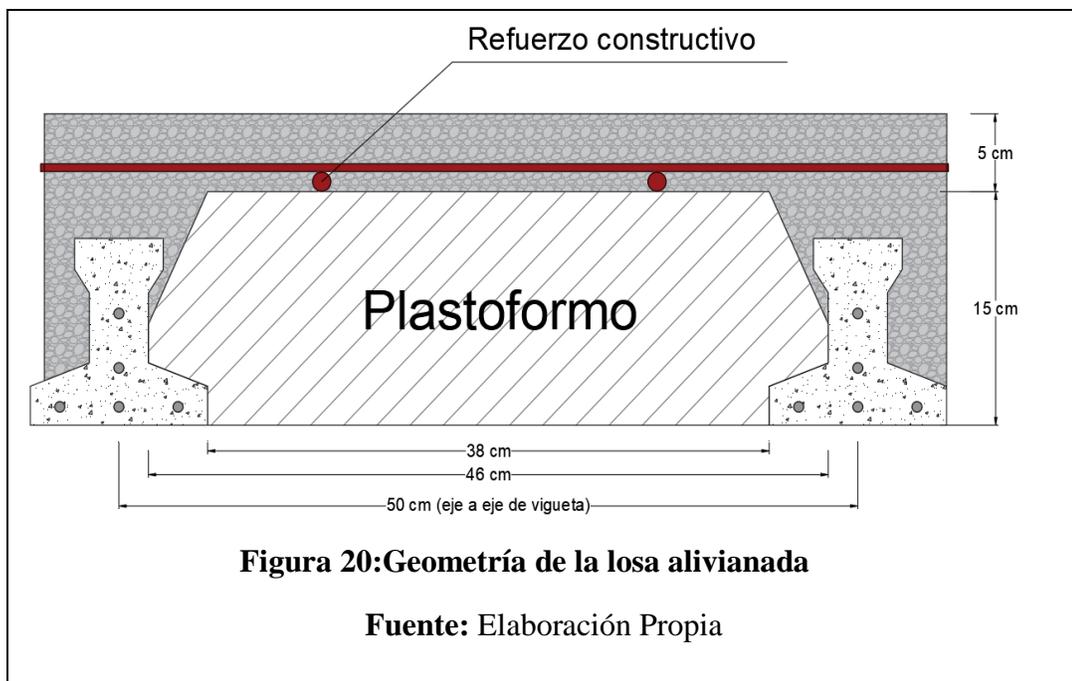
Según la normativa CBH-87 sección propone, que el canto mínimo para losas unidireccionales de viguetas pretensadas es:

$$h = \frac{l}{25} = \frac{419}{25} = 16,76 \text{ cm}$$

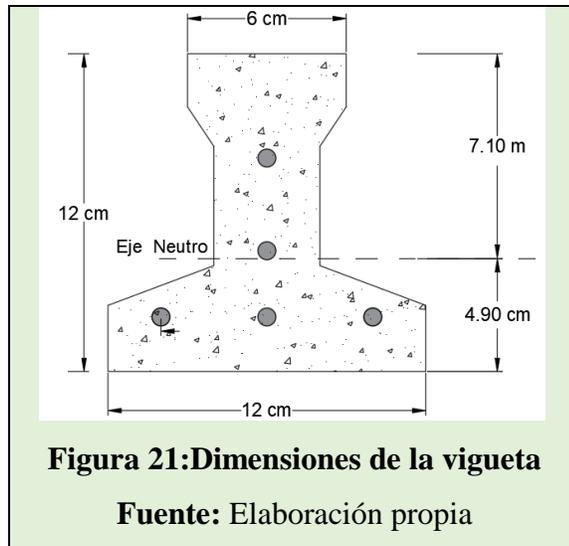
l = longitud más larga de la losa

h = altura de la losa

Se asumirá por tanto como altura de 20 cm uniformizándose esta altura para todas las losas.



Esta verificación se la realizara 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 CBH87 no contempla elementos de hormigón pretensado.



- Propiedades geométricas:

Área “ A_0 : 79,5 cm²”

Inercia “ I_0 : 1115,08 cm⁴”

Brazo mecánico inferior “ c_{20} : 4,90 cm”

Brazo mecánico superior “ c_{10} : 7,10 cm”

Excentricidad “ e_0 = 2,12 cm”

Resistencia a compresión del hormigón a los 7 días: El hormigón tendrá una resistencia del 80 % de la prevista a los 28 días.

$$f'_{ci} = 0,8 \cdot f'_c = 0,8 \cdot 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 280 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

- Esfuerzos admisibles:

Esfuerzo admisible a la tracción en tiempo cero

$$f_{ti} = 0,8 \cdot \sqrt{f'_{ci}} = 0,8 \cdot \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}} = 13,39 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo admisible a la compresión en tiempo cero

$$f_{ci} = -0,60 \cdot f'_{ci} = -0,6 \cdot 280 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = -168 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Momentos actuantes:

Momento por peso propio

$$A = 79,5 \text{ cm}^2 = 0,00795 \text{ m}^2$$

$$q_0 = \gamma_c \cdot A = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,00795 \text{ m}^2 = 19,08 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$M_0 = \frac{q_0 \cdot L^2}{8} = \frac{19,08 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot (3,15 \text{ m})^2}{8} = 23,67 \text{ kg} \cdot \text{m} = 2366,52 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

La fuerza de pretensado viene dada por: El esfuerzo en el acero de presfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión es:

$$f_{ps} = 0,74 \cdot f_{pu} = 0,74 \cdot 18000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 13320 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

El área de acero de pretensado es:

$$A_{ps} = n \cdot A_{\phi 4} = 5 \cdot \frac{\pi \cdot (0,4)^2}{4} = 0,628 \text{ cm}^2$$

La fuerza de pretensado inicial en centro luz, asumiendo un 10% de pérdidas instantáneas es:

$$P_0 = f_{ps} \cdot A_{ps} \cdot 0,9 = 13320 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot (0,628 \text{ cm}^2) \cdot 0,9 = 7532,28 \text{ kg}$$

La fuerza de pretensado final en centro luz, asumiendo un 20% de pérdidas diferidas adicionales a las instantáneas es:

$$P_f = f_{ps} \cdot A_{ps} \cdot 0,8 = 13320 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0,628 \text{ cm}^2 \cdot 0,8 = 6695,36 \text{ kg}$$

Verificación de esfuerzos para la fibra traccionada:

$$-\frac{M_0 \cdot c_{10}}{I_0} + \frac{P_0 \cdot e_0 \cdot c_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq f_{ti}$$

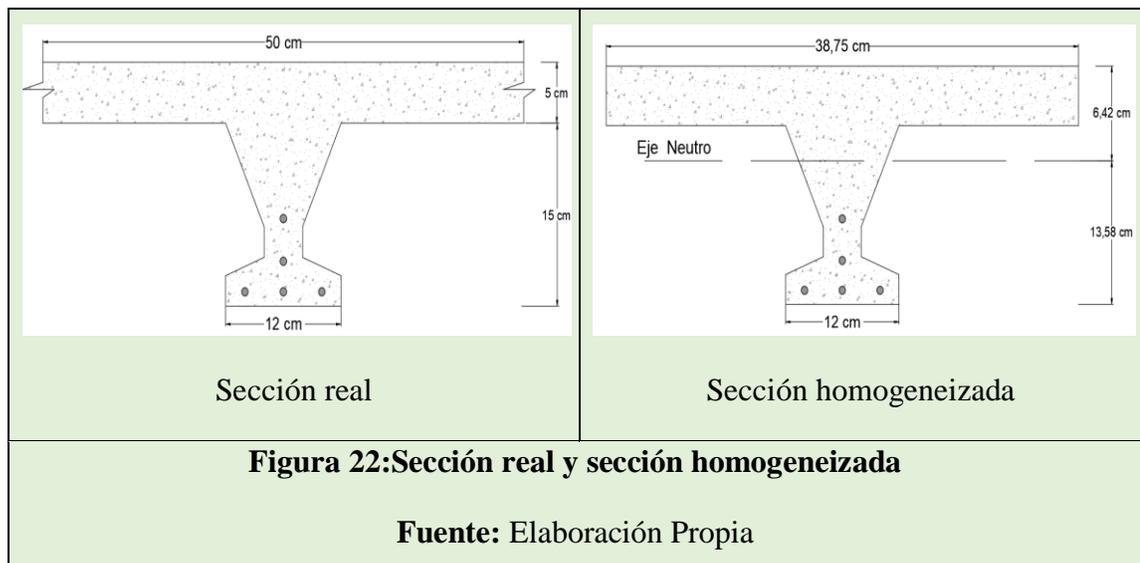
$$-\frac{2366,52 \cdot 7,10}{1115,08} + \frac{7532,28 \cdot 2,12 \cdot 7,10}{1115,08} - \frac{7532,28}{79,5} \leq 13,38$$

$$-7,93 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 13,38 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{ok!})$$

Para la fibra comprimida tenemos:

$$\begin{aligned}
& + \frac{M_0 \cdot c_{20}}{I_0} - \frac{P_0 \cdot e_0 \cdot c_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \geq f_{ci} \\
& + \frac{2366,52 \cdot (4,9)}{1115,08} - \frac{7532,28 \cdot (2,12) \cdot 4,9}{1115,08} - \frac{7532,28}{79,5} \geq -168 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\
& -154.586 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq -168 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (ok!)}
\end{aligned}$$

2) Estadio 4 (Tiempo infinito $t=\infty$)



Para homogeneizar la sección, se emplea la relación entre los módulos de deformación longitudinal correspondiente a cada tipo de hormigón .

$$n = \frac{E_C}{E_{CP}} = \frac{19000 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{19000 \cdot \sqrt{f_{cp}}} = \frac{\sqrt{210}}{\sqrt{350}} = 0,775$$

$$b_n = b \cdot n = 50\text{cm} \cdot (0,775) = 38,75\text{cm}$$

• Propiedades geométricas:

Área “ A_∞ : 313,64 cm²”

Inercia “ I_{x_∞} : 11039,86 cm⁴”

Brazo mecánico inferior “ c_{2_∞} : 13,58 cm”

Brazo mecánico superior “ c_{1_∞} : 6,42 cm”

Excentricidad “ $e_\infty=10,8$ cm”

Esfuerzos admisibles:

Esfuerzo admisible a la tracción en tiempo infinito

$$f_{ts} = 1,6 \cdot \sqrt{f'_c} = 1,6 \cdot \sqrt{350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}} = 29,93 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo admisible a la compresión en tiempo infinito

$$f_{cs} = 0,45 \cdot f'_c = 0,45 \cdot \left(350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) = -157,5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

• Momentos actuantes:

Momento por peso propio

$$A_{\infty}: 313,64 \text{ cm}^2 = 0,03136 \text{ m}^2$$

$$q_0 = \gamma_c \cdot A = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot (0,03136 \text{ m}^2) = 75,276 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$M_0 = \frac{q_0 \cdot L^2}{8} = \frac{75,276 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot (3,15 \text{ m})^2}{8} = 93,366 \text{ kg} \cdot \text{m} = 9336,55 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Momento debido a la carga muerta no estructural

$$q_d = q_d' \cdot c = 190 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot (0,5 \text{ m}) = 95 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$M_d = \frac{q_d \cdot L^2}{8} = \frac{95 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot (3,15 \text{ m})^2}{8} = 117,83 \text{ kg} \cdot \text{m} = 11782,97 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Momento debido a la carga viva

$$q_L = q_L' \cdot c = 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,5 \text{ m} = 150 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$M_L = \frac{q_L \cdot L^2}{8} = \frac{150 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot (3,15 \text{ m})^2}{8} = 186,045 \text{ kg} \cdot \text{m} = 18604,69 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Momento total

$$M_t = M_0 + M_d + M_L = 9336,55 + 11782,97 + 18604,69 = 39724,21 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Se realiza la verificación de esfuerzos, para la fibra comprimida tenemos:

$$-\frac{M_T \cdot c_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{P_f \cdot e_\infty \cdot c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{P_f}{A_\infty} \geq f_{cs}$$

$$-\frac{39724,21 \cdot (6,42)}{11039,86} + \frac{6695,362 \cdot (10,80) \cdot 6,42}{11039,86} - \frac{6695,362}{313,65} \geq -157,5$$

$$-2,373 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq -157,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (ok! para la seccion homigenizada)}$$

El esfuerzo máximo de compresión en el hormigón de la carpeta de compresión (H21), viene dado por:

$$\sigma_c = -2,373 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot n = -2,373 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot (0,775) = -1,84 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo admisible a la compresión en tiempo infinito, para la carpeta de compresión (H21) es:

$$f_{cs} = -0,45 \cdot f'_c = 0,45 \cdot (210 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}) = -94,5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$-1,84 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq -94,4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (ok!)}$$

Para la fibra traccionadas tenemos:

$$+\frac{M_T \cdot c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{P_f \cdot e_\infty \cdot c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{P_f}{A_\infty} \leq f_{ts}$$

$$\frac{39724,21 \cdot (13,58)}{11039,86} - \frac{6695,362 \cdot (10,80) \cdot 13,58}{11039,86} - \frac{6695,362}{313,65} \leq 29,93 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$-61,443 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 29,93 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (ok!)}$$

3.6.1.3. Verificación de la deflexión

Se calculará la deflexión debida a la carga total sobre el elemento como en cualquier otro miembro a flexión, y se sobrepone a la deflexión del prees fuerza.

La deflexión máxima permisible es de L/400 por lo tanto se deberá cumplir:

$$\Delta_{PS} + \Delta_{PP} \leq \frac{L}{400}$$

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

$$\Delta_{Ps} = \frac{P_e \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot E_{cp} \cdot I_{xc}}$$

P_e = Fuerza de pretensado efectivo

$e = 2,12$ cm Excentricidad

$L = 315$ cm Luz de la vigueta

$I_{xc} = 1115,08$ cm⁴ Inercia de la vigueta en el eje x

Esfuerzo, módulo de deformación del hormigón armado respectivamente

$$E_{cp} = 19000 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 19000 \cdot \sqrt{350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 355457,45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Perdidas de Pretensado:

Las pérdidas de pretensado son:

- ✓ Acortamiento elástico del Hormigón
- ✓ La relajación de la armadura activa posterior a la transferencia
- ✓ La retracción del hormigón posterior a la transferencia
- ✓ La fluencia del Hormigón

Se asumirá una pérdida de pretensado del 20 %

Fuerza de pretensado efectivo:

Fuerza de Pretensado Inicial $P_0 = 7532,28$ kg

Pérdida total de la fuerza de pretensado $\Delta P = 20\% \cdot P_0 = 1506,456$ kg

Fuerza de pretensado efectivo $P_e = P_0 - \Delta P = 6025,82$ kg

$$\Delta_{PP} = \frac{P_e \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot E_{cp} \cdot I_{xc}}$$

$$\Delta_{PP} = \frac{-6025,82 \text{ kg} \cdot (2,12 \text{ cm}) \cdot 315^2}{8 \cdot 355457,45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot (1115,08 \text{ cm}^4)} = -0,399 \text{ cm}$$

$$\Delta_{Ps} = -0,4 \text{ cm}$$

Deflexión debido a la carga uniforme en el centro del claro y apoyo simple:

$$\Delta_{PP} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_{cp} \cdot I_{ss}}$$

$$q_t = q_o + q_d + q_L = 75,276 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 95 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 150 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 320,28 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$L = 315 \text{ cm}$ Luz de la vigueta

$I_x = 11039,86 \text{ cm}^4$ Inercia de la vigueta en el eje x

$$\Delta_{Ps} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_{cp} \cdot I_{ss}}$$

$$\Delta_{Ps} = \frac{5 \cdot 320,28 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot \frac{1\text{m}}{100\text{cm}} \cdot (315)^4}{384 \cdot (355457,45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) \cdot 11039,86 \text{ cm}^4} = 0,105 \text{ cm}$$

$$\Delta_{Ps} = 0,105 \text{ cm}$$

Superposición de las deflexiones y verificación de la deflexión permisible:

$$\Delta_{Ps} + \Delta_{PP} \leq \frac{L}{400}$$

$$-0,4 \text{ cm} + 0,105 \text{ cm} \leq \frac{315 \text{ cm}}{400}$$

$$-0,295 \text{ cm} \leq 0,79 \text{ cm}$$

3.6.1.4. Cálculo de la armadura de reparto

En la carpeta de compresión de hormigón se colocará una armadura de reparto constituida por barras separadas como máximo de 30 cm, y en dirección perpendicular a las viguetas, cuya área A_s en cm^2/m , cumplirá la condición:

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

Donde:

A_{min} (cm^2/m): Es la armadura de reparto

ho: Espesor de la losa de compresión (cm)

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

$$A_{min} \geq \frac{50 \cdot 5cm}{434,78 MPa} \geq \frac{200}{434,78 MPa}$$

$$A_{min} \geq 0,575 \geq 0,46$$

Por lo tanto, la armadura de reparto a usar es: $A_s = 0,575 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Se considera un diámetro mínimo de las barras de : $\Phi = 6 \text{ mm.}$, $A_s = 0,283 \text{ cm}^2$ y una separación entre barras de 30 cm.

El número de barras necesarias cada metro es:

$$n^\circ = \frac{A_s}{A_{s\phi6}} = \frac{0,575 \text{ cm}^2 / \text{m}}{0,283 \text{ cm}^2} = 2,03 \approx 3 \text{ barras/m}$$

$$A_{s\phi6} = 3 \cdot (0,283 \text{ cm}^2) = 0,849 \text{ cm}^2 > 0,575 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

Por lo tanto, según cálculo se utilizará para cada metro:

3Ø6mm c/30 cm

3.6.1.5. Cálculo de la armadura negativa de losa alivianada

En los apoyos de las viguetas se colocará una armadura resistente a los momentos negativos.

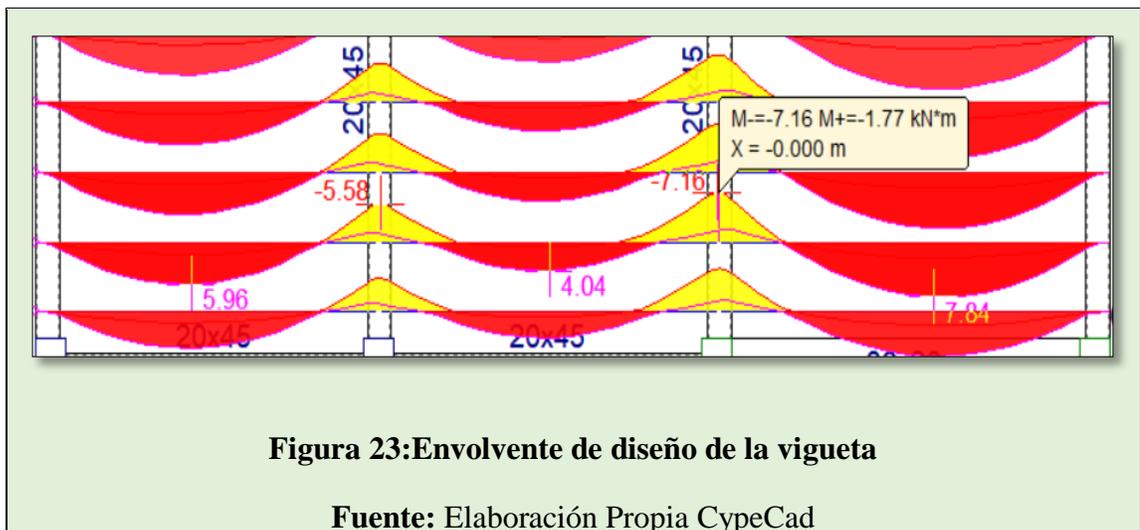


Figura 23: Envoltura de diseño de la viga

Fuente: Elaboración Propia CypeCad

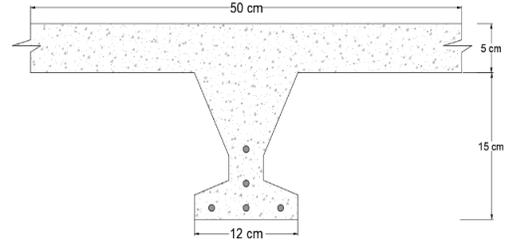
Datos:

$$Md_{max(-)} = 7,16 \text{ kN} \cdot \text{m} = 71600 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$h_f = 5 \text{ cm}$$

$$b_w = 12 \text{ cm} \quad b = 50 \text{ cm}$$

$$d' = 3 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm}$$



Ancho eficaz del ala comprimida en las vigas en T:

$$b_e = b_w + 8 \cdot h_f \cdot t \leq b$$

$$b_e = 12 \text{ cm} + 8 \cdot 5 \text{ cm} \leq 50 \text{ cm}$$

$$b_e = 52 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se la calculara como una sección rectangular de ancho $b = 50 \text{ cm}$.

Minoración de las resistencias

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{210 \text{ kg/m}^2}{1,50} = 140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ kg/m}^2}{1,15} = 4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Momento estático con respecto a la armadura de tracción.

$$y = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \frac{Md}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$y = 17 \text{ cm} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \frac{71600 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{50 \text{ cm} \cdot (17 \text{ cm})^2 \cdot 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \right)$$

$$y = 0,613 \text{ cm}$$

Calculamos el área de la armadura en tracción

$$A_s = b \cdot y \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 50 \cdot (0,613) \cdot \frac{140 \frac{kg}{cm^2}}{4347,826 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$A_s = 0,99 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima ($A_{s \text{ min}}$) requerida por la sección:

Cuantía geométrica mínima de cálculo $\omega_{min} = 0,0028$

$$A_{s \text{ min}} = W_{S \text{ min}} \cdot b \cdot h$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0028 \cdot (313,64 \text{ cm}^2)$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,89 \text{ cm}^2$$

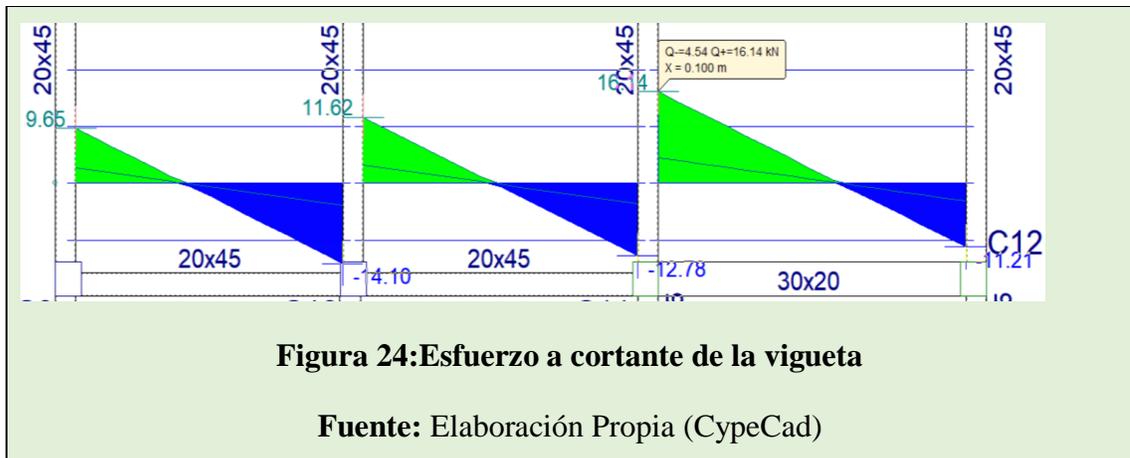
Como: $A_s > A_{s \text{ min}}$ entonces el área de cálculo será

$$A_s = 0,985 \text{ cm}^2$$

Armadura de refuerzo	Adoptada As cm ²	Calculada As cm ²
2Ø8	1	0,985
1Ø10+1Ø8	1,29	0,985

3.6.1.6. Verificación del esfuerzo cortante

Es necesario verificar que no se produce agotamiento por compresión oblicua del alma, ni por tracción oblicua en la misma. Para ello debe comprobarse que se cumpla simultáneamente las siguientes condiciones:



$Vd = 16,14 \text{ KN}$ En el borde del apoyo.

$Vd = 14,59 \text{ KN}$ A un canto util del borde del apoyo.

En el borde del apoyo:

$$Vd \leq Vu_1$$

Vu_1 : Cortante ultimo por agotamiento oblicuo del alma.

$$Vou = 0,3 \cdot fcd \cdot bw \cdot d$$

$$Vou = 0,3 \cdot \left(1,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}\right) \cdot 50 \text{ cm} \cdot 17 \text{ cm} = 357 \text{ KN}$$

$$16,14 \text{ kN} \leq 357 \text{ kN} \rightarrow \text{Cumple}$$

A un canto útil del apoyo: $Vd \leq Vu_2$, La resistencia convencional del hormigón a cortante será:

$$f_{cv} = 0,131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,131 \cdot \sqrt[3]{21^2} = 0,997 \text{ Mpa}$$

El cortante absorbido por el hormigón será:

$$Vou = f_{cv} \cdot bw \cdot d$$

$$Vou = 0,0997 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot (50 \text{ cm}) \cdot 17 \text{ cm} = 84,745 \text{ kN}$$

$$16,14 \text{ kN} \leq 84,745 \text{ kN} \rightarrow \text{Cumple}$$

Comprobación que demuestra que no se requiere de armadura transversal.

3.6.2. Estructura de sustentación de Edificación

3.6.2.1. Verificación del diseño estructural de la viga

Las vigas fueron diseñadas a flexión, las dimensiones de las vigas rectangulares son tres 20x45cm y 20 x 30cm. Los resultados de las envolventes de diseño se presentan en el Anexo 3 (cabe recalcar que estas envolventes de diseño ya están mayoradas), de igual manera, los planos muestran a detalle el armado de cada viga. A continuación, se realizará la verificación de la viga más solicitada. (Sección Crítica)

Los datos serán obtenidos del programa CYPECAD, usándose los esfuerzos correspondientes a la peor combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones (envolvente de diseño).

3.6.2.2. Pre dimensionamiento de Vigas

Se recomienda utilizar para las vigas para losas en una dirección como en caso de nuestro proyecto se realizará con viguetas pretensadas se hallará el predimensionamiento de la viga mediante la fórmula.

$$h = \frac{L}{12} = \frac{440}{12} = 36,667 \text{ cm}$$

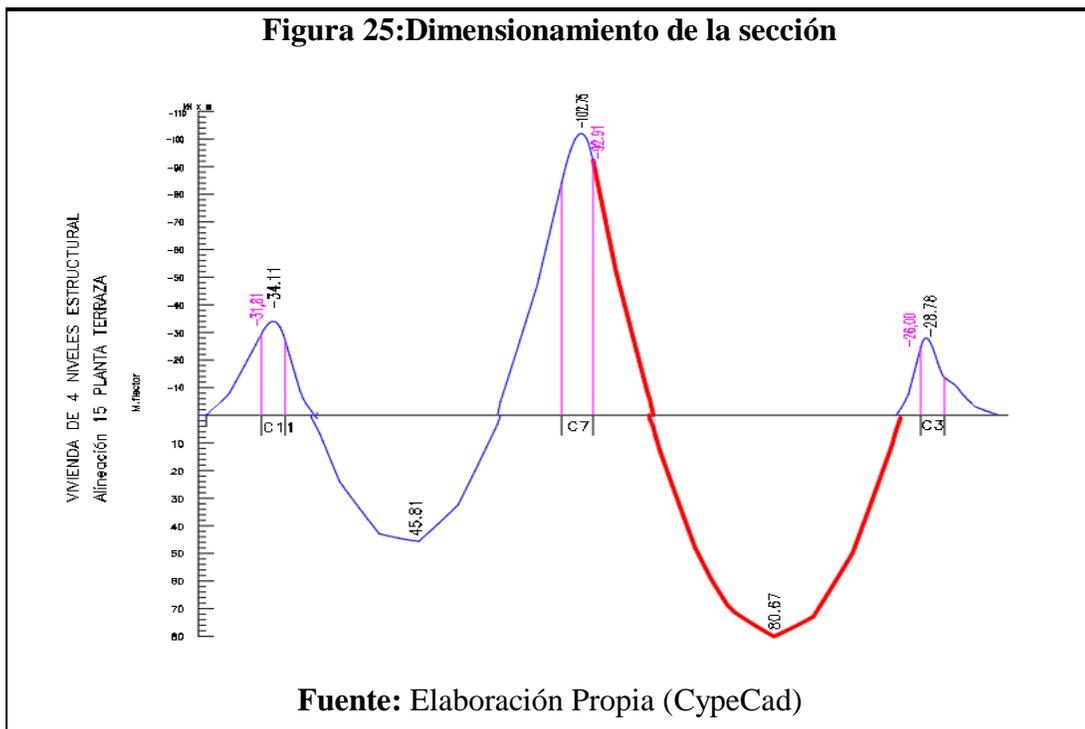
Entonces el canto de la viga por seguridad y constructivamente se asumirá:

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

y para la base de la viga se tomará en cuenta la relación del pérlate que es 2 veces la base como se indica en la formula. $h=2b$

$$b = \frac{h}{2} = \frac{40\text{cm}}{2} = 20 \text{ cm}$$

3.6.2.3. Dimensionamiento de la sección con el momento más solicitado



$Md = 102,75 \text{ KN}\cdot\text{m} = 1027500 \text{ kg}\cdot\text{cm}$

$$d_{min} = 1,77 \sqrt{\frac{Md}{b_w \cdot f_{cd}}}$$

$$d_{min} = 1,77 \sqrt{\frac{1027500 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{20 \text{ cm} \cdot 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$d_{min} = 33,907 \text{ cm}$$

Se suma más recubrimiento mínimo $r = 2 \text{ cm}$

$$h = 33,907 \text{ cm} + 2 \text{ cm} = 35,907 \text{ cm}$$

Entonces el canto de la viga por seguridad y constructivamente se asumirá:

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

3.6.2.4. Cálculo de la armadura positiva y negativas para planta terraza

Datos:

$h = 40 \text{ cm}$ [Altura de la Viga]

$b_w = 20 \text{ cm}$ [Ancho de la Viga]

$r = 2 \text{ cm}$ [Recubrimiento de la Viga]

Hormigón tipo H21

Resistencia característica de H°A° a compresión (CBH-87, pág. 21)

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Coefficiente parcial de seguridad del hormigón (CBH-87, pág. 51)

$$\gamma_c = 1,5$$

Acero de refuerzo tipo AH 500 N

Resistencia característica a tracción (CBH-87, pág. 26)

$$f_{ck} = 500 \text{ Mpa} = 5000 \text{ kg/cm}$$

Coefficiente parcial de seguridad del acero (CBH-87, pág. 51)

$$\gamma_s = 1,15$$

Módulo de elasticidad del acero (CBH-87, pág. 42):

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

Minoración de las resistencias

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{210 \text{ kg/m}^2}{1,50} = 140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ kg/m}^2}{1,15} = 4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

3.6.2.5. Análisis de cálculo

3.6.2.6. Cálculo de la armadura positiva entre la columna C-3 y C-7

Determinación del momento reducido de cálculo

$$M_d = 80,67 \text{ KN}\cdot\text{m} = 806700 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$d_1 = r_g + \phi_{\text{Estribo}} + \frac{\phi_L}{2}$$

$$\phi_{\text{Estribo}} + \frac{\phi_L}{2} \approx 1 \text{ cm} \quad (\text{asumiendo})$$

$$d_1 = 2 \text{ cm} + 1 \text{ cm} = 3 \text{ cm}$$

$$d = h - d_1 = (40 \text{ cm} - 3 \text{ cm}) = 37 \text{ cm}$$

Determinar el momento reducido (Jiménez Montoya 15ª ed. pag.226)

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

$$\mu_d = \frac{806700 \text{ kg}\cdot\text{cm}}{20 \text{ cm} \cdot (37 \text{ cm})^2 \cdot (140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})}$$

$$\mu_d = 0,21$$

Entramos a la tabla 2 de la página 17 para un acero CA-50 y obtenemos μ_{lim}

$$\mu_{lim} = 0,319$$

$\mu_d < \mu_{lim}$ Pertenece al dominio 2 o 3 no necesita armadura a compresión

$$0,21 < 0,319$$

Determinación de la cuantía mecánica del acero

$$\omega_s = 3,458 \cdot \mu_d^3 - 0,265 \cdot \mu_d^2 + 1,087 \cdot \mu_d - 0,002 = 0,247$$

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

$$A_s = 0,247 \cdot (20 \text{ cm}) \cdot 37 \text{ cm} \cdot \frac{140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_s = 5,89 \text{ cm}^2$$

Determinación del área mínima de acero

$$A_{smin} = W_{smin} \cdot b_w \cdot h$$

De la tabla 1 página 16 $W_{smin} = 0,0028$ (CBH-87, pág. 67)

$$A_{smin} = 0,0028 \cdot (20 \text{ cm}) \cdot 40 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = 2,24 \text{ cm}^2$$

Adoptar el máximo valor de área de acero para el cálculo de armadura de la viga.

$$\text{Valor Adoptado} = 5,89 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras de acero

Armadura constructiva más refuerzo	Adoptada As cm ²	Calculada As cm ²
2Ø16+2Ø16	6,28	5,89

Adoptamos = 2 Ø 12 + 2 Ø 16 Con un área igual a 6,28 cm²

Donde: $6,28 > 5,88 \text{ cm}^2$ incremento de 6,37%

Separación de las armaduras principales:

$$s = \frac{20 - 2 \cdot 2 - 2 \cdot \phi_{Estribo} - \# \phi}{\# esp} = \frac{20 - 4 - 2 \cdot 0,6 - 2 \cdot 1,2 - 2 \cdot 1,6}{3} = 3,07 \text{ cm}$$

3.6.2.7. Verificación de la separación de las armaduras

Como la separación mínima de las armaduras principales calcula es de 3,07. Se verá si esta cumple con las exigencias de la norma, la misma que indica lo siguiente.

1) Los áridos más gruesos tendrán valores inferiores:

$$\frac{5}{6} \cdot s = \frac{5}{6} \cdot 3,07 = 2,56 \text{ cm}$$

El tamaño máximo del árido considerado para una viga es de 3/4 pulgada

$$2,56 \text{ cm} > 1,9 \text{ cm} \text{ cumple!}$$

2) Distancia horizontal libre entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que los siguientes valores

1. 2 cm

2. El diámetro mayor → El diámetro de la barra más gruesa S=1,6cm

3. 1,2 tamaño del árido → 1,2 veces el tamaño del agregado 1,2·1,9 S=2,28 cm

Donde:

$$3,07 \text{ cm} > 2,00 \text{ cm} \text{ cumple!}$$

$$3,07 \text{ cm} > 1,6 \text{ cm} \text{ cumple!}$$

$$3,07 \text{ cm} > 2,28 \text{ cm} \text{ cumple!}$$

Cálculo de la armadura negativas en la columna C-7

Determinación del momento reducido de cálculo

$$M_d = 92,91 \text{ KN} \cdot \text{m} = 929100 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Determinar el momento reducido (Jiménez Montoya 15ª ed. pag.226)

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

$$\mu_d = \frac{929100 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{20\text{cm} \cdot (37\text{cm})^2 \cdot (140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})}$$

$$\mu_d = 0,242$$

Entramos a la tabla 2 de la página 17 para un acero CA-50 y obtenemos μ_{lim}

$$\mu_{lim} = 0,319$$

$\mu_d < \mu_{lim}$ Pertenece al dominio 2 o 3 no necesita armadura a compresión

$$0,242 < 0,319$$

Determinación de la cuantía mecánica del acero

$$\omega_s = 3,458 \cdot \mu_d^3 - 0,265 \cdot \mu_d^2 + 1,087 \cdot \mu_d - 0,002 = 0,295$$

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

$$A_s = 0,337 \cdot (20 \text{ cm}) \cdot 37\text{cm} \cdot \frac{140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_s = 7,03 \text{ cm}^2$$

Determinación del área mínima de acero

$$A_{smin} = W_{smin} \cdot b_w \cdot h$$

De la tabla 1 pagina 16 $\rightarrow W_s \text{ min} = 0,0028$ (CBH-87, pág. 67)

$$A_{smin} = 0,0028 \cdot (20 \text{ cm}) \cdot 40 \text{ cm} = 2,24\text{cm}^2$$

Adoptar el máximo valor de área de acero para el cálculo de armadura de losas

$$\text{Valor Adoptado} = 7,03 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras de acero

Armadura constructiva más refuerzo	Adoptada As cm ²	Calculada As cm ²
2Ø12+2Ø20	8,55	7,03

Adoptamos = 2 ϕ 12 + 2 ϕ 20 Con un área igual a 8,55 cm²

Donde: 8,55 > 7,03 cm² incremento de 21,62 %

Separación de las armaduras principales

$$s = \frac{20 - 2 \cdot 2 - 2 \cdot \phi_{Estribo} - \# \phi}{\# esp} = \frac{20 - 4 - 2 \cdot (0,6) - 2 \cdot 1,2 - 2 \cdot (2)}{3} = 2,80 \text{ cm}$$

3.6.2.8. Verificación de la separación de las armaduras

Como la separación la armadura principal calculada es de 2.80 cm. Se verá si esta cumple con las exigencias de la norma, la misma que indica lo siguiente.

1) Los áridos más gruesos tendrán valores inferiores:

$$\frac{5}{6}s = \frac{5}{6} \cdot 2,80 = 2,33 \text{ cm}$$

El tamaño máximo del árido considerado para una viga es de 3/4 pulgada

$$\mathbf{2,55 \text{ cm} > 1,9 \text{ cm} \text{ cumple!}}$$

2) Distancia horizontal libre entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que los siguientes valores:

1. 2 cm

2. El diámetro mayor \rightarrow El diámetro de la barra más gruesa S=1,6cm

3. 1,2 tamaño del árido \rightarrow 1,2 veces el tamaño del agregado 1,2 · (1,90) S=2,28 cm

Donde:

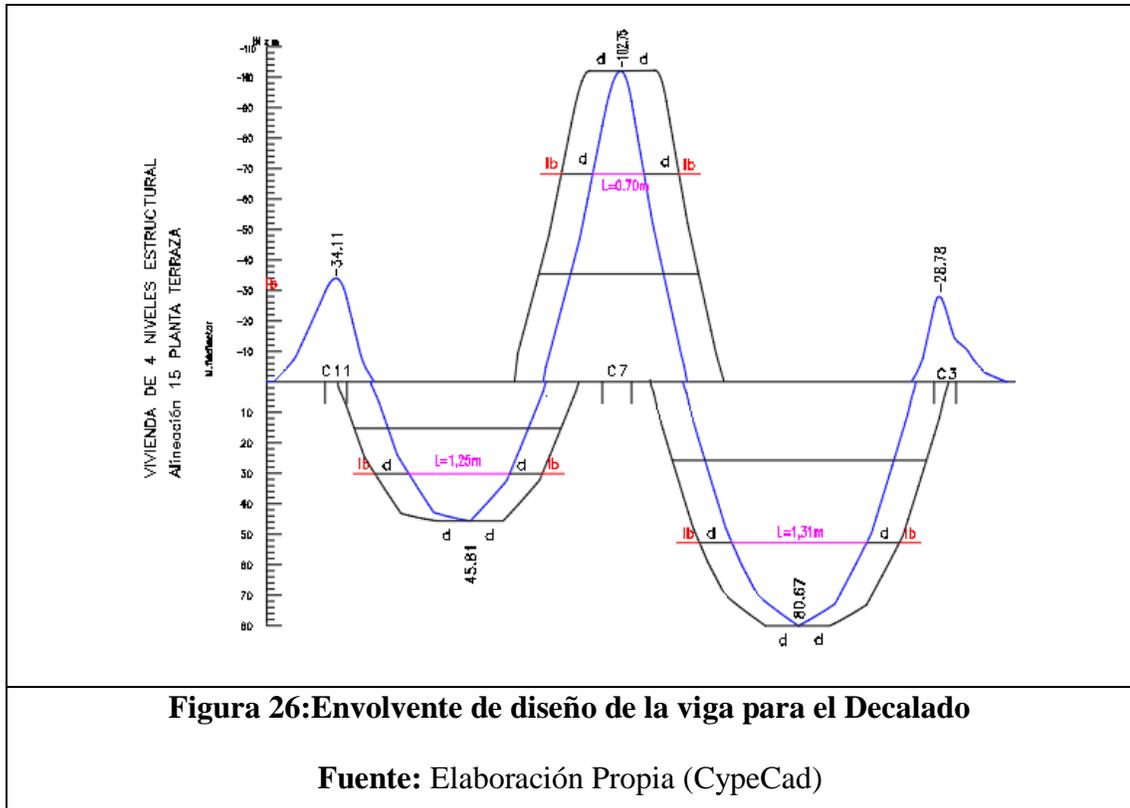
$$\mathbf{2,80 \text{ cm} > 2,00 \text{ cm} \text{ cumple!}}$$

$$\mathbf{2,80 \text{ cm} > 2,28 \text{ cm} \text{ cumple!}}$$

Tabla 17: Cuadro de Resumen			
Envoltentes	CypeCad	Calculo manual	
<p>C-3 -C-7</p> <p>Md+=80,67KN/m</p>	<p>$2 \phi 12 + 2 \phi 16$</p> <p>$A_s=6,06 \text{ cm}^2$</p> <p>$S=3,07 \text{ cm}$</p>	<p>$2 \phi 12 + 2 \phi 16$</p> <p>$A_s=5,89 \text{ cm}^2$</p> <p>$S=3,07 \text{ cm}$</p> <p>Diferencia: 2,97%</p>	
<p>C-7</p> <p>Md-= 92,91KN/m</p>	<p>$2 \phi 12 + 2 \phi 20$</p> <p>$A_s=7,23 \text{ cm}^2$</p> <p>$S=2,80 \text{ cm}$</p>	<p>$2 \phi 12 + 2 \phi 20$</p> <p>$A_s=7,03 \text{ cm}^2$</p> <p>$S=2,80 \text{ cm}$</p> <p>Diferencia: 2,76 %</p>	
Fuente: Elaboración Propia			

3.6.2.9. Decalado

Decalaje de momentos flectores sobre la viga entre la columna c-3 y c-7 y la c-7 planta terraza



Armadura de montaje

Las barras corrugadas que trabajen a tracción se anclaran perfectamente por prolongación recta, dicha prolongación recta viene dada por la siguiente expresión:

$$lb1 = \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Las resistencias de cálculo de los materiales son:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{210 \text{ kg/m}^2}{1,50} = 140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ kg/m}^2}{1,15} = 4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

a) Donde para una región de buena adherencia tenemos (caso del momento positivo):

$$\tau_{bu} = 0,9 \cdot \sqrt[3]{fcd^2} = 0,9 \cdot \sqrt[3]{(140)^2} = 24,27 \frac{kg}{cm^2}$$

Para el Tramo inferior del momento positivo ubicada en la columna 3 y 7

Armadura de montaje **2 ϕ 12**

Armadura de refuerzo **2 ϕ 16**

$$l_{b1} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{1,6 \text{ cm}}{4} \cdot \frac{4347,826 \frac{kg}{cm^2}}{24,27 \frac{kg}{cm^2}} = 71,66 \text{ cm}$$

Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} \cdot \frac{A_{s\text{Calculado}}}{A_{s\text{Real}}} = 71,66 \cdot \left(\frac{5,89}{6,28}\right) = 67,21$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,30 \cdot l_{b1} = 0,30 \cdot (71,66) = 21,50 \\ l_b \geq 10 \phi = 10 \cdot (1,6) = 16 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Por lo tanto $l_b = 67,21 \text{ cm}$

Se tienen 2 niveles de armaduras (nivel de decalaje), por tanto, se tiene:

Nivel superior. - Este presenta una longitud de Momento flector de 131 cm.

Por tanto, la longitud de las barras de este nivel sería igual a:

$$l_p = (l_{mf} + 2 \cdot d + 2 \cdot l_b) = 131 + 2 \cdot (37) + 2 \cdot (67,21) = 339,42 \text{ cm} \approx 340 \text{ cm}$$

Para el Tramo superior del momento negativo ubicada en la columna 7

Armadura de montaje **2 ϕ 12**

Armadura de refuerzo **2 ϕ 20**

$$l_{b1} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{2,0 \text{ cm}}{4} \cdot \frac{4347,826 \frac{kg}{cm^2}}{24,27 \frac{kg}{cm^2}} = 89,57 \text{ cm}$$

Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} \cdot \frac{A_{sCalculado}}{A_{sReal}} = 89,77 \cdot \frac{7,03}{8,55} = 73,65 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,30 \cdot l_{b1} = 0,30 \cdot (89,57) = 26,87 \text{ cm} \\ l_{b1} \geq 10 \varnothing = 10 \cdot (2) = 20 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Por lo tanto $l_b = 73,65 \text{ cm}$

Se tienen 2 niveles de armaduras (nivel de decalaje), por tanto, se tiene:

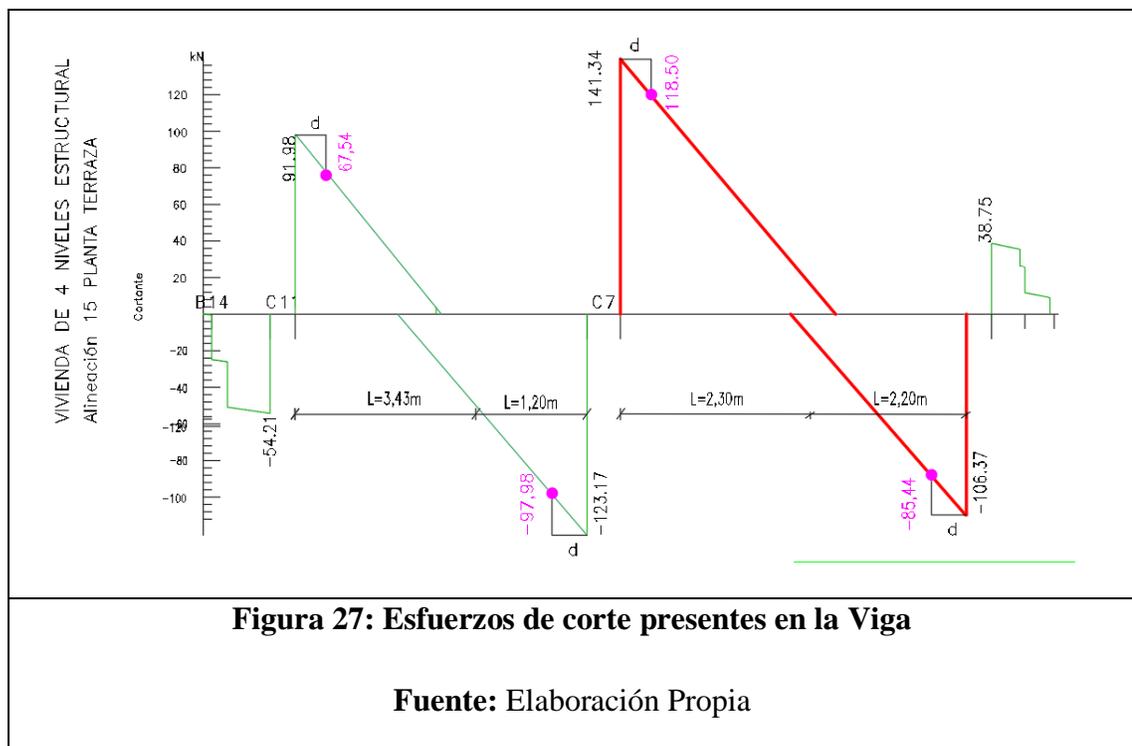
Nivel superior. - Este presenta una longitud de Momento flector de 70 cm.

Por tanto, la longitud de las barras de este nivel sería igual a:

$$l_p = (l_{mf} + 2 \cdot d + 2 \cdot l_b) = 70 + 2 \cdot (37) + 2 \cdot 73,65 = 291,30 \text{ cm} \approx 300 \text{ cm}$$

3.6.2.10. Análisis de cálculo para la cortante

PLANTA TERRAZA



Determinación de los esfuerzos de cálculo C-3 y C-7

El cortante a una distancia igual al canto útil de cada apoyo es: A partir de la Columna C-3 y C-7:

$$(-) V_{d1} = 85,44 \text{ KN} = 8450 \text{ kg}$$

$$(+) V_{d2} = 118,50 \text{ KN} = 11656 \text{ kg}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{210 \text{ kg/m}^2}{1,50} = 140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (segun indica la norma)}$$

$$d_1 = r_g + \emptyset_{estribo} + \frac{\emptyset_L}{2} = 2 \text{ cm} + 0,6 \text{ cm} + \frac{1,6 \text{ cm}}{2} = 3,4 \text{ cm}$$

$$d = h - d_1 = (40 \text{ cm} - 3,40 \text{ cm}) = 36,60 \text{ cm}$$

Determinación del esfuerzo cortante que resiste el hormigón

$$V_{cu} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{cu} = 0,5 \cdot \sqrt{140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot 20 \text{ cm} \cdot 36,60 \text{ cm}$$

$$V_{cu} = 4330,57 \text{ kg}$$

Verificación al caso que pertenece.

CASO N°1

dónde:

$$V_{d1} < V_{cu}$$

$$V_{d2} < V_{cu}$$

$$8544 \text{ kg} < 4945,84 \text{ kg}$$

$$11850 \text{ kg} < 4945,84 \text{ kg}$$

Verificación

No cumple

CASO N° 2

$$V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$$

$$V_{ou} = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{ou} = 0,30 \cdot 140 \cdot 20 \cdot 36,60 = 30744 \text{ kg}$$

$$4330,57 \text{ kg} < 8444 \text{ kg} \leq 30744 \text{ kg} \quad \therefore \quad 4945,84 \text{ kg} < 11850 \text{ kg} \leq 30744 \text{ kg}$$

Verificación

Si cumple

Determinación del área de acero [CASO N°2]

$$V_{su1} = V_d - V_{cu} = 8450 \text{ kg} - 4330,57 \text{ kg} = 4213,43 \text{ kg}$$

$$V_{su2} = V_d - V_{cu} = 11850 \text{ kg} - 4330,57 \text{ kg} = 7519,43 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot s}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

$$A_{s1} = \frac{4213,43 \text{ Kg} \cdot 100 \text{ cm}}{0,9 \cdot 41,80 \text{ cm} \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_{s1} = 3,05 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s2} = \frac{7519,43 \text{ Kg} \cdot 100 \text{ cm}}{0,9 \cdot 41,80 \text{ cm} \cdot 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_{s2} = 5,44 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Determinación del área mínima.

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

$$A_{s_{min}} = \frac{0,02 \cdot (140) \cdot (20) \cdot 100}{4200}$$

$$A_{s_{min}} = 1,33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Adoptamos la mayor área de acero.

$$A_{s1} = 3,05 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s2} = 5,44 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Pero como se está trabajando con dos piernas en los estribos entonces:

$$A_{s1} = \frac{A_{s_{max}}}{2} = \frac{3,05 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{2} = 1,52 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\varnothing 6 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \varnothing^2} = \frac{4 \cdot 1,52}{\pi \cdot (0,6)^2} = 5,38 \approx 6$$

$$n = 6$$

Determinación del número de barras de acero " n "

$$esp \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm} \approx 16 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0,85 \cdot d = 0,85 \cdot 36,60 = 31,11 \text{ cm} \end{array} \right\} = 16 \text{ cm}$$

Entonces el número de barras para cada metro será:

$\varnothing 6 \text{ C} - 16$

$$A_{s_2} = \frac{A_{s_{max}}}{2} = \frac{5,44 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{2} = 2,72 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\varnothing 6 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \varnothing^2} = \frac{4 \cdot 2,72}{\pi \cdot (0,6)^2} = 9,62 \approx 10$$

Determinación del número de barras de acero " n "

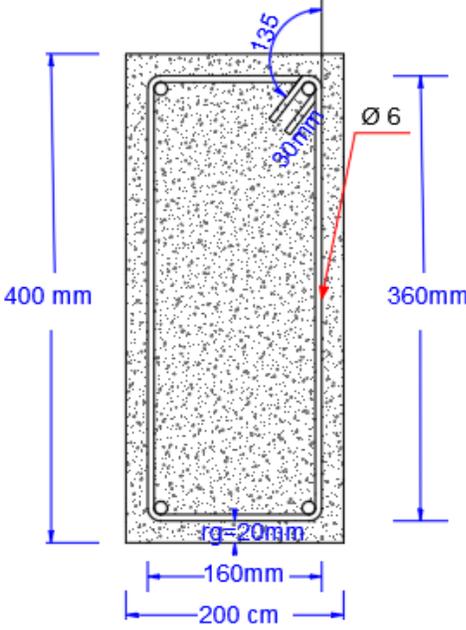
$$esp \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0,85 \cdot d = 0,85 \cdot (36,60) = 31,11 \text{ cm} \end{array} \right\} = 10 \text{ cm}$$

Entonces el número de barras para cada metro será:

$\varnothing 6 \text{ C} - 10$

Tabla 18:Resumen de las Cortantes

Cortante	Cype	Manual	Diferencia	Longitud
(-) $V_{d1} = 84,50 \text{ KN}$	$\varnothing 6 \text{ C} - 18$	$\varnothing 6 \text{ C} - 16$	2,87 %	L= 2,20 m

(+) $V_{d2} = 118,50 \text{ KN}$	$\emptyset 6 \text{ C} - 10$	$\emptyset 6 \text{ C} - 10$	3,72 %	$L=2,30 \text{ m}$
Anclaje de estribos $5 \emptyset = 30 \text{ mm}$		$L_{\text{Estribo}} = 2(360) + 2(160) + 2(30) = 1100\text{mm} = 1,10\text{m}$		
				
Fuente: Elaboración propia				

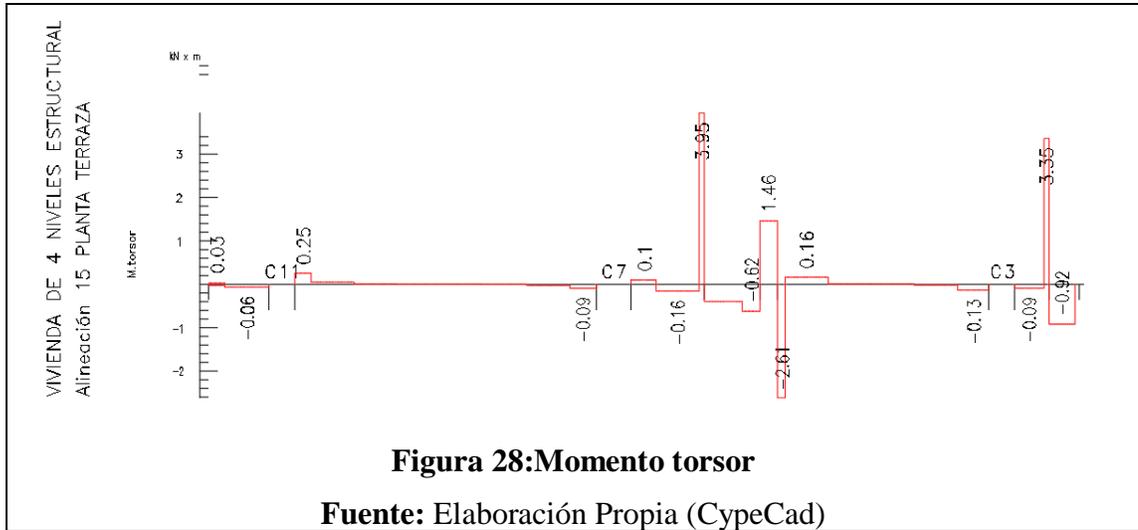
3.6.2.11. Verificación a Torsión

El Estado Límite de Agotamiento por torsión puede alcanzarse ya sea por agotarse la resistencia a compresión del hormigón o por agotarse la resistencia a tracción de las armaduras dispuestas (celosía). En consecuencia, es necesario comprobar que se cumplen a la vez las siguientes condiciones:

$$T_d \leq T_{u1} ; T_d \leq T_{u2} ; T_d \leq T_{u3} \quad (\text{Jimenez Montoya 15a Edicion, pág. 311})$$

Si una sección sometida a torsión está además sometida a flexión

$$\frac{T_d}{T_{u1}} + \frac{V_d}{V_{u1}} \leq T_{u1} \quad (\text{CBH} - 87, \text{pág. 81})$$



DATOS:

Momento torsor de cálculo		$T_d = 3,95 \text{ KN.m}$
Dimensiones de la viga	$b = 20 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$
Cortante de cálculo		$V_d = 118,50 \text{ KN}$
Separación entre planos de estribos		$S = 10 \text{ cm}$
Diámetro del acero de estribos		$\phi_{\text{Estribo}} = 6 \text{ mm}$
Área del acero de refuerzo a cortante		$A_{sw} = 5,44 \text{ cm}^2$
Diámetro del acero de refuerzo:		$\phi_L = 20 \text{ mm}$
Área de acero a tracción:		$A_s = 7,03 \text{ cm}^2$
Recubrimiento geométrico en vigas		$r_g = 2 \text{ cm}$

Recubrimientos mecánicos reales de la viga

$$d1 = r_g + \phi_{\text{Estribo}} + \frac{\phi_L}{2} = 2 + 0,6 + \frac{2}{2} = 3,6 \text{ cm}$$

$$d = h - d1 = 40 \text{ cm} - 3,6 \text{ cm} = 36,4 \text{ cm}$$

El esfuerzo cortante de agotamiento por comprensión

$$V_{U1} = 0,30 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} = 0,30 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 36,4 \text{ cm} \cdot 1,4 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 305,76 \text{ kN}$$

Toda pieza maciza se podrá asimilar –para el cálculo– a una sección hueca –equivalente– de paredes delgadas llamada sección eficaz (CBH-87, pág. 78)

El diámetro efectivo del mayor círculo que se pueda inscribir en el contorno poligonal medio constituido por líneas paralelas al perímetro exterior a la sección, cuyos vértices son los centros de las armaduras longitudinales, y que define la línea media de las paredes (CBH-87, pág. 78)

$$d_e = b - 2 \cdot d_1 = 20\text{cm} - 2 \cdot 3,6\text{cm} = 12,08\text{ cm}$$

El espesor eficaz de las paredes (CBH-87, pág. 78)

$$h_e = \frac{d_e}{6} = \frac{12,08\text{ cm}}{6} = 2,133\text{ cm}$$

Perímetro de la sección media de la pared de la sección hueca eficaz de cálculo

$$u_e = 2(b + h - 2 \cdot h_e) = 2(20\text{ cm} + 40\text{cm} - 2 \cdot 2,133\text{ cm}) = 111,47$$

Área encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz de cálculo

$$A_e = (b - h_e) \cdot (h - h_e) = (20\text{cm} - 2,13\text{cm}) \cdot (40\text{cm} - 2,13\text{cm})$$

$$A_e = 676,551\text{ cm}^2$$

Torsor resistido por las bielas comprimidas de hormigón (CBH-87, pág. 78)

$$T_{u1} = 0,36 \cdot h_e \cdot A_e \cdot fcd = 0,36 \cdot 2,2\text{ cm} \cdot 672,84\text{ cm}^2 \cdot 1,4 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 7,27\text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$T_d \leq T_{u1} \quad \therefore \quad 3,95 \leq 7,27 \rightarrow \text{Cumple!}$$

Momento torsor que pueden resistir las armaduras transversales (CBH-87, pág. 79)

$$T_{u2} = \frac{2 \cdot A_e \cdot A_{sw}}{S} \cdot ftd = \frac{2 \cdot (676,551\text{ cm}^2) \cdot 5,44\text{ cm}^2}{10\text{ cm}} \cdot 34,783 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 256,03\text{KN} \cdot \text{m}$$

$$T_d \leq T_{u2} \quad \therefore \quad 3,95\text{ KN} \cdot \text{m} \leq 173,83\text{KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Cumple!}$$

Momento torsor que pueden resistir las armaduras longitudinales (CBH-87, pág. 80)

$$T_{u3} = \frac{2 \cdot A_e \cdot A_s}{ue} \cdot ftd = \frac{2 \cdot 676,551\text{ cm}^2 \cdot 7,03\text{ cm}^2}{121,2\text{ cm}} \cdot 34,783 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 29,68\text{ KN} \cdot \text{m}$$

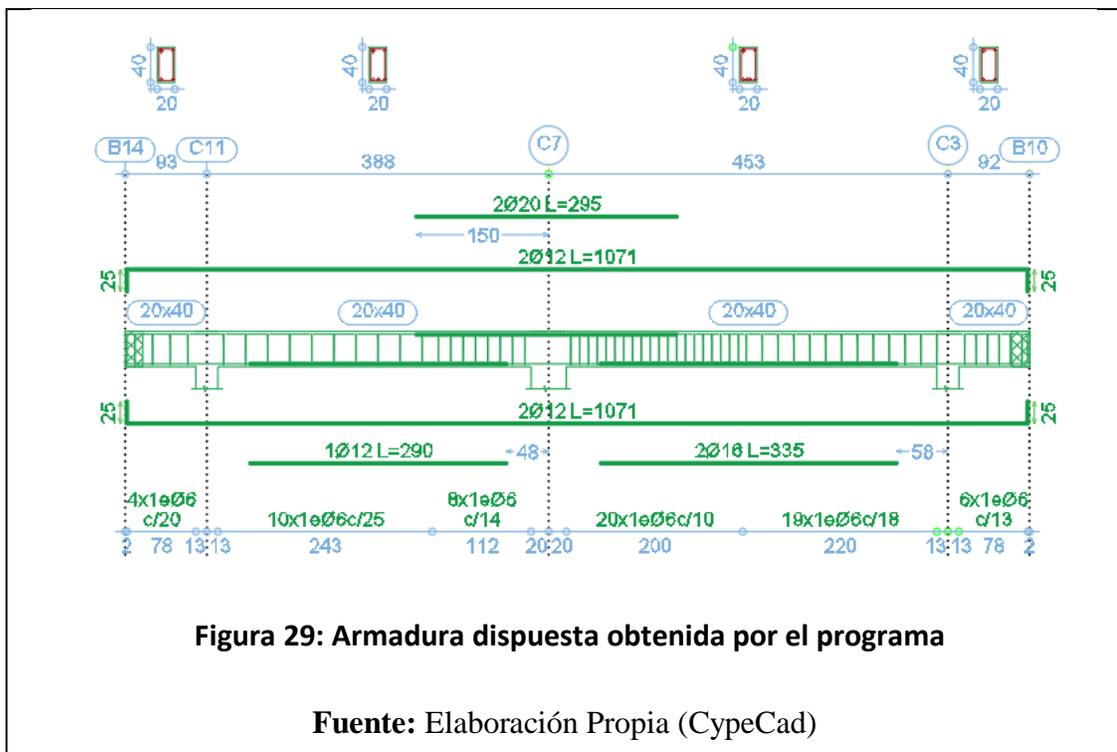
$$T_d \leq T_{u3} \quad \therefore \quad 3,95\text{ KN} \cdot \text{m} \leq 29,68\text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Cumple!}$$

Condición sobre sección sometida a torsión que está además sometida a flexión (CBH-87, pág. 81)

$$\frac{T_d}{T_{u1}} + \frac{V_d}{V_{u1}} \leq 1$$

$$\frac{3,95 \text{ KN} \cdot \text{m}}{7,27 \text{ KN} \cdot \text{m}} + \frac{118,50 \text{ KN}}{305,76 \text{ kN}} \leq 1$$

$$0,93 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple!}$$



3.6.2.12. Verificación de estados límites de servicio

3.6.2.12.1. Comprobación del estado límite de fisuras

Datos:

$$h = 40 \text{ cm} = 400 \text{ mm}$$

$$b_w = 20 \text{ cm} = 200 \text{ mm}$$

$$r_g = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm Recubrimiento geométrico}$$

$$\Phi_{estribo} = 6 \text{ mm Diámetro del estribo}$$

$$d = 40 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - 0,6 \text{ cm} - \frac{1,2 \text{ cm}}{2} = 36,80 \text{ cm} = 368 \text{ mm}$$

$$E_s = 21000 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2} \text{ M\u00f3dulo de deformaci\u00f3n del acero}$$

Armadura **2 \u2205 12+ 2 \u2205 16**

- Separaci\u00f3n media entre fisuras (S_m , en mm)

$$S_{rm} = 2 \left(r + \frac{s}{10} \right) + k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_r}$$

$$r = r_g + \phi_{estribo} = 20 \text{ mm} + 6 \text{ mm} = 26 \text{ mm} \text{ [recubrimiento de las armaduras]}$$

$$s = \frac{b_w - 2 \cdot r_g - 2 \cdot \phi_{estribo} - \phi}{\#esp}$$

$$s = \frac{200 \text{ mm} - 2 \cdot 20 \text{ mm} - 2 \cdot 6 \text{ mm} - 16 \text{ mm}}{3}$$

$$s = 45,33 \text{ mm}$$

$$s = 45,33 \text{ mm} \text{ [distancia entre barras. Si } s > 15 \phi, \text{ se tomar\u00e1 } s = 15 \phi]$$

$$45,33 \text{ mm} > 15 \cdot 16 \text{ mm}$$

$$45,33 \text{ mm} > 240 \text{ mm}$$

$$s = 45,33 \text{ mm}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \text{ [di\u00e1metro de las barras]}$$

$$K_1 = 0,4 \text{ [coeficiente funci\u00f3n de la calidad de adherencia de las barras]}$$

Se tomar\u00e1:

$$K_1 = 0,4 \text{ para barras de alta adherencia}$$

$$K_1 = 0,8 \text{ para barras lisas}$$

$K_2 = 0,125$ coeficiente que representa la influencia de la forma del diagrama de tensiones en la secci\u00f3n:

$$K_2 = 0,125, \text{ en flexi\u00f3n}$$

$$K_2 = 0,25 \text{ en tracci\u00f3n}$$

$$k_2 = 0,25 \cdot \left(\frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2 \cdot \varepsilon_1} \right)$$

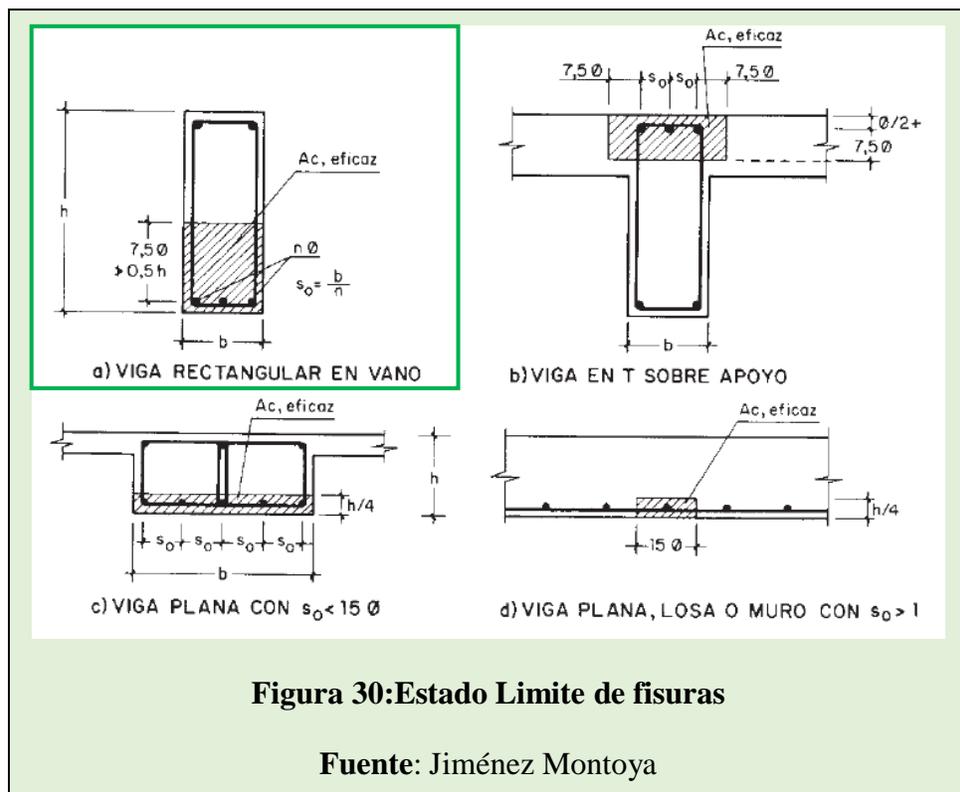
$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{c,ef}}$$

A_s = [área de la sección de la barra situada en la zona de recubrimiento, $A_{c,ef}$]

$$A_s = n \cdot \left(\frac{\pi \cdot D^2}{4} \right) = 2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot (12\text{mm})^2}{4} \right) \cdot 2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot (16\text{mm})^2}{4} \right) = 628,32 \text{ mm}^2$$

$A_{c,ef}$ = [área de la sección recta de la zona de hormigón (zona de recubrimiento),

donde las barras de la armadura pueden influir de modo efectivo, sobre la abertura de las fisuras.]



$$7,5 \cdot \varnothing = 7,5 \cdot 16 = 120\text{mm}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{400\text{mm}}{2} = 200\text{mm}$$

$$7,5\varnothing < \frac{h}{2}$$

90 mm < 250 mm Cumple !

$$A_{c,ef} = (7,5\emptyset + d1) \cdot bw = 24400 \text{ mm}^2$$

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{c,ef}} = \frac{628,32 \text{ mm}^2}{30400 \text{ mm}^2} = 0,026$$

$$S_{rm} = 2 \left(r + \frac{s}{10} \right) + k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\emptyset}{\rho_r}$$

$$S_{rm} = 2 \cdot \left(26 \text{ mm} + \frac{45,33 \text{ mm}}{10} \right) + 0,4 \cdot (0,125) \cdot \frac{16 \text{ mm}}{0,026}$$

$$S_{rm} = 84,37 \text{ mm}$$

Alargamiento medio relativo de las armaduras respecto del hormigón, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras (ϵ_{sm})

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right) \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

σ_s = tensión de la armadura, en la sección fisurada, bajo las acciones consideradas.

$$M_K = M_{PP} + M_{CP} + M_L + M_{CN}$$

$$M_K = 50,42 \text{ KN} \cdot \text{m} = 50,42000 \text{ kg} \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{fis}}{0,8 \cdot d \cdot A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{5042000 \text{ kg} \cdot \text{mm}}{0,8 \cdot 368 \text{ mm} \cdot 628,32 \text{ mm}^2} = 27,257 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

σ_{sr} = tensión de la armadura, calculada en la hipótesis de sección fisurada, adoptando como tensión máxima del hormigón traccionado (sección no fisurada), el valor medio f_{ctm} , de la resistencia atracción del hormigón de la sección, cuyo valor para este caso, viene dado por la expresión:

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{fis}}{0,8 \cdot d \cdot A_s}$$

$$f_{ct} = 0,30(f_{ck})^{\frac{2}{3}} = 0,30 \cdot \left(210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,106 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$W_b = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{200\text{mm} \cdot (400\text{mm})^2}{6} = 5333333,33 \text{ mm}^3$$

$$M_{fis} = f_{ct} \cdot W_b = 0,106 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2} \cdot 5333333,33 \text{ mm}^3 = 565283,33 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{565283,33 \text{ kg} \cdot \text{m}}{0,8 \cdot 368\text{mm} \cdot 628,319\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{sr} = 3,06 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

β_1 = coeficiente, función de la calidad de adherencia de las barras de valor:

$$\beta_1 = \frac{1}{2,5 \cdot K_1} = \frac{1}{2,5 \cdot (0,4)} = 1$$

β_2 = coeficiente que representa la influencia de la duración de la aplicación o de la repetición de las cargas:

$\beta_2 = 1,0$ para carga noval

$\beta_2 = 0,5$ para cargas de larga duración o para el caso de un gran número de ciclos de carga

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right) \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{33,08}{21000} \left(1 - 1 \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{4,73}{33,08} \right)^2 \right) \geq 0,4 \frac{33,08}{21000}$$

$$\varepsilon_{sm} = 0,00128 \geq 0,0005$$

El valor de la abertura característica (W_k) es:

$$W_K = \beta \cdot S_{rm} \cdot \varepsilon_{sm}$$

$$W_K = 1,7 \cdot 99,51 \text{ mm} \cdot 0,00128$$

$$W_K = 0,217 \text{ mm}$$

$W_k = 0,185 \text{ mm} < 0,40 \text{ mm}$ Cumple !

3.6.2.12.2. Para el momento negativo ubicado en la columna 7

Armadura 2 Ø 12 +2 Ø 16

- Separación media entre fisuras (S_m , en mm)

$$S_{rm} = 2 \left(r + \frac{s}{10} \right) + k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_r}$$

$$r = r_g + \Phi_{estribo} = 20 \text{ mm} + 6 \text{ mm} = 26 \text{ mm} \text{ [recubrimiento de las armaduras]}$$

$$s = \frac{b_w - 2 \cdot r_g - 2 \cdot \Phi_{estribo} - \phi}{\#esp}$$

$$s = \frac{200 \text{ mm} - 2 \cdot (20 \text{ mm}) - 2 \cdot (6 \text{ mm}) - 12 \text{ mm}}{3}$$

$$s = 44 \text{ mm}$$

$s = 44 \text{ mm}$ [distancia entre barras. Si $s > 15 \text{ Ø}$, se tomará $s = 15 \text{ Ø}$]

$$44 \text{ mm} > 15 \cdot 16 \text{ mm}$$

$$44 \text{ mm} > 240 \text{ mm}$$

$$s = 44 \text{ mm}$$

$\text{Ø} = 16 \text{ mm}$ [diámetro de las barras]

$K_1 = 0,4$ [coeficiente función de la calidad de adherencia de las barras]

Se tomará:

$$K_1 = 0,4 \text{ para barras de alta adherencia}$$

$$K_1 = 0,8 \text{ para barras lisas}$$

$K_2 = 0,125$ coeficiente que representa la influencia de la forma del diagrama de tensiones en la sección:

$$K_2 = 0,125, \text{ en flexión}$$

$$K_2 = 0,25 \text{ en tracción}$$

$$k_2 = 0,25 \cdot \left(\frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2 \cdot \varepsilon_1} \right)$$

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{c,ef}}$$

A_s = [área de la sección de la barra situada en la zona de recubrimiento, $A_{c,ef}$]

$$A_s = n \cdot \left(\frac{\pi \cdot D^2}{4} \right)$$

$$A_s = 2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot (16mm)^2}{4} \right) + 2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot (16mm)^2}{4} \right)$$

$$A_s = 854,51 \text{ mm}^2$$

$A_{c,ef}$ = [área de la sección recta de la zona de hormigón (zona de recubrimiento), donde las barras de la armadura pueden influir de modo efectivo, sobre la abertura de las fisuras.]

$$7,5\emptyset = 7,5 \cdot (20mm) = 150 \text{ mm} \qquad \frac{h}{2} = \frac{400mm}{2} = 200 \text{ mm}$$

$$7,5 \emptyset < \frac{h}{2} \qquad 150 \text{ mm} < 200 \text{ mm} \text{ Cumple !}$$

$$A_{c,ef} = (7,5 \emptyset + d_1) \cdot bw = (150 \text{ mm} + 32 \text{ mm}) \cdot 200 \text{ mm} = 24400 \text{ mm}^2$$

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{c,ef}} = \frac{804,25mm^2}{30400mm^2} = 0,035$$

$$S_{rm} = 2 \left(r + \frac{s}{10} \right) + k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\emptyset}{\rho_r}$$

$$S_{rm} = 2 \left(26 \text{ mm} + \frac{45,33 \text{ mm}}{10} \right) + 0,4 \cdot 0,125 \cdot \frac{20 \text{ mm}}{0,035}$$

$$S_{rm} = 89,62 \text{ mm}$$

Alargamiento medio relativo de las armaduras respecto del hormigón, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras (ε_{sm})

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right) \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Momento Negativo

$$M_K = M_{PP} + M_{CP} + M_L + M_{CN}$$

$$M_K = 58,069 \text{ KN} \cdot \text{m} = 5806900 \text{ kg} \cdot \text{mm}$$

$$d = 40 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - 0,6 \text{ cm} - \frac{2 \text{ cm}}{2} = 36,80 \text{ cm} = 368 \text{ mm}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{fis}}{0,8 \cdot d \cdot A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{5806900 \text{ kg} \cdot \text{mm}}{0,8 \cdot 368 \text{ mm} \cdot 854,513 \text{ mm}^2} = 23,08 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ct} = 0,30(f_{ck})^{\frac{2}{3}} = 0,30 \left(210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,106 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$W_b = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{200 \text{ mm} \cdot (450 \text{ mm})^2}{6} = 5333333,33 \text{ mm}^3$$

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

$$M_{fis} = 0,106 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2} \cdot 565283,33 \text{ mm}^3$$

$$M_{fis} = 565283,33 \text{ kg} \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{fis}}{0,8 \cdot d \cdot A_s}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{715500 \text{ kg} \cdot \text{mm}}{0,8 \cdot (368 \text{ mm}) \cdot 804,25 \text{ mm}^2}$$

$$\sigma_{sr} = 2,247 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$\beta_1 = \frac{1}{2,5 \cdot K_1} = \frac{1}{2,5 \cdot (0,4)} = 1$$

$$\beta_2 = 0,5$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right) \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{23,08}{21000} \left(1 - 1 \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{2,247}{23,08} \right)^2 \right) \geq 0,4 \frac{23,08}{21000}$$

$$\varepsilon_{sm} = 0,00109 \geq 0,0004 \text{ Cumple!}$$

El valor de la abertura característica (W_k) es:

$$W_K = \beta \cdot S_{rm} \cdot \varepsilon_{sm}$$

$$W_K = 1,7 \cdot 89,62 \text{ mm} \cdot 0,00109$$

$$W_K = 0,167 \text{ mm}$$

$$W_k = 0,167 \text{ mm} < 0,40 \text{ mm} \text{ Cumple}$$

3.6.2.13. Verificación del estado límite de deformación

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

Donde:

I_e = Inercia equivalente

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

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

De lo anterior se tiene:

$f_{ct,ft}$ = Resistencia a flexo tracción del hormigón

$$f_{ct} = 0,30 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}} = 0,30 \cdot \left(210 \frac{kg}{cm^2}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,106 \frac{kg}{mm^2}$$

$$W_b = \frac{b \cdot h^2}{6}$$

$$W_b = \frac{200mm \cdot (400mm)^2}{6} = 5333333,33 \text{ mm}^3$$

$$I_b = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$I_b = \frac{200mm \cdot (400mm)^3}{12} = 1066666667 \text{ mm}^4$$

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

$$M_f = 0,106 \frac{kg}{mm^2} \cdot 5333333,33 mm^3 = 565333,33 kg \cdot mm$$

$$M_a = 80,67 KN \cdot m = 8067000 kg \cdot mm$$

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

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

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000 \frac{N}{mm^2}}{8500 \cdot \sqrt[3]{(21 + 8) \frac{N}{mm^2}}}$$

$$n = 8,04$$

$$A_1 = n \cdot \left(\frac{\pi \cdot D^2}{4}\right) = 4 \cdot \left(\frac{\pi \cdot (12)^2}{4}\right) = 402,124 mm^2$$

$$A_2 = n \cdot \left(\frac{\pi \cdot D^2}{4}\right) = 2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot (12)^2}{4}\right) = 226,20 mm^2$$

$$d = 40cm - 2 cm - 0,6 cm - \frac{1,6 cm}{2} = 36,8 cm = 368 mm$$

$$d' = 400 mm - 368 mm = 32 mm$$

$$\rho_1 = \frac{A_1}{b \cdot d} = \frac{402,12 mm^2}{200 mm \cdot 368 mm} = 0,00541$$

$$\rho_2 = \frac{A_2}{b \cdot d} = \frac{226,20 mm^2}{200 mm \cdot 368 mm} = 0,00307$$

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

$$x = 8,04 \cdot 0,00541 \cdot 368 \cdot \left(1 + \frac{0,00541}{0,00307}\right) \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot \left(1 + \frac{0,00307 \cdot 32}{0,00541 \cdot 368}\right)}{8,04 \cdot 0,00541 \left(1 + \frac{0,00307}{0,00541}\right)^2}} \right]$$

$$x = 158,72 \text{ mm}$$

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

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

$$I_f = 8,04 \cdot 452,39 \cdot (368 - 158,72) \left(368 - \frac{158,72}{3}\right)$$

$$+ 8,04 \cdot 226,20 \cdot (202,17 - 32) \left(\frac{202,17}{3} - 32\right)$$

$$I_f = 21805,48 \text{ cm}^4$$

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

$$I_e = \left(\frac{56528,33}{8067000}\right)^3 \cdot 213333,33 + \left[1 - \left(\frac{56528,33}{8067000}\right)^3\right] \cdot 21805,475$$

$$I_e = 21871,37 \text{ cm}^4$$

$$I_e \leq I_b$$

$$218,731 \times 10^6 \text{ mm}^4 \leq 2133,33 \times 10^6 \text{ mm}^4 \text{ Cumple!}$$

la flecha instantánea: $f_{int} = 3,62 \text{ mm}$

3.6.2.13.1. Cálculo de la flecha diferida:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho_2} \quad : \quad \xi = 2 \quad \rho_2 = 0,00271$$

La flecha diferida es:

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 \cdot 0,003} = 1,734$$

$$f_{dif} = f_{int} \cdot \lambda = 3,62 \text{ mm} \cdot 1,761 = 6,276 \text{ mm}$$

La flecha total será:

$$f_{total} = f_{int} + f_{dif} = 3,62mm + 6,276 mm = 9,896 mm$$

Se adopta un valor máximo para la flecha de:

$$\frac{L}{250} = \frac{450 cm}{250} = 1,80 cm = 18 mm$$

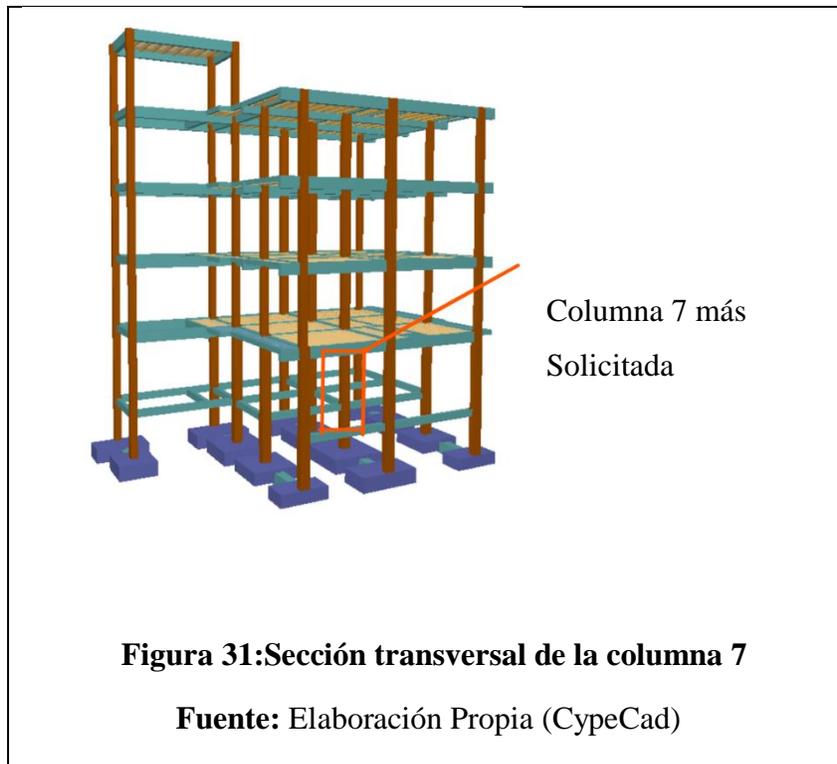
Cumpléndose: $f_{total} < f_{adm}$

9,896 mm < 18 mm Cumple!!

3.6.2.14. Verificación del diseño estructural de la columna

Las columnas fueron calculadas siguiendo la teoría especificada en el marco teórico.

Las columnas fueron diseñadas a flexión esviada, las dimensiones de las columnas fueron calculadas mediante un análisis de predimensionamiento que podemos ver a detalle en la parte 115151 ubicada en el tomo II dándonos las siguientes dimensiones rectangulares de 25 x 40 cm y cuadradas de 25 x 25 cm según el área que aporta la losa.



A continuación, se realizará la verificación de la columna más solicitada. (Sección Crítica)

Los datos serán obtenidos del programa CYPECAD, usándose los esfuerzos correspondientes a la peor combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones. La columna C-7 Primer Piso, que presenta los siguientes datos:

Datos:

Hormigón tipo H21

Resistencia característica de H°A° a compresión (CBH-87, pág. 21)

$$f_{ck} = 21 \text{ MPa}$$

Coefficiente parcial de seguridad del hormigón (CBH-87, pág. 51)

$$\gamma_c = 1,5$$

Módulo de deformación del hormigón (CBH-87, pág. 34)

$$E_c = 9500 \sqrt[3]{f_{ck} + 8 \text{ MPa}} = 29187 \text{ MPa}$$

Deformación de rotura del hormigón en compresión simple (CBH-87, pág. 32)

$$\epsilon_{cuc} = 0,002$$

Deformación de rotura del hormigón en flexión (CBH-87, pág. 32)

$$\epsilon_{cuf} = 0,0035$$

Acero de refuerzo tipo AH 500 N

Resistencia característica a tracción (CBH-87, pág. 26)

$$f_{ck} = 500 \text{ MPa}$$

Coefficiente parcial de seguridad del acero (CBH-87, pág. 51)

$$\gamma_s = 1,15$$

Resistencia de cálculo a compresión del acero (García Meseguer et al., 2009, pág.236)

$$f_{ck} = 500 \text{ MPa}$$

Módulo de elasticidad del acero (CBH-87, pág. 42):

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

Deformación del acero correspondiente al límite elástico (CBH-87, pág. 23):

$$\epsilon_{se} = 0,002$$

Deformación máxima del acero (CBH-87, pág. 42):

$$\varepsilon_{se} = 0,010$$

3.6.2.14.1. Planta terraza C-7

PRIMER PISO C-7

Axial de cálculo Ncd = 1270,88 KN

Momento de cálculo en dirección x Mcdx = 4,05 KN

Momento de cálculo en dirección y Mcdy = 13,94KN

Propiedades geométricas

$$b_c = 25 \text{ cm} \quad h_c = 40 \text{ cm} \quad l_c = 324 \text{ cm}$$

$$A_c = b_c \cdot h_c = 25 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm} = 1000 \text{ cm}^2$$

$$I_{cx} = \frac{b_c \cdot h_c^3}{12} = \frac{25 \text{ cm} \cdot (40 \text{ cm})^3}{12} = 133333,33 \text{ cm}^4$$

$$I_{cy} = \frac{h_c \cdot b_c^3}{12} = \frac{40 \text{ cm} \cdot (25 \text{ cm})^3}{12} = 52083,33 \text{ cm}^4$$

Minoración de las resistencias de los materiales:

Resistencia de cálculo del hormigón a compresión (CBH-87, pág. 30)

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{21 \text{ MPa}}{1,50} = 14 \text{ MPa}$$

Resistencia característica del hormigón a tracción (CBH-87, pág. 20)

$$f_{ctk} = 0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2 \text{ MPa}} = f_{ctk} = 0,21 \cdot \sqrt[3]{(21 \text{ MPa})^2} = 1,6 \text{ MPa}$$

Resistencia de cálculo del hormigón a tracción (CBH-87, pág. 30)

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{1,6 \text{ MPa}}{1,5} = 1,07 \text{ MPa}$$

Resistencia de cálculo a tracción (CBH-87, pág. 40-41)

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 434,7826 \text{ MPa}$$

Coficiente para determinar la longitud de pandeo (CBH-87, pág. 84)

$$\alpha = 0,5$$

Por lo tanto, la longitud de pandeo lo es:

$$l_o = \alpha \cdot L$$

$$l_o = 0,5 \cdot 324 \text{ cm} = 162 \text{ cm}$$

La esbeltez mecánica será:

$$\lambda_{m.} = \frac{l_o}{i} = \frac{\alpha \cdot l}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

$$\lambda_{mx} = \frac{l_o}{i} = \frac{\alpha \cdot l}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} = \frac{162 \text{ cm}}{\sqrt{\frac{133333,33 \text{ cm}^4}{25 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm}}}} = 14,030$$

$$\lambda_{my} = \frac{l_o}{i} = \frac{\alpha \cdot l}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}} = \frac{162 \text{ cm}}{\sqrt{\frac{52083,33 \text{ cm}^4}{25 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm}}}} = 22,447$$

la esbeltez mecánica en el eje xy menor a 35 se trata de una columna corta. Por razones de seguridad se calculará por el método aproximado considerando las excentricidades de 2do orden para columnas intermedias.

Excentricidad de Primer Orden:

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{4,05 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot \frac{100 \text{ cm}}{\text{m}}}{1270,88 \text{ kN}} = 0,319 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{13,94 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot \frac{100 \text{ cm}}{\text{m}}}{1270,88 \text{ kN}} = 1,097 \text{ cm}$$

Coefficiente representativo de la rigidez de la pieza

$$K_{Ex} = \frac{\pi^2 \cdot E_C \cdot I_{Cx}}{l_o^2} = \frac{\pi^2 \cdot (2918,7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}) \cdot 133333,33 \text{ cm}^4}{(162)^2} = 146351,74 \text{ kN}$$

$$K_{Ey} = \frac{\pi^2 \cdot E_C \cdot I_{Cy}}{I_o^2} = \frac{\pi^2 \cdot (2918,7 \frac{KN}{m^2}) \cdot 52083,33 \text{ cm}^4}{(162)^2} = 57168,65 \text{ kN}$$

Coeficiente de fluencia a tiempo infinito para una edad del hormigón de 365 días
(García Meseguer et al., 2009, pág. 69)

$$\varphi_{fi} = 1,6$$

Excentricidad por fluencia (CBH-87, pág. 85)

$$e_{flx} = e_{ox} \cdot \left(e^{\frac{\varphi_{fi} \cdot N_{cd}}{K_{EX} - N_{cd}}} - 1 \right) = 0,319 \cdot \left(e^{\frac{1,6 \cdot 1270,88}{146351,74 - 1270,88}} - 1 \right) = 0,004 \text{ cm}$$

$$e_{fly} = e_{oy} \cdot \left(e^{\frac{\varphi_{fi} \cdot N_{cd}}{K_{EY} - N_{cd}}} - 1 \right) = 1,097 \cdot \left(e^{\frac{1,6 \cdot 1270,88}{57168,65 - 1270,88}} - 1 \right) = 0,041 \text{ cm}$$

Excentricidad accidental:

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

$$e_{ax} = \frac{bc}{20} = \frac{25}{20} = 1,25 \text{ cm} < 2 \text{ cm} = 2 \text{ cm}$$

$$e_{ay} = \frac{hc}{20} = \frac{40}{20} = 2 \text{ cm} < 2 \text{ cm} = 2 \text{ cm}$$

Excentricidad Ficticia debido al pandeo (segundo Orden):

$$e_{fic} = \left(3 + \frac{M_{dx}}{N_d} \right) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_0}{h + 10 \cdot e_0} \cdot \frac{l_0^2}{i} \cdot 10^{-4}$$

$$e_{ficx} = \left(0,85 + \frac{f_{yd}}{1200} \right) \cdot \frac{b + 20 \cdot e_{0x}}{b + 10 \cdot e_{0x}} \cdot \frac{l_0^2}{b} \cdot 10^{-4}$$

$$e_{ficx} = \left(0,85 + \frac{434,78}{1200} \right) \cdot \frac{25 + 20 \cdot 0,319}{25 + 10 \cdot 0,319} \cdot \frac{(162)^2}{11,55} \cdot 10^{-4}$$

$$e_{ficx} = 0,307 \text{ cm}$$

$$e_{ficy} = \left(0,85 + \frac{f_{yd}}{1200} \right) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_0}{h + 10 \cdot e_0} \cdot \frac{l_0^2}{h} \cdot 10^{-4}$$

$$e_{ficy} = \left(0,85 + \frac{437,78}{1200}\right) \cdot \frac{40 + 20 \cdot 1,097}{40 + 10 \cdot 1,097} \cdot \frac{(162)^2}{7,22} \times 10^{-4}$$

$$e_{ficy} = 0,536 \text{ cm}$$

La excentricidad de cálculo será:

$$e_{(xy) \max} = e_0 + e_{fl} + e_a + e_{fic}$$

$$e_{(x) \max} = 0,319 \text{ cm} + 0,004 \text{ cm} + 2 \text{ cm} + 0,307 \text{ cm} = 2,630 \text{ cm}$$

$$e_{(y) \max} = 1,097 \text{ cm} + 0,041 \text{ cm} + 2 \text{ cm} + 0,536 \text{ cm} = 3,674 \text{ cm}$$

La capacidad mecánica del hormigón U_c es:

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

$$U_c = 1,4 \cdot (25) \cdot 40 = 1400 \text{ kN}$$

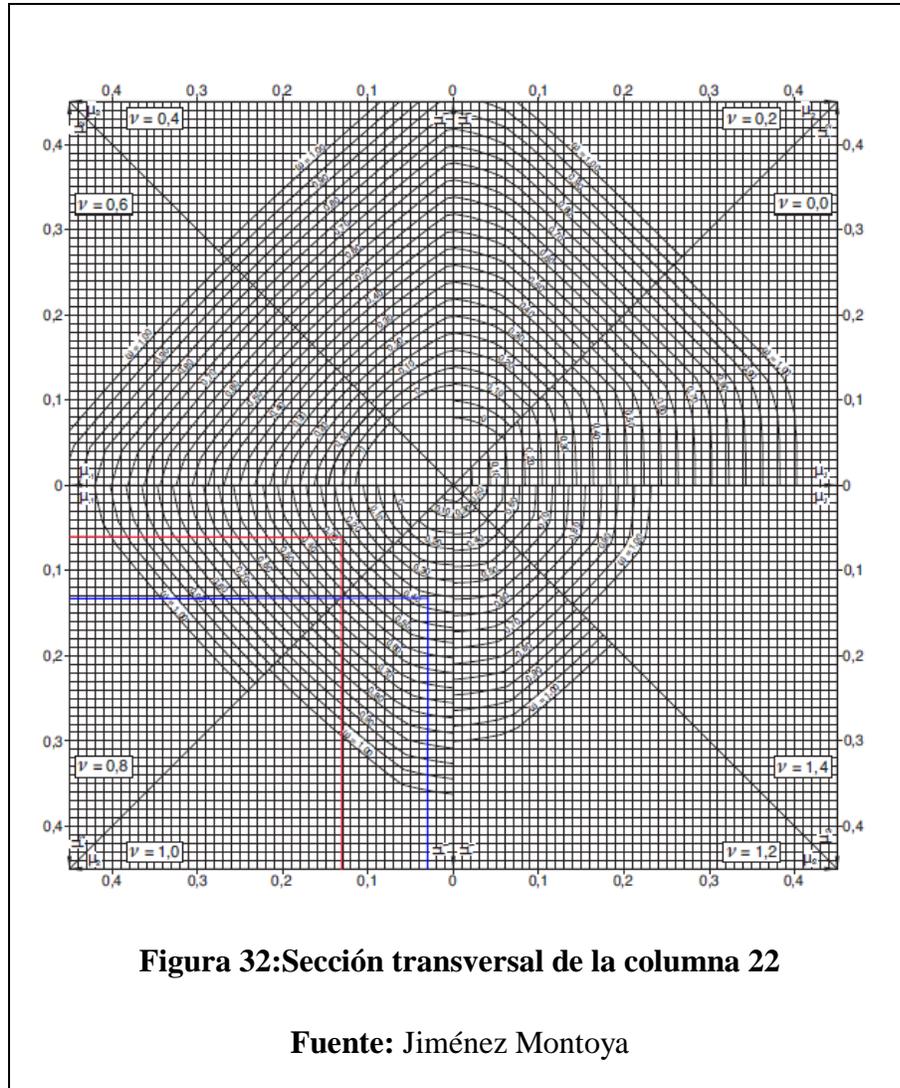
Los esfuerzos reducidos serán:

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{1270,88 \text{ kN}}{1400 \text{ kN}} = 0,908$$

$$\mu_x = \frac{N_d \cdot e_x}{U_c \cdot h} = \frac{1270,88 \text{ kN} \cdot 2,630 \text{ cm}}{1400 \text{ kN} \cdot 40 \text{ cm}} = 0,060 (\mu_2)$$

$$\mu_y = \frac{N_d \cdot e_y}{U_c \cdot b} = \frac{1270,88 \text{ kN} \cdot 3,674 \text{ cm}}{1400 \text{ kN} \cdot 25 \text{ cm}} = 0,133 (\mu_1)$$

Con estos valores se entra en el ábaco en roseta para secciones rectangulares con ocho armaduras Véase Anexo 4. En el sector correspondiente al valor de v de que se trate, con los valores μ_1 y μ_2 e interpolando en caso de ser necesario, se obtiene la cuantía mecánica total ω . Como $\mu_x > \mu_y$ entramos en el ábaco con $\mu_1 = 0,133$ y $\mu_2 = 0,060$ resultando las siguientes cuantías mecánicas.



$$v = 0,8 \qquad \omega = 0,20$$

$$v = 1 \qquad \omega = 0,40$$

Interpolando:

$$v = 0,908 \qquad \omega = 0,342$$

La armadura necesaria será:

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

$$A_s = 0,342 \cdot 25\text{cm} \cdot 40\text{cm} \cdot \frac{14\text{MPa}}{400\text{MPa}}$$

$$A_s = 11,97 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínima es:

$$A_{S\min} = \frac{5}{1000} \cdot b \cdot h = \frac{5}{1000} \cdot 25 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm} = 5 \text{ cm}^2$$

El área de acero se asume como la mayor entre la mínima y la calculada.

$$A_S = 11,97 \text{ cm}^2$$

El número de barras, empleando barras de 16 mm y 12 mm es:

$$A_{S\phi 16} = 2,011 \text{ cm}^2$$

Armadura constructiva más refuerzo	Adoptada As cm ²	Calculada As cm ²
4Ø16 + 2Ø16	12,07	11,97

Con un área total de cálculo de:

$$A_{Sreal} = 12,07 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 4 Ø16(esquinas) + 2 Ø16mm (cara Y)

CYPECAD = 4 Ø16 + 2 Ø16

Armadura transversal para las columnas

La separación que tendrá la armadura transversal será:

$$S \leq \begin{cases} b \text{ o } h(\text{menor diámetro de la pieza}) = 25 \text{ cm} \\ 15\phi_{\text{de la Armadura longitudinal}} = 15 \cdot (1,6 \text{ cm}) = 24 \text{ cm} \end{cases}$$

Separación adoptada de estribos s = 15 cm

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \leq \begin{cases} \frac{1}{4} \cdot \phi_{\text{de la Armadura longitudinal}} = \frac{1}{4} \cdot 16 \text{ mm} = 4 \text{ mm} \\ \phi_{\text{Estribo}} = 6 \text{ mm} \end{cases}$$

Diámetro de estribo adoptada = 6 mm

Por lo tanto, la armadura del estribo será:

Se utilizará: Φ 6mm c/15 cm

Tabla 19: Resultados Armadura Longitudinal y Transversal

	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Calculo Manual	4 Φ 16(esquinas) + 2 Φ 16 mm (cara Y)	Φ 6mm c/15 cm
CYPECAD	4 Φ 16(esquinas) + 2 Φ 16 mm (cara Y)	Φ 6mm c/15 cm
% Diferencia	0	0

Fuente: Elaboración Propia

3.6.3. Estructuras Complementarias

3.6.3.1. Verificación del Diseño de la Escalera

A continuación, se muestra el cálculo de una escalera de hormigón armado, la cual presenta dos tramos (tiros) y un descanso (meseta).

3.6.3.2. Diseño geométrico de la escalera

Se tiene un desnivel a salvar “ $z=324\text{cm}$ ”

La huella mínima es 25 cm, según el plano arquitectónico se adoptará “ $h=30\text{ cm}$ ”.

La contrahuella será “ $c=18\text{ cm}$ ”

Comprobando el número de peldaños (escalones) si coincide en el plano arquitectónico:

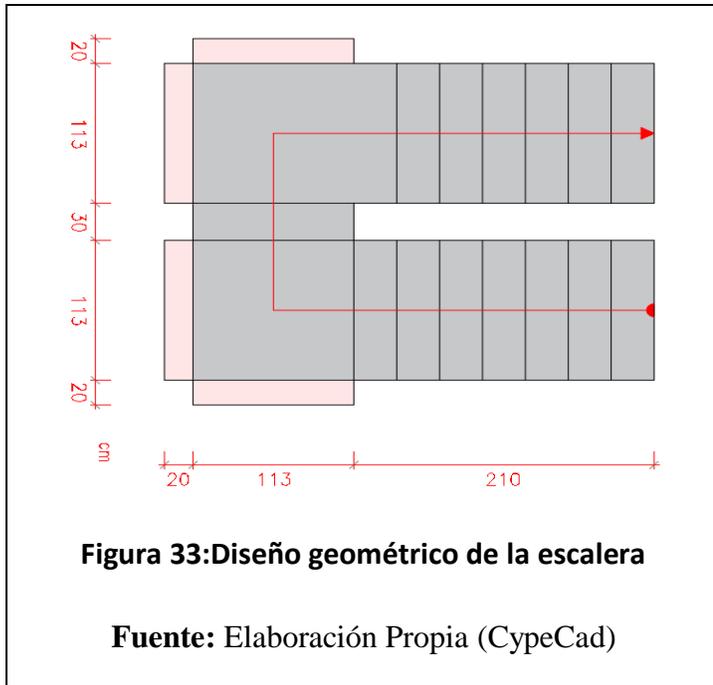
$$n_e = 18 \text{ (escalones) Plano arquitectonico}$$

$$n_e = \frac{z}{c} = \frac{324}{18} = 18 \text{ Cumple con el plano arquitectonico}$$

El ancho de los escalones “ $a=113\text{ cm}$ ”

El espesor de la losa viene dado por la siguiente expresión:

$$h = \frac{L}{20} = \frac{210\text{ cm}}{20} = 10,5 = \text{valor adoptado } 15\text{ cm}$$



- Se tienen las siguientes cargas actuantes, dependiendo si estamos analizando el tiro o la meseta.

a) Para los tiros tenemos:

Peso propio de la losa por unidad de área:

$$g = \gamma_c \cdot hf = 2400 \frac{kg}{m^3} \cdot (0,15 m) = 360 \frac{kg}{m^2}$$

Peso propio de los peldaños por unidad de área:

$$g_1 = \frac{\gamma \cdot c}{2} = \frac{2400 \frac{kg}{m^2} \cdot (0,18m)}{2} = 216 \frac{kg}{m^2}$$

Acabado “ $g_2 = 160 \text{ kg/m}^2$ ”

Sobrecarga de uso “ $q=300 \text{ kg/m}^2$ ”

Por tanto, la carga muerta total es:

$$g_t = g + g_1 + g_2 = 360 + 216 + 160 = 736 \frac{kg}{m^2}$$

La carga viva total actuante es:

$$q_t = q = 300 \frac{kg}{m^2}$$

Aplicando los coeficientes de mayoración de las fuerzas tenemos una carga total de:

$$q_d = \gamma_f \cdot (q_t + g_t) = 1,6 \cdot \left(300 \frac{kg}{m^2} + 736 \frac{kg}{m^2} \right) = 1657,6 \frac{kg}{m^2}$$

b) En los descansos (mesetas) actuaran las siguientes cargas:

Peso propio de la losa por unidad de área:

Peso propio de la losa por unidad de área:

$$g = \gamma_c \cdot h_f = 2400 \frac{kg}{m^3} \cdot 0,15 m = 360 \frac{kg}{m^2}$$

Acabado “ $g_2 = 160 \text{ kg/m}^2$ ”

Sobrecarga de uso “ $q = 300 \text{ kg/m}^2$ ”

Por tanto, la carga muerta total es:

$$g_t = g + g_2 = 360 + 160 = 520 \frac{kg}{m^2}$$

La carga viva total actuante es: $q_t = q = 300 \frac{kg}{m^2}$

Aplicando los coeficientes de mayoración de las fuerzas tenemos una carga total de:

$$q_d = \gamma_f \cdot (q_t + g_t) = 1,6 \cdot \left(300 \frac{kg}{m^2} + 520 \frac{kg}{m^2} \right) = 1312 \frac{kg}{m^2}$$

El ancho de los escalones “ $a=113 \text{ cm}$ ”

$$q_{d(Rampa)} = 1657,6 \frac{kg}{m^2} \cdot 1,13 m + 75 \text{ kg/m} = 1948,1 \frac{kg}{m}$$

El ancho del descanso más los apoyos “ $a_1=113 \text{ cm} + 20 \text{ cm}=133 \text{ cm}$ ”

$$q_{d(Descaso)} = 1312 \frac{kg}{m^2} \cdot 1,33 m = 1744,96 \frac{kg}{m}$$

**Idealización de la escalera para determinar los momentos
maximos positivos**

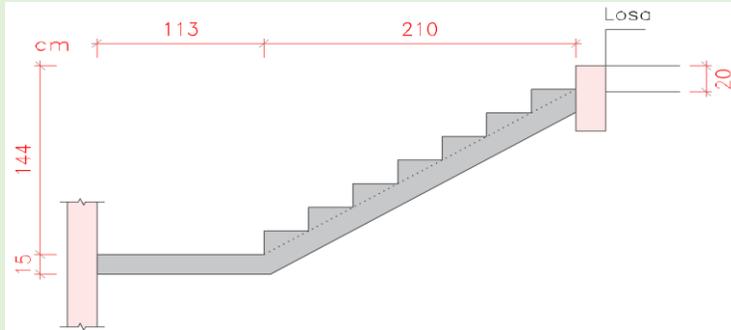


Figura 34:Esquema de la escalera rampa y descanso

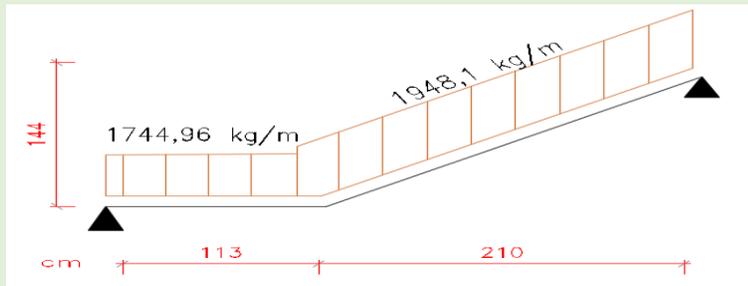


Figura 35:Esquema de cargas sobre la escalera

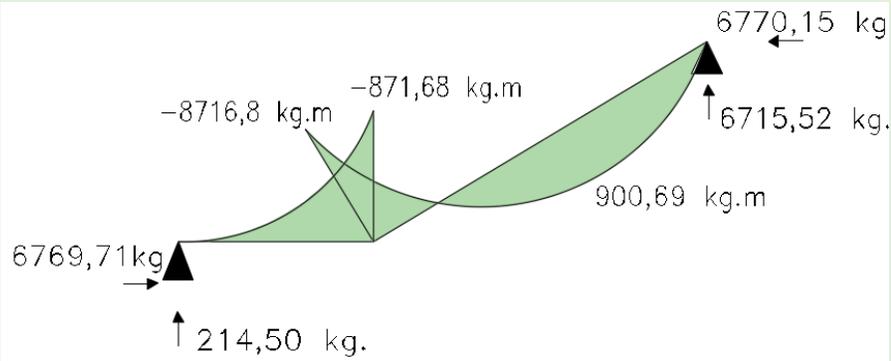


Figura 36:Diagrama de momentos flectores

Fuente: Elaboración Propia

Idealización de la escalera para determinar los momentos maximos negativos

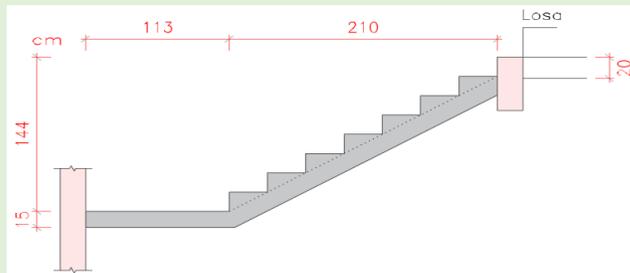


Figura 37:Esquema de la escalera rampa y descanso

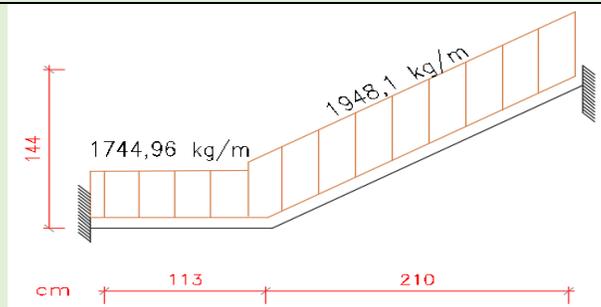


Figura 38:Esquema de cargas sobre la escalera

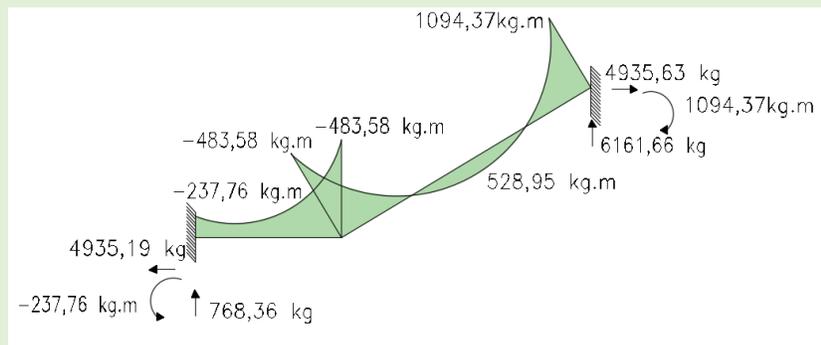


Figura 39:Diagrama de momentos flectores

Fuente: Elaboración Propia

Cálculo de la armadura Positiva para las dos rampas

Determinación del momento reducido de cálculo

$$M_d + = 900,69 \text{ kg}\cdot\text{m} = 90069 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$d_1 \approx r \text{ Asumiendo } 3 \text{ cm}$$

$$d = h - d1 = (15\text{cm} - 3\text{cm}) = 12\text{cm}$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{90069 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{113\text{cm} \cdot (12\text{cm})^2 \cdot (140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})}$$

$$\mu_d = 0,0395$$

Entramos a la tabla 2 de la página 17 para un acero CA-50 y obtenemos μ_{lim}

$$\mu_{lim} = 0,319$$

$\mu_d < \mu_{lim}$ Pertenece al dominio 2 o 3 no necesita armadura a compresión

$$0,0395 < 0,319$$

Determinación de la cuantía mecánica del acero

Tabla 3 de la página 17 $\rightarrow W_s = 0,0415$

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0415 \cdot (113 \text{ cm}) \cdot 12\text{cm} \cdot \frac{140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_s = 1,812 \text{ cm}^2$$

Determinación del área mínima de acero

$$A_{smin} = W_{smin} \cdot b_w \cdot h$$

De la tabla 1 página 16 $W_s \text{ min} = 0,0015$ Cuantía mínima para losas

$$A_{smin} = 0,0028 \cdot (113 \text{ cm}) \cdot 15 \text{ cm} = 2,543 \text{ cm}^2$$

Adoptar el máximo valor de área de acero para el cálculo de armadura de losas

$$\text{Valor Adoptado} = 2,543 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras de acero

Armadura	Adoptada	Calculada
	As cm ²	As cm ²
6Ø8	3,02	2,54

Adoptamos = 6 Ø 8 Con un área igual a 3,02 cm²

Donde: $3,02 > 2,54 \text{ cm}^2$ incremento de 2,48%

Según norma nos recomienda un desplazamiento de fase "b" de barras de 2 cm como mínimo, entonces:

$$s = \frac{113 - 2 \cdot 3 - \# \emptyset}{\# esp} = \frac{113 - 6 - 6 \cdot 0,8}{5} = 20,44 \text{ cm}$$

$$e = \frac{113 - 2 \cdot 3}{\# esp} = \frac{113 - 6}{5} = 21,4 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Armadura inferior: ϕ 8/C-20

Cálculo de la armadura negativa para las dos rampas

Determinación del momento reducido de cálculo

$$M_d (-) = 1094,37 \text{ kg}\cdot\text{m} = 109437 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$d_1 \approx r \text{ Asumiendo } 3 \text{ cm}$$

$$d = h - d_1 = (15 \text{ cm} - 3 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{109437 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{113 \text{ cm} \cdot (12 \text{ cm})^2} \cdot \left(140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)$$

$$\mu_d = 0,0480$$

Entramos a la tabla 2 de la página 17 para un acero CA-50 y obtenemos μ_{lim}

$$\mu_{lim} = 0,319$$

$\mu_d < \mu_{lim}$ Pertenece al dominio 2 o 3 no necesita armadura a compresión

$$0,048 < 0,319$$

Determinación de la cuantía mecánica del acero

Tabla 3 de la página 17 \rightarrow $\omega_s = 0,05$

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,05 \cdot (113 \text{ cm}) \cdot 12 \text{ cm} \cdot \frac{140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_s = 2,183 \text{ cm}^2$$

determinación del área mínima de acero

$$A_{smin} = W_{smin} \cdot b_w \cdot h$$

De la tabla 1 de la página 16

$$W_{smin} = 0,0015 \quad \text{Cuantía mínima para losas}$$

$$A_{smin} = 0,0015 \cdot 113 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm} = 2,543 \text{ cm}^2$$

Adoptar el máximo valor de área de acero para el cálculo de armadura de losas

$$\text{Valor Adoptado} = 2,543 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras de acero

Armadura	Adoptada As cm ²	Calculada As cm ²
6Ø8	3,02	2,54

Adoptamos = 6 Ø 8 Con un área igual a 3,02 cm²

Donde: $3,02 > 2,54 \text{ cm}^2$ incremento de 2,48%

$$s = \frac{113 - 2 \cdot 3 - \# \emptyset}{\# esp} = \frac{113 - 6 - 6 \cdot 0,8}{5} = 20,44 \text{ cm}$$

$$e = \frac{113 - 2 \cdot 3}{\# esp} = \frac{113 - 6}{5} = 21,4 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Armadura superior: **Ø 8/C-20**

• Se debe disponer una armadura transversal de reparto igual al 25% de la armadura longitudinal principal.

$$A_{st} = 0,25 \cdot A_s = 0,25 \cdot 2,54 \text{ cm}^2 = 0,635 \text{ cm}^2$$

determinación del área mínima de acero para cada metro

$$A_{smin} = W_{smin} \cdot b_w \cdot h$$

De la tabla 1 pagina 16 $W_{smin} = 0,0015$ Cuantía mínima para losas

$$A_{smin} = 0,0015 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm} = 2,25 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor $A_s = 2,25 \text{ cm}^2$

Armadura	Adoptada As cm ²	Calculada As cm ²
5Ø8	2,51	2,25

Adoptamos = 5 φ 8 Con un área igual a 3,02 cm²

Separación entre barras

$$e = \frac{100}{\#esp + 1} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Armadura transversal superior e inferior superior: **φ 8/C-20**

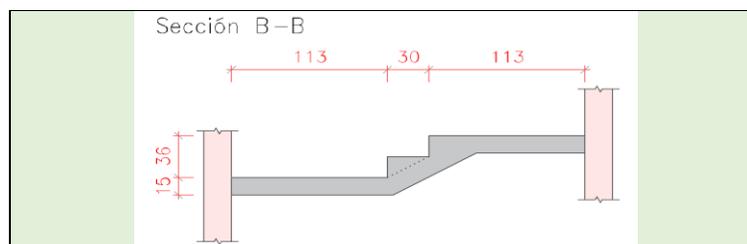


Figura 40:Esquema de la escalera rampa y descanso

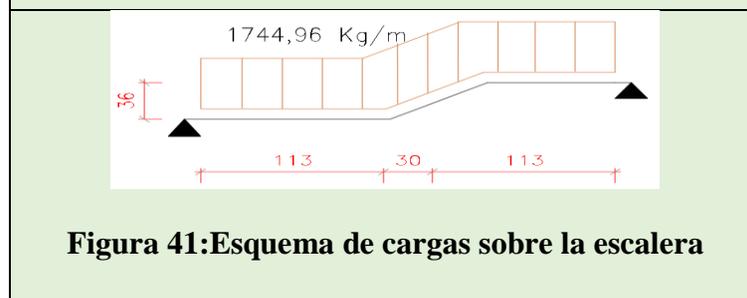


Figura 41:Esquema de cargas sobre la escalera

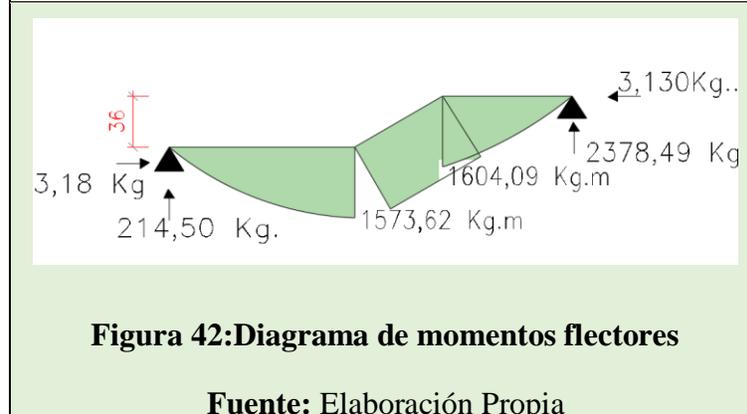


Figura 42:Diagrama de momentos flectores

Fuente: Elaboración Propia

Determinación del momento reducido de cálculo

$$M_d + = 1604,09 \text{ kg}\cdot\text{m} = 160409 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$d1 \approx r$ Asumiendo 3 cm

$$d = h - d1 = (15\text{cm} - 3\text{cm}) = 12\text{cm}$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{160409 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{113\text{cm} \cdot (12\text{cm})^2 \cdot (140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})}$$

$$\mu_d = 0,0704$$

Entramos a la tabla 2 de la página 17 para un acero CA-50 y obtenemos μ_{lim}

$$\mu_{lim} = 0,319$$

$\mu_d < \mu_{lim}$ Pertenece al dominio 2 o 3 no necesita armadura a compresión

$$0,0701 < 0,319$$

Determinación de la cuantía mecánica del acero

Tabla 1 de página 17 $\rightarrow W_s = 0,0739$

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0739 \cdot 113 \text{ cm} \cdot 12\text{cm} \cdot \frac{140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_s = 3,23 \text{ cm}^2$$

Determinación del área mínima de acero

$$A_{smin} = W_{smin} \cdot b_w \cdot h$$

De la tabla 1 página 16 $W_s \text{ min} = 0,0015$ Cuantía mínima para losas

$$A_{smin} = 0,0015 \cdot 113 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm} = 2,543 \text{ cm}^2$$

Adoptar el máximo valor de área de acero para el cálculo de armadura de losas

$$\text{Valor Adoptado} = 3,22 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras de acero

Armadura	Adoptada As cm ²	Calculada As cm ²
7Ø8	3,52	3,23

Adoptamos =7 ϕ 8 Con un área igual a 3,52 cm²

Donde: 3,52 > 3,22 cm² incremento de 2,48%

Según norma nos recomienda un desplazamiento de fase "b" de barras de 2 cm como mínimo, entonces:

$$s = \frac{113 - 2 \cdot 3 - \# \emptyset}{\# esp} = \frac{113 - 6 - 6 \cdot 0,8}{6} = 16,9 \text{ cm}$$

$$e = \frac{113 - 2 \cdot 3}{\# esp} = \frac{113 - 6}{6} = 17,83 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

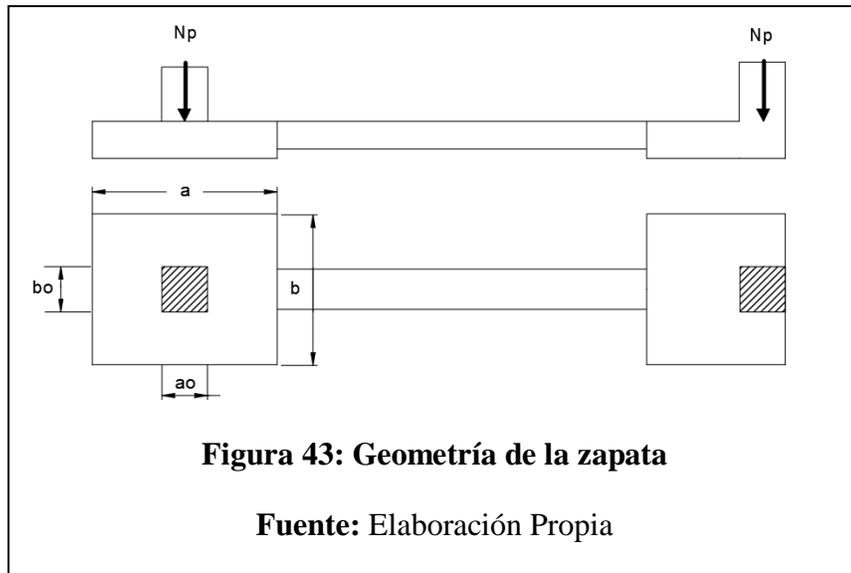
Armatura inferior: ϕ 8/C-15

Tabla 20: Resumen para las dos rampas			
Calculo Manual Armadura superior ϕ 8 C-20 inferior ϕ 8 C-20 Transversal ϕ 8 C-20	Programa CypeCad Armadura superior ϕ 8 C-20 inferior ϕ 8 C-20 Transversal ϕ 8 C-20	Diferencia 0%	
Descanso			
Calculo Manual Armadura superior ϕ 8 C-20 inferior ϕ 8 C-15 Transversal ϕ 8 C-20	Programa CypeCad Armadura superior ϕ 8 C-20 inferior ϕ 8 C-20 Transversal ϕ 8 C-20	Diferencia 2.50%	

Fuente: Elaboración Propia

3.6.4. Fundaciones

Se realizará el análisis para la “zapata aislada correspondiente a la columna C-7”, dado que está dentro del pórtico más solicitado de la estructura, la cual presenta las siguientes solicitaciones obtenidas mediante el programa CYPECAD.



Datos:

$N = 78948 \text{ kg}$	$Q_Y = -150 \text{ kg}$	$M_X = -442 \text{ kg}\cdot\text{m}$
	$Q_X = -831 \text{ kg}$	$M_Y = 79 \text{ kg}\cdot\text{m}$
	$a_0 = 30 \text{ cm}$	$b_0 = 40 \text{ cm}$

Resistencias de cálculo de los materiales

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{210 \text{ kg/m}^2}{1,50} = 140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd} \text{ kg/m}^2} = f_{ctk} = 0,5 \cdot \sqrt{140} = 1,6 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ kg/m}^2}{1,15} = 4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

f_{vd} = Resistencia convencional del hormigón a cortante.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón a compresión

Peso propio del elemento (Se lo asumirá como 10 % de “N”)

$$P = 0,1 \cdot N = 0,1 \cdot (78948 \text{ kg}) = 7895 \text{ kg}$$

3.6.4.1. Diseño geométrico de la zapata

Diseño en planta (Zapata cuadrada)

$$\sigma_{adm} = 1,80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$a = \sqrt{\frac{N + P}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{78948 \text{ kg} + 7895 \text{ kg}}{1,80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 219,65 \text{ cm} \approx 230 \text{ cm}$$

$$\text{Área adoptada} = 230 \text{ cm} \cdot (230 \text{ cm}) = 52900 \text{ cm}^2$$

1º condición: A requerida < A adoptada

$$48246,12 \text{ cm}^2 < 52900 \text{ cm}^2$$

El esfuerzo de tensión uniforme en el suelo viene dado por

$$\sigma_t = \frac{N}{a^2} = \frac{54514 \text{ kg}}{(190)^2} = 1,49 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Canto útil mínimo, para no tener necesidad de verificar a cortante y punzonamiento

$$\gamma_f = 1,6 \quad k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_t} = \frac{4 \cdot (1,871 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})}{1,6 \cdot (1,49 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})} = 3,134$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{a_o \cdot b_o}{4} + \frac{a \cdot b}{2k - 1} - \frac{a_o + b_o}{4}}$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{30 \cdot 40}{4} + \frac{230 \cdot (230)}{2 \cdot 3,134 - 1} - \frac{30 + 40}{4}} = 84,196 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{2(a - a_o)}{4 + k} = \frac{2(230 \text{ cm} - 30 \text{ cm})}{4 + 3,097} = 56,07 \text{ cm}$$

Por tanto, se asumirá una altura total “h= 60 cm”, empleando un recubrimiento geométrico de “r=5cm” y un diámetro “Ø=1.6cm”

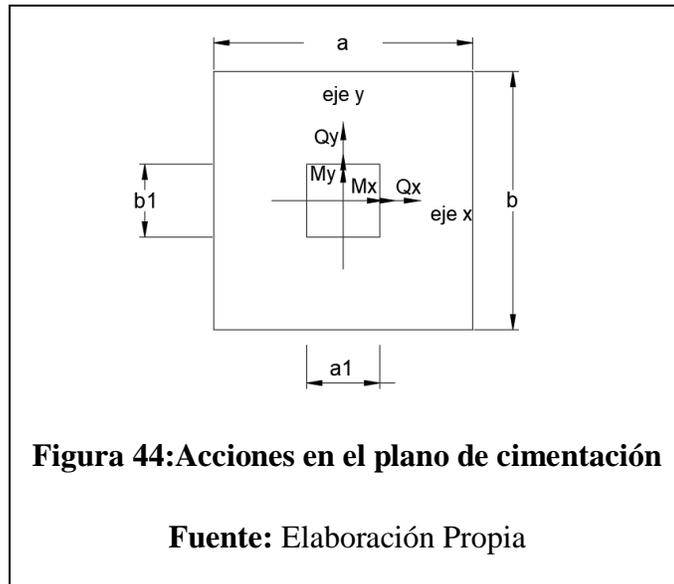
$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2} = \left(60\text{cm} - 5\text{cm} - \frac{1,6\text{cm}}{2} \right) = 54,2\text{cm}$$

Clasificación de la zapata por la relación de sus dimensiones

$$v = \frac{a - a_o}{2} = \frac{230\text{cm} - 30\text{cm}}{2} = 100\text{cm}$$

Dado que el vuelo “v=100 cm” es menor que “2h = 120 cm”, se trata una zapata rígida

3.6.4.2. Acciones en el plano de cimentación



3.6.4.3. Axial en el plano de cimentación:

Una vez determinadas las dimensiones de la zapata, calculamos el peso propio real de la misma, con la siguiente fórmula:

$$PP_{Zapata} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot Volumen = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot (3,174 \text{ m}^3) = 7617,6 \text{ kg}$$

$$N_{real} = N_T + PP_{Zapata} = 78948 \text{ kg} + 7617,6 \text{ kg} = 86565,6 \text{ kg}$$

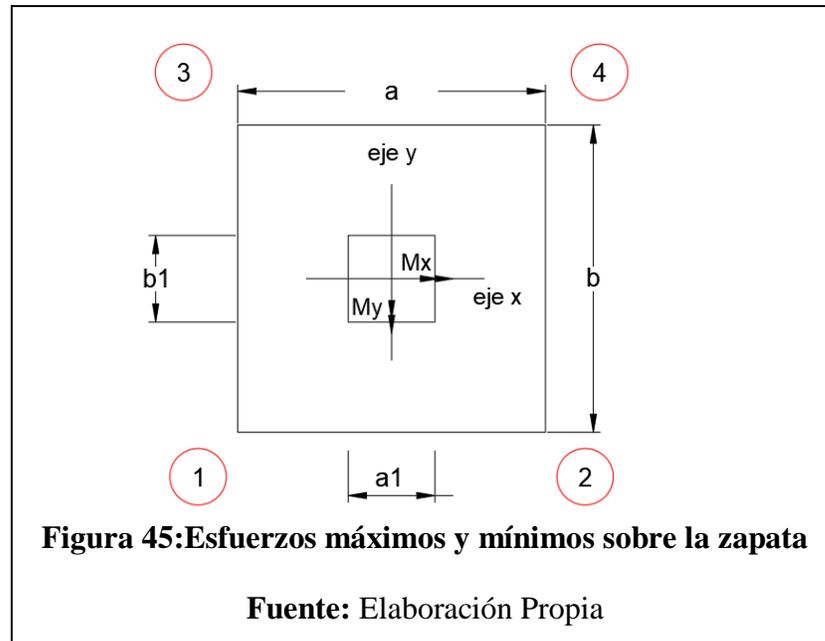
3.6.4.4. Momento en el plano de cimentación:

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

$$M_X = M'_X + h \cdot Q_x = -44200 \text{ kg} \cdot \text{cm} + 60 \text{ m} \cdot (-831\text{kg}) = -94060 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_y = M'_y + h \cdot Q_y = 7900 \text{ kg} \cdot \text{cm} + 60\text{cm} \cdot (-150 \text{ kg}) = -1100 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

3.6.4.5. Cálculo de los esfuerzos máximos y mínimo



$$\sigma = \frac{N}{a \cdot b} \pm \frac{6M_x}{a \cdot b^2} \pm \frac{6M_y}{b \cdot a^2}$$

$$\sigma_{3max} = \frac{54514}{230 \cdot 230} + \frac{6 \cdot (-94060)}{230 \cdot (230)^2} + \frac{6 \cdot (-1100)}{230 \cdot (230)^2} = 1,445 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{1min} = \frac{54514}{230 \cdot 230} - \frac{6 \cdot (-94060)}{230 \cdot (230)^2} - \frac{6 \cdot (-1100)}{230 \cdot (230)^2} = 1,539 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{adm} > \sigma_{m\acute{a}x.}$$

$$1,80 \text{ kg/cm}^2 > 1,539 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{Estable frente al hundimiento}$$

3.6.4.6. Verificación al vuelco

$$\gamma_{Va} = \frac{N_{real} \cdot a/2}{M_x} = \frac{(86565,6 \text{ kg}) \cdot \frac{230\text{cm}}{2}}{94060 \text{ kg} \cdot \text{cm}} = 105,837 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\gamma_{Va} = \frac{N_{real} \cdot a/2}{M_y} = \frac{(86565,6 \text{ kg}) \cdot \frac{230\text{cm}}{2}}{1100 \text{ kg} \cdot \text{cm}} = 9050,04 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

3.6.4.7. Verificación al deslizamiento

$$A \cdot C_d \geq V \cdot \gamma_2 \text{ (Valido solo para arcillas)}$$

C_d : $0,5 \cdot c$ = Valor de cálculo (minorado) de la cohesión.

$c = 0,1 \text{ kg/cm}^2$ para una arcilla semi rígida

γ_2 : 1.5. Coeficiente de seguridad al deslizamiento que puede tomarse como

$$\frac{230 \text{ cm} \cdot (230 \text{ cm}) \cdot 0,5 \cdot 0,1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{831 \text{ kg}} \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$17,633 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\frac{230 \text{ cm} \cdot (230 \text{ cm}) \cdot 0,5 \cdot 0,1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{150 \text{ kg}} \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$3,183 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

Cálculo de los esfuerzos en las aristas de la zapata como se muestra a continuación:

$$\sigma = \frac{N}{a \cdot b} \pm \frac{6M_x}{a \cdot b^2} \pm \frac{6M_y}{b \cdot a^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{54514}{230 \cdot 230} + \frac{6(-94060)}{230 \cdot 230^2} + \frac{6(-1100)}{230 \cdot 230^2} = 1,445 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{54514}{230 \cdot 230} + \frac{6(-94060)}{230 \cdot 230^2} - \frac{6(-1100)}{230 \cdot 230^2} = 1,447 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{54514}{230 \cdot 230} - \frac{6(-94060)}{230 \cdot 230^2} + \frac{6(-1100)}{230 \cdot 230^2} = 1,538 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{54514}{230 \cdot 230} - \frac{6(-94060)}{230 \cdot 230^2} - \frac{6(-1100)}{230 \cdot 230^2} = 1,539 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

3.6.4.8. Cálculo de la armadura

3.6.4.8.1. Diseño a flexión

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

$$M_d = \frac{\gamma_f \cdot N}{2 \cdot a} \cdot \left(\frac{a - a_o}{2} + 0,15 \cdot a_o \right)^2 = \frac{1,6 \cdot 78948}{2 \cdot 230} \cdot \left(\frac{230 - 30}{2} + 0,15 \cdot 30 \right)^2$$

$$M_d = 2998719,64 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2998719,64 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{230 \text{ cm} \cdot 54,2 \text{ cm}^2 \cdot 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0,317$$

La cuantía mecánica para este caso vale:

$$w = \mu \cdot (1 + \mu) = 0,317 \cdot (1 + 0,317) = 0,418$$

El área de acero calculada “As”

$$A_s = w \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,418 \cdot 230 \text{ cm} \cdot 54,2 \text{ cm} \cdot \frac{140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_s = 16,76 \text{ cm}^2$$

La armadura mínima geométrica necesaria es:

$$A_{s,min} = w \cdot b \cdot h = 0,0015 \cdot 230 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm} = 20,7 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se adopta como área de acero, la mayor entre la mecánica calculada y la mínima geométrica, siendo:

$$A_s = 20,7 \text{ cm}^2$$

Numero de barras:

$$n = \frac{A_s}{A_{\emptyset 16}} = \frac{20,7 \text{ cm}^2}{2,01 \text{ cm}^2} = 10,30 \approx 11 \text{ barras}$$

Espaciamiento entre barras:

$$s = \frac{b - 2r}{n} = \frac{230 \text{ cm} - 2 \cdot 5 \text{ cm}}{11} = 20 \text{ cm}$$

Por seguridad se adopta que para ambas direcciones se deberá de usar:

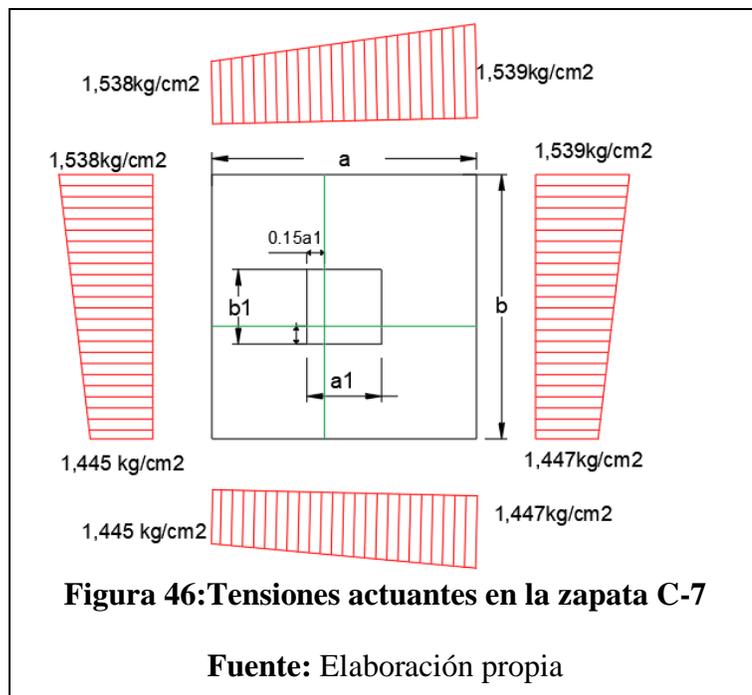
11Ø16 C-20 cm

3.6.4.9. Verificación al corte y punzonamiento

Debido a que se empleó las fórmulas anteriores para determinar el canto mínimo que debe presentar la zapata en función del corte y del punzonamiento, podemos decir que estas verificaciones son cumplidas.

3.5.4.2.3 Verificación de la adherencia

Se realiza el cálculo de la fuerza cortante para el lado Y, debido a que esta dirección es la más solicitada.

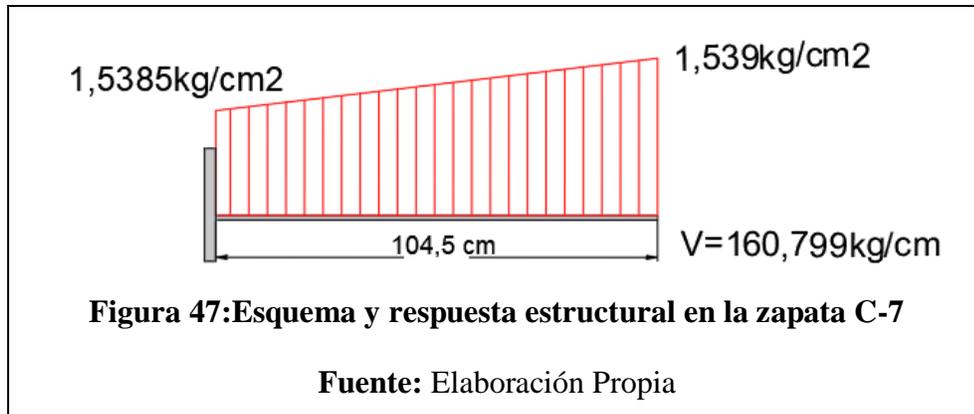


Lado Y

$$L = \frac{a - a1}{2} + 0,15 \cdot a1 = \frac{230\text{cm} - 30\text{cm}}{2} + 0,15 \cdot (30) = 104,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_x = \sigma_4 - \frac{L}{a} \cdot (\sigma_4 - \sigma_3) = 1,539 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - \frac{104,5 \text{ cm}}{190 \text{ cm}} \cdot \left(1,539 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 1,538 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$\sigma_y = 1,5385 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



Cortante de diseño:

$$V_d = \gamma_f \cdot V \cdot a = 1,6 \cdot \left(160,799 \frac{kg}{cm}\right) \cdot 230 \text{ cm} = 59174,03 \text{ kg}$$

$$\frac{V_d}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot \pi \cdot \phi} \leq k \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} \frac{kg}{cm^2}$$

$$\frac{59174,03 \text{ kg}}{0,9 \cdot 54,2 \text{ cm} \cdot 11 \cdot \pi \cdot 1,6 \text{ cm}} \leq 0,95 \cdot \sqrt[3]{140^2} \frac{kg}{cm^2}$$

$$21,94 \frac{kg}{cm^2} \leq 25,61 \frac{kg}{cm^2} \rightarrow \text{Cumple}$$

3.6.4.10. Anclaje de las armaduras

Dado que el vuelo “v=85cm” es mayor que el peralte “h=45cm”, el anclaje se contará a partir de una distancia “h” desde el paramento del soporte.

$$l_{b1} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$\tau_{bu} = 0,9 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 0,9 \cdot \sqrt[3]{140^2} = 24,27 \frac{kg}{cm^2}$$

$$l_{b1} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{1,6 \text{ cm}}{4} \cdot \frac{4347,826 \frac{kg}{cm^2}}{24,27 \frac{kg}{cm^2}} = 71,66 \text{ cm}$$

Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} \cdot \frac{A_{S\text{Calculado}}}{A_{S\text{Real}}} = 71,66 \text{ cm} \cdot \frac{20,7 \text{ cm}^2}{22,11 \text{ cm}^2} = 67,09 \text{ cm}$$

$$l_b \geq \begin{cases} 0,30 \cdot l_{b1} = 0,30 \cdot 71,66 = 21,50 \text{ cm} \\ l_{b1} = 10 \phi = 10 \cdot 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Por lo tanto $l_b = 70 \text{ cm}$

Por tanto, $l_b = 70 \text{ cm}$, con esto no es necesario doblar las armaduras en patillas, por lo que siempre se prolongará la armadura hasta el extremo de la zapata.

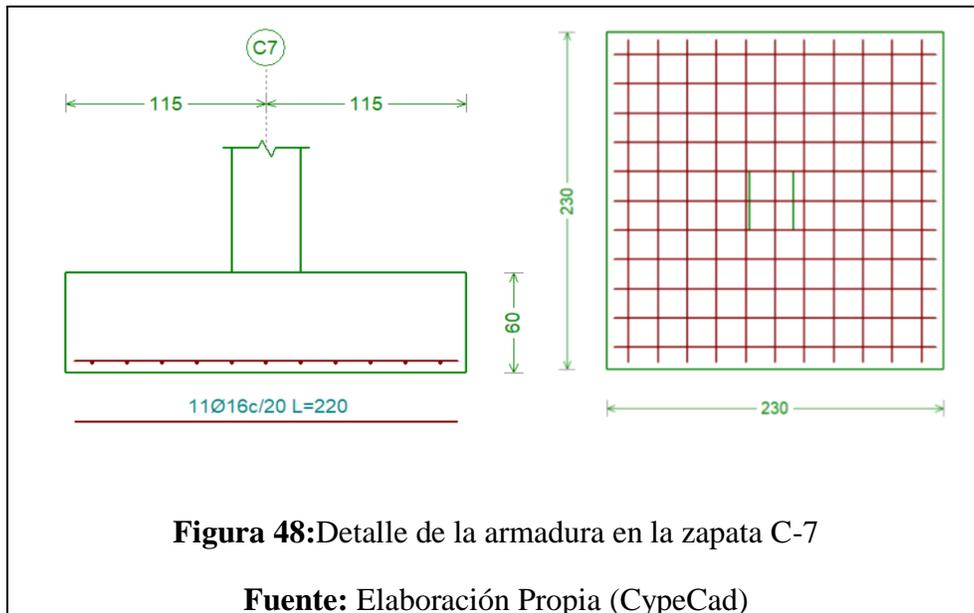


Tabla 21:Cuadro de Resumen de Zapata

Calculo Manual	11 Φ 16 C/20 cm
CYPECAD	11 Φ 16 C/20 cm
% Diferencia	0

Fuente: Elaboración Propia

3.6.4.11. Verificación de la viga centradora

Conocidas las dimensiones de las y esfuerzos de las zapatas:

$$N_{1k} = 44264 \text{ kg}$$

$$N_{2k} = 78948 \text{ kg}$$

$$a_0 = 0,30 \text{ m}$$

$$a_1 = 1,3 \text{ m}$$

$$a_2 = 2,3 \text{ m}$$

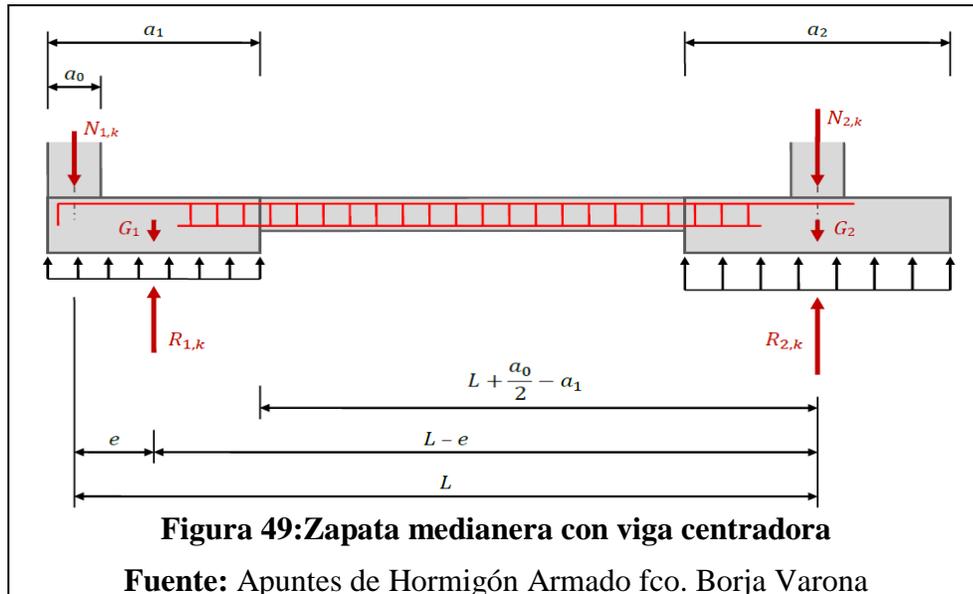
$$b_1 = 2,5 \text{ m}$$

$$b_2 = 2,3 \text{ m}$$

Peso propio de la zapata más la viga centradora (Se lo asumirá como 10 % de “N_{1k}”)

$$G_1 = 0,1 \cdot N_{1k} = 4426,4 \text{ kg}$$

$$G_2 = 0,1 \cdot N_{2k} = 7894,8 \text{ kg}$$



Distancia entre cargas: $L=3,17 \text{ m}$

$$L + \frac{a_0}{2} - a_1 = 3,17 \text{ m} + \frac{0,30 \text{ m}}{2} - 1,3 \text{ m} = 2,02 \text{ m}$$

$$L + \frac{a_0}{2} - a_1 - a_2 = 3,17 \text{ m} + \frac{0,30 \text{ m}}{2} - 1,3 \text{ m} - 2,3 \text{ m} = -0,28 \text{ m}$$

Calculo de la excentricidad

$$e = \frac{a_1}{2} - \frac{a_0}{2} = \frac{1,3 \text{ m}}{2} - \frac{0,30 \text{ m}}{2} = 0,5 \text{ m}$$

$$L - e = 3,17 \text{ m} - 0,5 \text{ m} = 2,67 \text{ m}$$

Reacción en la zapata medianera:

$$R_{1k} = N_{1k} \cdot \frac{L}{L - e} + G_1$$

$$R_{1k} = 44264 \text{ kg} \cdot \frac{3,17}{2,67 \text{ m}} + 4426,4 \text{ kg}$$

$$R_{1k} = 56979,539 \text{ kg}$$

Reacción en la zapata aislada:

$$R_{2k} = N_{2k} + G_2 - N_{1k} \cdot \frac{e}{L - e}$$

$$R_{2k} = 78948 \text{ kg} + 7894,8 \text{ kg} - 44264 \text{ kg} \cdot \frac{0,5 \text{ m}}{2,67 \text{ m}}$$

$$R_{2k} = 78553,661 \text{ kg}$$

Comprobación de los esfuerzos con las reacciones calculadas:

$$\frac{R_{1,k}}{a_1 \cdot b_1} \leq \sigma_{adm}$$

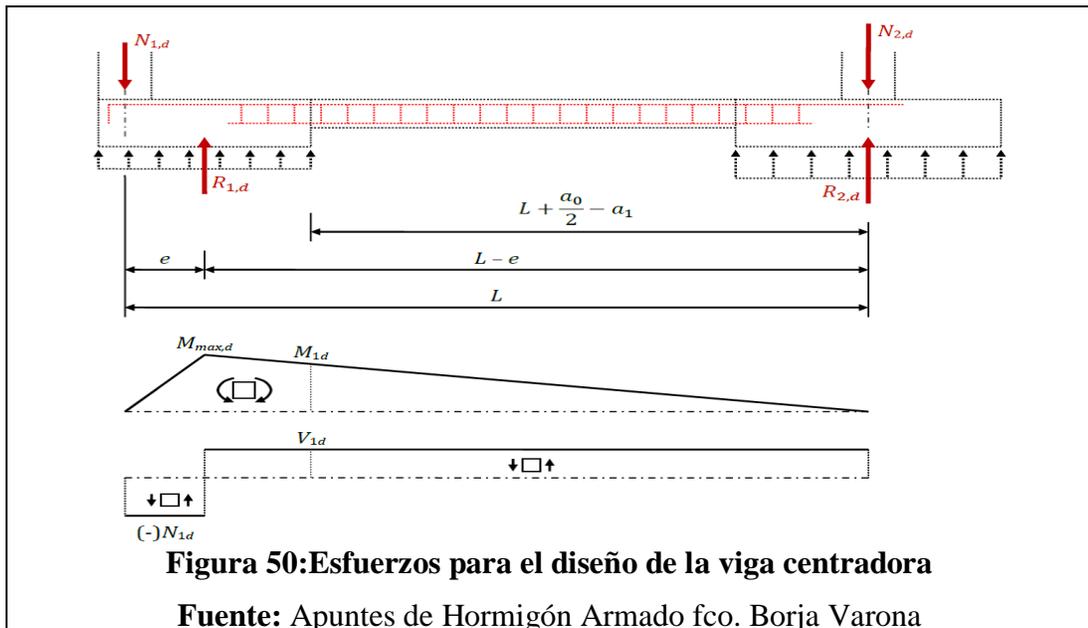
$$\frac{R_{2,k}}{a_2 \cdot b_2} \leq \sigma_{adm}$$

$$\frac{56979,539 \text{ kg}}{1,3 \text{ m} \cdot 2,5 \text{ m}} \leq 1,80$$

$$\frac{78553,661 \text{ kg}}{2,3 \text{ m} \cdot 2,3 \text{ m}} \leq 1,80$$

$$1,753 \leq 1,80$$

$$1,485 \leq 1,80$$



$$N_{1d} = 71574 \text{ kg}$$

$$N_{2d} = 128157 \text{ kg}$$

$$R_{1d} = N_{1d} \cdot \frac{L}{L - e}$$

$$R_{2d} = N_{2d} - N_{1d} \cdot \frac{e}{L - e}$$

$$R_{1d} = 71574 \text{ kg} \cdot \frac{3,17 \text{ m}}{2,67 \text{ m}} \quad R_{2d} = 128157 \text{ kg} - 71574 \text{ kg} \cdot \frac{0,5 \text{ m}}{2,67 \text{ m}}$$

$$R_{1d} = 84977,371 \text{ kg} \quad R_{2d} = 114753,629 \text{ kg}$$

$$V_{1d} = N_{1d} \cdot \frac{e}{L - e} = 71574 \text{ kg} \cdot \frac{0,5 \text{ m}}{2,67 \text{ m}} = 13403,371 \text{ kg}$$

$$V_{1d} \cdot M_{1d} = N_{1d} \cdot \frac{e}{L - e} \cdot \left(L + \frac{a_0}{2} - a_1 \right)$$

$$M_{1d} = 71574 \text{ kg} \cdot \frac{0,5 \text{ m}}{2,67 \text{ m}} \cdot \left(3,17 \text{ m} + \frac{0,30 \text{ m}}{2} - 1,3 \text{ m} \right) = 27074,809 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

3.6.4.12. Cálculo de la armadura longitudinal:

Datos:

Altura de zapata calculada $h = 50 \text{ cm}$

Se asume una $b_w = 40 \text{ cm}$

$$M_d = 27074,809 \text{ kg} \cdot \text{m} = 2707480,9 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Se suma un recubrimiento para piezas en contacto con el suelo $r = 3 \text{ cm}$

$$d1 = r + \phi_{\text{Estribo}} + \phi_L/2$$

$$\phi_{\text{Estribo}} + \frac{\phi_L}{2} \approx 1 \text{ cm} \quad (\text{asumiendo})$$

$$d1 = 3 \text{ cm} + 1 \text{ cm} = 4 \text{ cm}$$

$$d = h - d1 = (50 \text{ cm} - 4 \text{ cm}) = 46 \text{ cm}$$

$h = 60 \text{ cm}$ [Altura de la Viga]

$b_w = 40 \text{ cm}$ [Ancho de la Viga]

$r = 3 \text{ cm}$ [Recubrimiento de la Viga]

Cálculo de la armadura longitudinal de la viga centradora

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

$$\mu_d = \frac{2707480,9 \text{ kg} \cdot \text{m}}{40 \text{ cm} \cdot (56 \text{ cm})^2 \cdot (140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})} = 0,154$$

Entramos a la tabla 2 de la página para un acero CA-50 y obtenemos μ_{lim}

$$\mu_{lim} = 0,319$$

$\mu_d < \mu_{lim}$ Pertenece al dominio 2 o 3 no necesita armadura a compresión

$$0,154 < 0,319$$

Determinación de la cuantía mecánica del acero

Tabla 1 del anexo A-1 $W_s = 0,172$

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

$$A_s = 0,172 \cdot (40 \text{ cm}) \cdot 56 \text{ cm} \cdot \frac{140,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_s = 12,41 \text{ cm}^2$$

Determinación del área mínima de acero

$$A_{smin} = W_{smin} \cdot b_w \cdot h$$

De la tabla 3 del anexo A-1 $W_{smin} = 0,0028$

$$A_{smin} = 0,0028 \cdot 40 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm} = 6,72 \text{ cm}^2$$

Adoptar el máximo valor de área de acero para el cálculo de armadura de viga

$$A_s = 12,41 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras de acero

Armadura	Adoptada As cm ²	Calculada As cm ²
2 Ø 20 + 2 Ø 20	12,56	12,41

Adoptamos = 2 Ø 20 + 2 Ø 20 Con un área igual a 12,56 cm²

Dónde: $12,56 > 12,41 \text{ cm}^2$ incremento de 1,21 %

Separación de las armaduras principales:

$$s = \frac{b - 2 \cdot r - 2 \cdot \phi_{Estribo} - \#\phi}{\#esp} = \frac{40 - 2 \cdot 3 - 2 \cdot 0,6 - 2 \cdot 2 - 2 \cdot 2}{3} = 8,3 \text{ cm}$$

Armadura longitudinal de compresión:

Según cálculo no requiere, pero por norma se debe disponer un 30% de A_s mínima:

$$A_s = 30\% \cdot A_{s\ min} = 0,30 \cdot 12,41 \text{ cm}^2 = A_s = 3,72 \text{ cm}^2$$

Determinación del número de barras de acero

Armadura	Adoptada As cm ²	Calculada As cm ²
2 Ø 16	4,02	3,72

Adoptamos = 2 Ø 16 Con un área igual a 4,02 cm²

Dónde: $4,02 > 3,72 \text{ cm}^2$ incremento de 1,08 %

Armadura de piel

Como la separación máxima entre armaduras longitudinales es 30 cm, se colocará armadura de piel de Ø 12 mm que es el mínimo:

$$A_{s\ piel} = 2 \phi 12 \text{ mm}$$

3.6.4.13. Cálculo de la armadura transversal

El cortante a una distancia igual al canto útil de cada apoyo es: A partir de la Columna C-7:

$$V_d = 13403,371 \text{ kg} \quad d = 56 \text{ cm}$$

Determinación del esfuerzo cortante que resiste el hormigón

$$V_{cu} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot b_w \cdot d = 0,5 \cdot \sqrt{140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot 40 \text{ cm} \cdot 56 \text{ cm} = 13252,019 \text{ kg}$$

Verificación al caso que pertenece.

CASO N°1

dónde:

$$V_{d1} < V_{cu}$$

$$13403,371 \text{ kg} < 13252,019 \text{ kg} \rightarrow \text{No cumple}$$

CASO N° 2

$$V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$$

$$V_{ou} = 0,30 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot b_w \cdot d = 0,30 \cdot \sqrt{140} \cdot 40 \cdot 56 = 7951,211 \text{ kg}$$

$$13252,019 \text{ kg} < 13403,371 \text{ kg} \leq 7951,211 \text{ kg} \quad \text{Cumple !}$$

Determinación del área [CASO N°2]

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

$$V_{su} = 13403,371 \text{ kg} - 13252,019 \text{ kg} = 151,352 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot s}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{151,352 \text{ Kg} \cdot 100 \text{ cm}}{0,9 \cdot 56 \text{ cm} \cdot 4347,826 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_s = 0,07 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Determinación del área mínima.

$$A_{s_{min}} = \frac{0,02 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot t}{f_{yd}} = \frac{0,02 \cdot 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 40 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm}}{4347,826 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_{s_{min}} = 2,58 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Pero como se está trabajando con dos piernas en los estribos entonces:

$$A_s = \frac{A_{s_{max}}}{2} = \frac{2,58 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{2} = 1,29 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\emptyset 6 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \emptyset^2} = \frac{4 \cdot 1,29}{\pi \cdot (0,8)^2} = 2,57 \approx 2$$

Determinación del número de barras de acero " n "

$$esp \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0,85 \cdot d = 0,85 \cdot 56 = 47,6 \text{ cm} \end{array} \right\} = 30 \text{ cm}$$

Entonces el número de barras para cada metro será:

Ø 6 C – 30

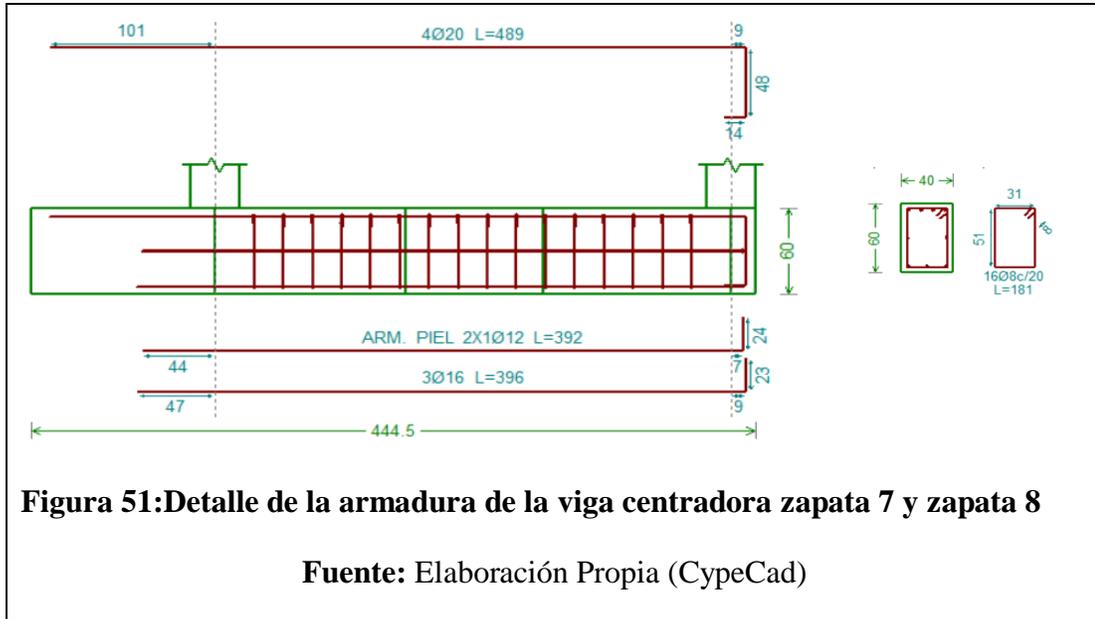


Figura 51:Detalle de la armadura de la viga centradora zapata 7 y zapata 8

Fuente: Elaboración Propia (CypeCad)

3.6.5. Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto.

3.6.5.1. Especificaciones técnicas.

En las especificaciones técnicas se tiene una referencia de cómo realizar cada ítem, el equipo y maquinaria a utilizar, el personal necesario para la correcta realización del ítem y por último la forma de pago. (Véase Anexo A.3.)

3.6.5.2. Precio unitario.

El análisis de precios unitarios fue realizado como se indicó en el marco teórico del presente proyecto. Las planillas de precios unitarios se encuentran detalladas en el (Anexo A.4.).

3.6.5.3. Cómputos métricos.

En los cómputos métricos se tiene el nombre del ítem, la unidad que se efectuará el cómputo, las dimensiones de la pieza, largo, ancho y alto, el número de piezas iguales, el

volumen parcial y el volumen final de cada ítem de todos los módulos que comprenden el proyecto. (Véase Anexo A.5).

3.6.5.4. Presupuesto

Se obtuvo en función a los cálculos métricos y precios unitarios correspondientes a cada ítem. Llegando a un presupuesto total de la obra gruesa (Véase Anexo A.5.1).:

Alternativa 1: Bs. 705.966,58

Alternativa 2 (Pedestal): Bs. 684.555,21

3.6.5.5. Cronograma de Ejecución del Proyecto

El plan y cronograma de obras se lo hizo utilizando el método de barras Gantt colaborado por el programa (Microsoft Project).

Según el cronograma mostrado en el Anexo A.5.2. se tiene planificada la construcción del hotel, aproximadamente 158 días calendarios

CAPÍTULO IV

4. APORTE ACADEMICO DEL ESTUDIANTE

Alternativa de solución para fundaciones con zapata medianera esquinera, que se utiliza tradicionalmente con vigas centradoras o de equilibrio, es la implementación de un sistema de pedestal que conecta en la zapata y viga planta baja. Este sistema permitirá la distribución de esfuerzos uniformes en el terreno de manera efectiva ante las cargas verticales y horizontales en la estructura.

El aporte académico será:

Zapata Medianera equilibrada con pedestal de hormigón armado

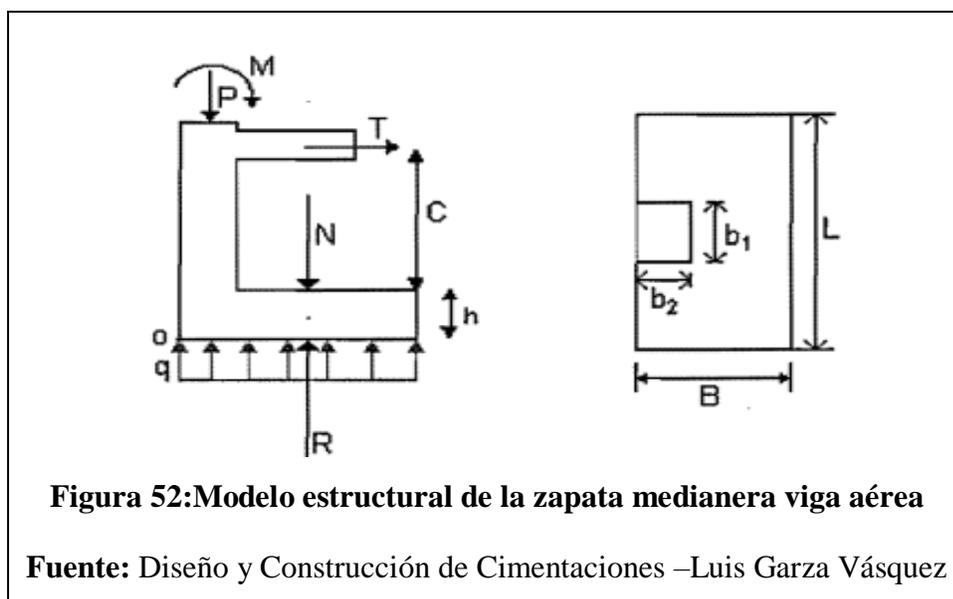
4.1. Marco conceptual del Aporte Académico

ZAPATAS MEDIANERA CON VIGA AEREA

CASO DE CARGA AXIAL MEDIANA:

Análisis de zapata medianera con viga de aérea, recomendado por Jose Calavera.

Este autor supone que bajo la cimentación existe una distribución de presiones uniforme linealmente variable, y realiza el análisis de cada una de ellas tal como se muestra en los siguientes numerales.



Zapata medianera con distribución uniforme de presiones y reacción mediante viga aérea. El equilibrio de la zapata medianera se obtiene de la fuerza T, ya que esta centra la reacción bajo la zapata.

Las ecuaciones de equilibrio son:

$$\sum F_y(\uparrow) = 0$$

$$P+N-R=0 \Rightarrow P+N=R \quad (1)$$

$$\sum M_o(\curvearrowright) = 0$$

$$\frac{P \cdot b_2}{2} + \frac{N \cdot B}{2} + T(C + h) - \frac{R \cdot B}{2} + M = 0 \quad (2)$$

Reemplazando la ecuación (1) en la ecuación (2) se tiene:

$$P\left(\frac{b_2}{2} - \frac{B}{2}\right) + T(C + h) + M = 0$$

Despejando T:

$$T = \frac{P(B - b_2) - 2M}{2(C + h)}$$

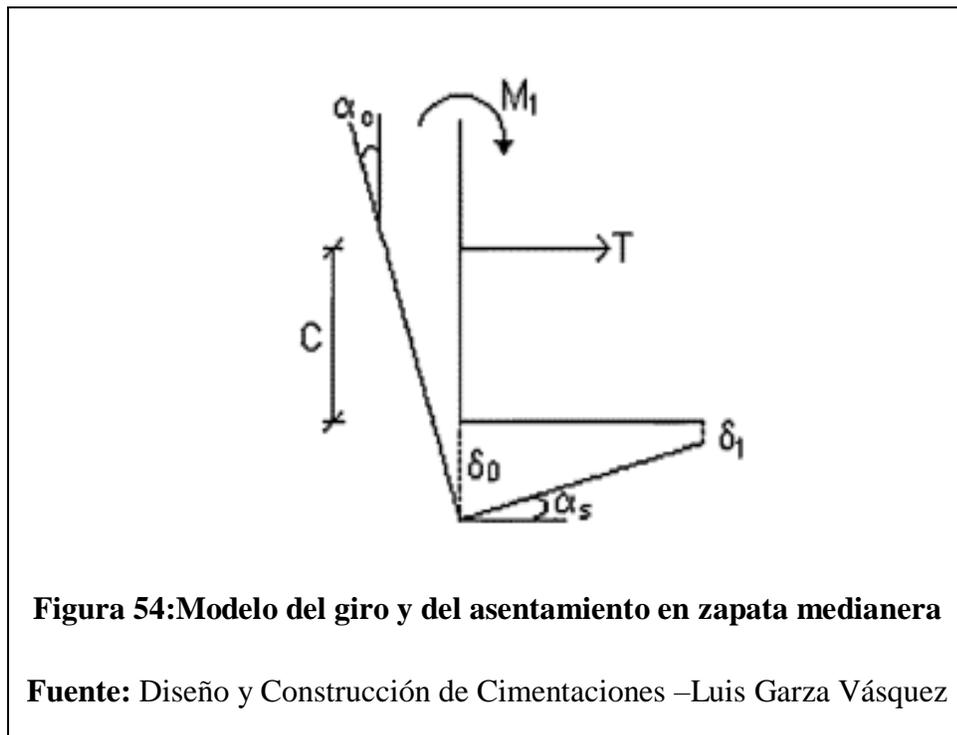
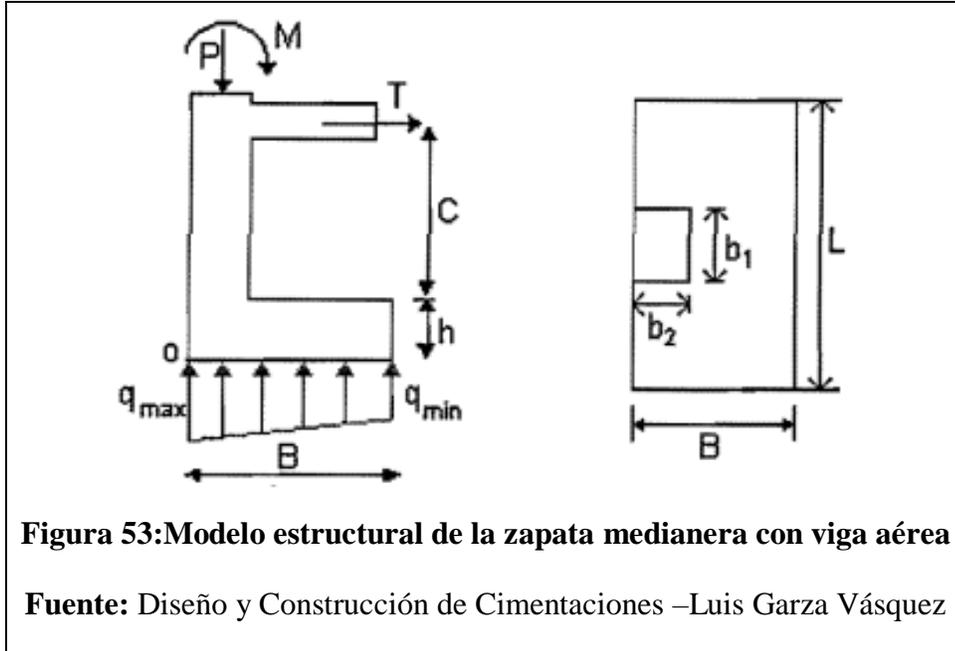
Zapata medianera con distribución variable de presiones y reacción mediante viga aérea:

Un diseño de zapata medianera siguiendo el modelo descrito en el numeral anterior, concibe la viga aérea trabajando a una determinada tensión T que garantiza una distribución uniforme de presiones q.

A continuación, se explicará una alternativa de diseño que se ajusta a los resultados obtenidos con un análisis de interacción suelo - estructura (ISE) la cual considera que la acción del momento trata de volcar la zapata, produciendo como efecto una reacción lineal no uniforme, con mayor intensidad de presiones en el vértice "0" de la zapata.

A diferencia del modelo con distribución uniforme de presiones, presentado en el numeral anterior, dónde el número de ecuaciones son suficientes para despejar la incógnita del problema T, en este caso, dado que las incógnitas son tres (T, q_{\max} y q_{\min}) y el número de

ecuaciones son dos ($\sum F_y(\uparrow) = 0$ y $\sum M_o(\curvearrowright) = 0$) y el problema no tiene solución directa. es preciso entonces recurrir a una ecuación de compatibilidad de deformaciones, utilizando para su deducción.



Se tiene:

$$\text{Desplazamiento en el punto 0 :} \quad \delta_0 = \frac{q_{max}}{K}$$

$$\text{Desplazamiento en el punto 1 :} \quad \delta_1 = \frac{q_{min}}{K}$$

$$\text{Giro en la Zapata:} \quad \alpha_s = \frac{\delta_0 - \delta_1}{B} = \frac{q_{max} - q_{min}}{K \cdot B}$$

En estas expresiones, K representa el módulo de reacción del suelo, conocido también como módulo de balasto.

De otro lado, utilizando la fórmula para calcular la deformación de un voladizo con carga concentrada en el extremo T, se deduce para el cálculo del giro de la columna la siguiente expresión:

$$\text{Giro en la Zapata:} \quad \alpha_c = \frac{(T_c + M) \cdot \lambda^2 \cdot C^2}{B}$$

Donde:

λ = Coeficiente que depende del grado de empotramiento de la columna y la viga aérea, con valores $\lambda = 1$ para articulación (tipo cable) y $\lambda = 0,75$ para empotramiento.

I_c = Inercia de la columna.

E = Modulo de elasticidad de la columna.

Igualando los giros de la zapata y de la columna, se obtiene una de las tres ecuaciones que permite resolver el problema:

$$\frac{(T_c + M) \cdot \lambda^2 \cdot C^2}{B} = \frac{q_{max} - q_{min}}{K \cdot B}$$

Las otras dos ecuaciones, se obtienen por equilibrio estático:

$$\sum F_y(\uparrow) = 0 \quad \Rightarrow \quad P + N - R = \frac{(q_{max} - q_{min})}{2} \cdot B \cdot L$$

$$\sum M_o(\curvearrowright) = 0 \quad \Rightarrow \quad T(C + h) + \frac{1}{2} \cdot (N \cdot B + P \cdot b_2) - \frac{(q_{max} - 2q_{min})}{6} B^2 \cdot L + M = 0$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones obtenemos las expresiones

$$T = \frac{P \left(\frac{B - b_2}{2} \right) - 2M}{\left[C + h + \frac{K \lambda^2 C^2}{36 E I_c} B^3 L \right]}$$

$$q_{\max} = \frac{P}{BL} + \frac{K \lambda^2 C^2 B}{6 E I_c} T \leq q_a$$

$$q_{\max} = \frac{P}{BL} - \frac{K \lambda^2 C^2 B}{6 E I_c} T > 0$$

Es importante observar que:

A mayor brazo de palanca (valor de C), menor será el valor de T.

Si el sentido del momento M, es anti horario, es decir, hacia afuera, tratando de abrir las columnas, mayor será el valor de T.

Debido a que los resultados obtenidos mediante la aplicación de esta expresión son inferiores a los obtenidos mediante un análisis de Interacción suelo estructura, se recomienda, para el cálculo del acero de refuerzo de la viga, duplicar este valor.

El valor del coeficiente de balasto K está dado por la expresión:

$$K = \frac{f}{0.67} K \ell$$

Donde:

$$f = \frac{1 + 0.50 \left(\frac{b}{L} \right)}{1.5} \quad K \ell = \frac{E_s}{B(1 - \mu^2)}$$

En esta última expresión, el término E_s representa el módulo de elasticidad del suelo, que se expresa en kg/cm^2 y es igual al inverso del módulo de compresibilidad volumétrica m_v , el cual se determina mediante el ensayo de consolidación. Por consiguiente, se puede escribir

$$E_s = \frac{1}{m_v}$$

El término μ representa la relación de Poisson del suelo de fundación; su valor es de 0,35 para suelos arcillosos y de 0,25 para arenas.

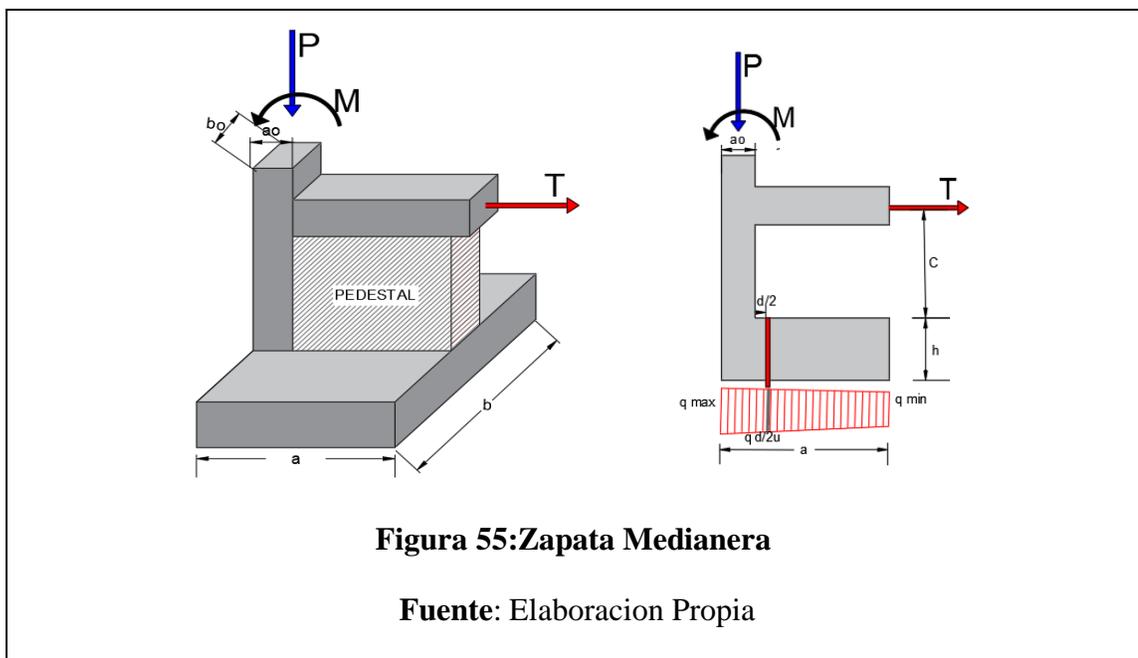
En la aplicación del sistema de ecuaciones, se presentan en la práctica dos casos para el análisis: En el primero, se fijan las dimensiones de la zapata B, L Y h y con el valor del coeficiente de balasto K, el cual se debe conocer, previamente, se obtienen, mediante la solución del sistema de ecuaciones, las tensiones q_{\max} y q_{\min} y la fuerza T.

En el segundo caso, fijando las presiones q_{\max} y q_{\min} y la altura total de la zapata h, se determinan las dimensiones B y L de la zapata, mediante tanteos.

Para la determinación de las dimensiones de la zapata medianera con viga aérea se recomienda una relación de forma L/B igual a 2, pues esta optimiza la cuantía total de refuerzo en ambas direcciones de la placa de este tipo de cimentación.

4.2. Producto del Aporte Académico

Se requiere diseñar la zapata medianera que se representa en la siguiente figura, en la cual se anota la información Básica.



DATOS:

$$b_0 = 400 \text{ mm}$$

$$a_0 = 300 \text{ mm}$$

$$P = 442,64 \text{ KN}$$

$$q_a = 180 \frac{KN}{m^2}$$

$$M = 3,3 \text{ kN} \cdot m$$

Dimensionamiento

Los elementos de la fundación se dimensionan para que resistan las cargas mayoradas y las reacciones inducidas. El área de apoyo de la base de la fundación se determina a partir de las fuerzas sin mayorar y el esfuerzo permisible sobre el suelo.

Peso propio del elemento (Se lo asumirá como 10 % de “N”)

$$P = 0,1 \cdot N = 0,1 \cdot (442,64 \text{ kN}) = 44,264 \text{ kN}$$

Las cargas de servicio son:

$$P_s = P_p + P = 442,64 \text{ kN} + 44,264 \text{ kN} = 486,904 \text{ kN}$$

$$M_s = 3,3 \text{ kN} \cdot m$$

La excentricidad es:

$$e = \frac{M}{P} = \frac{3,3 \text{ kN} \cdot m}{442,64 \text{ kN}} = 0,0075m = 7,5 \text{ mm}$$

La excentricidad calculada con las cargas de servicio es igual a la calculada con las cargas mayoradas. Para dimensionar la zapata se utiliza la expresión dada por Meyerhof (4):

$$q_{maxs} = \frac{P_s}{(B - 2e) \cdot L} \leq q_a$$

La relación largo ancho más eficiente para zapatas medianeras con viga aérea es 2.

$$\frac{b}{a} = 2$$

Sustituyendo esta relación en la expresión dada por Meyerhof se obtiene:

$$a \geq \frac{P_s}{2(B - 2e) \cdot q_a}$$
$$a \geq \frac{486,904 \text{ kN}}{2(B - 2(0,0075m)) \cdot 180 \frac{KN}{m^2}}$$

$$a \geq 1,23 \text{ m}$$

$$b = 2 \cdot a = 2 \cdot (1,23 \text{ m}) = 2,46 \text{ m}$$

Tomando $a = 1,3 \text{ m}$ y $b = 2,5 \text{ m}$.

A continuación, se verifica si la resultante cae en el tercio medio de la base:

$$e \leq \frac{a}{6}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{1,5 \text{ m}}{6} = 0,25 \text{ m} > e = 0,0075 \text{ m}$$

El esfuerzo de tensión uniforme en el suelo viene dado por

$$\sigma_t = \frac{N}{A} = \frac{486,904 \text{ kN}}{1,3 \text{ m} \cdot 2,5 \text{ m}} = 149,82 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{adm} = 180 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \sigma_t > \sigma_{adm} \quad 149,82 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} > 180 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{Cumple!}$$

Resistencias de cálculo de los materiales

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{21 \text{ Mpa}}{1.50} = 14 \text{ Mpa}$$

$$f_{vd} = 0,131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \text{ Mpa} = 0,131 \cdot \sqrt[3]{(21)^2} = 0,997 \text{ Mpa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ Mpa}}{1.15} = 434,783 \text{ Mpa}$$

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

$$\gamma_f = 1,6 \quad k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_t} = \frac{4 \cdot 997,13 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{1,6 \cdot 149,82 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 16,639$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_o \cdot b_o}{4} + \frac{a \cdot b}{2k - 1} - \frac{a_o + b_o}{4}}$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{30 \cdot 40}{4} + \frac{130 \cdot 250}{2 \cdot 16,639 - 1} - \frac{30 + 40}{4}} = 18,65 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{2(a - a_o)}{4 + k} = \frac{2(130 \text{ cm} - 30 \text{ cm})}{4 + 16,639} = 9,69 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{2(b - b_o)}{4 + k} = \frac{2(250 \text{ cm} - 40 \text{ cm})}{4 + 16,639} = 20,35 \text{ cm}$$

Empleando un recubrimiento geométrico de “r = 5cm” y un diámetro “Ø=1,6cm”

$$h = 30 + r + \frac{\emptyset}{2} = \left(30 \text{ cm} + 5 \text{ cm} + \frac{1,6 \text{ cm}}{2} \right) = 36,8 \text{ cm}$$

Por tanto, se asumirá una altura total “h= 40 cm”,

Clasificación de la zapata por la relación de sus dimensiones

$$v = \frac{a - a_o}{2} = \frac{130 \text{ cm} - 30 \text{ cm}}{2} = 50 \text{ cm}$$

Dado que el vuelo “v=50 cm” es mayor que “2h = 80 cm”, se trata una zapata flexible

El espesor de la zapata sobre el suelo por encima del refuerzo inferior no puede ser menor de 150 mm.

$$d = 342 \text{ mm} > 150 \text{ mm}$$

Según J. Calavera, la tensión en la viga aérea y las presiones máxima y mínima ejercidas por el suelo sobre la cara inferior de la zapata medianera están dadas por las expresiones las cuales se describen a continuación:

$$T_s = \frac{P_s \cdot \left(\frac{a - a_o}{2} \right) - M_s}{c + h + \frac{k \cdot \lambda^2 \cdot c^2}{36 \cdot E \cdot I_c} \cdot a^3 b}$$

$$q_{max} = \frac{P_s}{a \cdot b} + \frac{k \cdot \lambda^2 \cdot c^2 \cdot a}{6 \cdot E \cdot I_c} \cdot T_s \leq q_a$$

$$q_{s \min} = \frac{P_s}{a \cdot b} - \frac{k \cdot \lambda^2 \cdot c^2 \cdot a}{6 \cdot E \cdot I_c} \cdot T_s \leq 0$$

Expresiones en las cuales:

λ : 1 para conexión viga columna articulada (tipo cable) y 0,75 para conexión viga columna empotrada. Para el caso en estudio corresponde a 0,75.

Según Aguirre y Amaris (1), el valor del coeficiente de balasto K se puede determinar mediante el empleo de las expresiones, las cuales por facilidad nuevamente se presentan a continuación:

k : coeficiente de balasto dado por:

$$k = \frac{f}{0,67} \cdot k_1$$

Con:

$$f = \frac{1 + 0,5 \cdot \frac{a}{b}}{1,5}$$

$$k_1 = \frac{E_s}{a \cdot (1 - \mu^2)}$$

Donde $\mu = 0,35$ para arcillas ó $\mu = 0,25$ para arenas y:

$$E_s = \frac{1}{m_v}$$

E: módulo de elasticidad del concreto:

$$E = 3900 \cdot \sqrt{f'_c}$$

I_c : Momento de inercia de la columna, dado por:

$$I_c = \frac{1}{12} \cdot b_o \cdot a_o^3$$

Sustituyendo los valores correspondientes en las expresiones anteriores se obtiene:

$$f = \frac{1 + 0,5 \cdot \left(\frac{1,3m}{2,5m}\right)}{1,5} = 0,84$$

Tabla 22: Resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos

Tipo de suelo	N _{SPT}	q _u (kN/m ²)	E (MN/m ²)
Suelos muy flojos o muy blandos	< 10	0 - 80	< 8
Suelos flojos o blandos	10 - 25	80 - 150	8 - 40
Suelos medios	25 - 50	150 - 300	40 - 100
Suelos compactos o duros	50 - Rechazo	300 - 500	100 - 500
Rocas blandas	Rechazo	500 - 5.000	500 - 8.000
Rocas duras	Rechazo	5.000 - 40.000	8.000 - 15.000
Rocas muy duras	Rechazo	> 40.000	>15.000

Fuente: Reconocimiento de Suelos (Juan Pérez Valcárcel)

$$E_s = 23 \frac{N}{mm^2}$$

$$k_1 = \frac{23 \frac{N}{mm^2}}{(1300mm) \cdot (1 - (0,35)^2)} = 0,0202 \frac{N}{mm^3}$$

$$k = \left(\frac{0,84}{0,67}\right) \cdot 0,0202 \frac{N}{mm^3} = 0,0253 \frac{N}{mm^3}$$

$$E = 3900 \cdot \sqrt{21Mpa} = 17872,05 \frac{N}{mm^2}$$

$$I_c = \frac{1}{12} \cdot 400mm \cdot (300mm)^3 = 900 \times 10^6 mm^4$$

$$c = 1000 mm$$

Finalmente:

$$T_s = \frac{(486,904 \times 10^3 N) \left(\frac{1300mm - 300mm}{2}\right) - (3,3 \times 10^6 N \cdot mm)}{1500mm + 400mm + \frac{\left(0,0572 \frac{N}{mm^3}\right) (0,75)^2 (1000mm)^2}{36 \left(17872 \frac{N}{mm^2}\right) (900 \times 10^6 mm^4)} (1500mm)^3 \cdot 2500mm}$$

$$T_s = 159,276 kN$$

$$q_{max} = \frac{486,904 \times 10^3 N}{(1300mm)(2500mm)} + \frac{\left(0,0572 \frac{N}{mm^3}\right) (0,75)^2 (1000mm)^2 (1300mm)}{6 \cdot \left(17872 \frac{N}{mm^2}\right) (900 \times 10^6 mm^4)} 159,28 \times 10^3 N$$

$$q_{max} = 174,195 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{max} = 174,195 \frac{kN}{m^2} < 180 \frac{kN}{m^2} \rightarrow \text{Cumple !}$$

$$q_{min} = \frac{486,904 \times 10^3 N}{(1300mm)(2500mm)} - \frac{\left(0,0572 \frac{N}{mm^3}\right) (0,75)^2 (1000mm)^2 (1300mm)}{6 \cdot \left(17872 \frac{N}{mm^2}\right) (900 \times 10^6 mm^4)} 159,28 \times 10^3 N$$

$$q_{min} = 125,44 \frac{kN}{m^2} < 0 \frac{kN}{m^2} \rightarrow \text{Cumple !}$$

Los valores de q_{max} y q_{min} para estado último de carga son:

$$q_{max u} = 1,6 \cdot q_{max s} = 1,6 \cdot \left(174,195 \frac{kN}{m^2}\right)$$

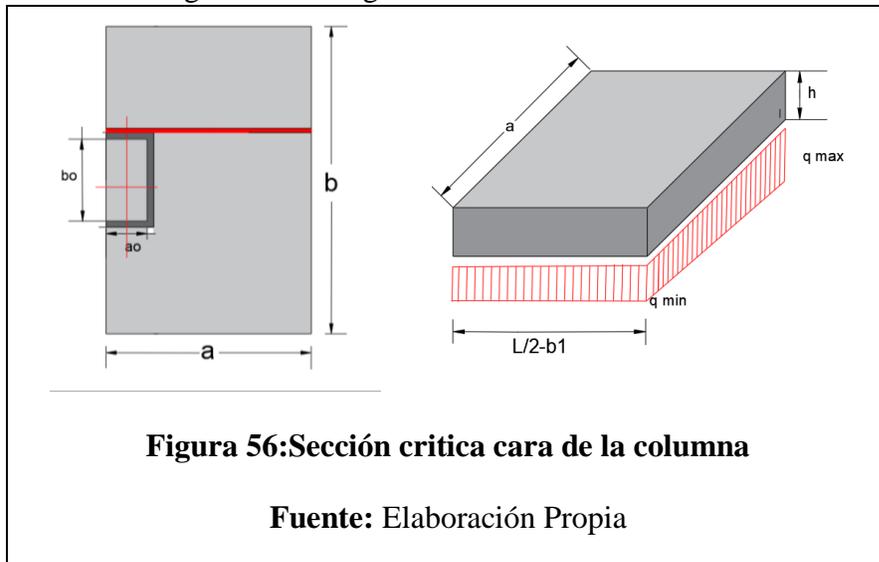
$$q_{max u} = 278,712 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{min u} = 1,6 \cdot q_{min s} = 1,6 \cdot \left(125,44 \frac{kN}{m^2}\right)$$

$$q_{min u} = 200,70 \frac{kN}{m^2}$$

Diseño a flexión sección crítica cara de la columna El momento externo en cualquier sección de una zapata se determina pasando un plano vertical a través de la zapata, y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre la totalidad del área de la zapata, en un lado de ese plano vertical.

Refuerzo en sentido longitudinal o largo



$$M_u = \left[\left(\frac{q_{u \min} - q_{u \max}}{2} \right) \right] \frac{L_v^2}{2} a$$

Donde:

$$L_v = \frac{b}{2} - \frac{b_o}{2} = \frac{2,5m}{2} - \frac{0,4m}{2} = 1,05 m$$

Luego:

$$M_u = \left[\frac{200,70 \frac{kN}{m^2} + 278,712 \frac{kN}{m^2}}{2} \right] \cdot \left[\left(\frac{(1,05m)^2}{2} \right) \right] \cdot 1,3m = M_u = 171,78 kN \cdot m$$

El área de refuerzo a flexión en dirección larga con:

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{a \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{171,78 kN \cdot m \cdot 100}{130 cm \cdot (34,2 cm)^2 \cdot 1,4 \frac{KN}{cm^2}} = 0,081$$

La cuantía mecánica para este caso vale:

$$w = \mu \cdot (1 + \mu) = 0,081 \cdot (1 + 0,081) = 0,087$$

El área de acero calculada “As”

$$A_s = w \cdot a \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,087 \cdot 130 cm \cdot 34,2 cm \cdot \frac{140 \frac{KN}{cm^2}}{43,48 \frac{KN}{cm^2}}$$

$$A_s = 12,485 cm^2$$

La armadura mínima geométrica necesaria es:

$$A_{s,min} = w \cdot b \cdot h = 0,0015 \cdot 130cm \cdot 40cm = 7,8 cm^2$$

Por lo tanto, se adopta como área de acero, la mayor entre la mecánica calculada y la mínima geométrica, siendo:

$$A_s = 12,485 cm^2$$

Numero de barras:

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 16}} = \frac{12,485 cm^2}{2,01 cm^2} = 6,21 \approx 7 barras$$

Espaciamiento entre barras:

$$s = \frac{a - 2r}{n} = \frac{130 cm - 2 \cdot (5cm)}{7} = 17,14 cm \approx 15 cm$$

Por seguridad se adopta que para ambas direcciones se deberá de usar:

8Ø16 C-15 cm

Refuerzo en sentido transversal o corto

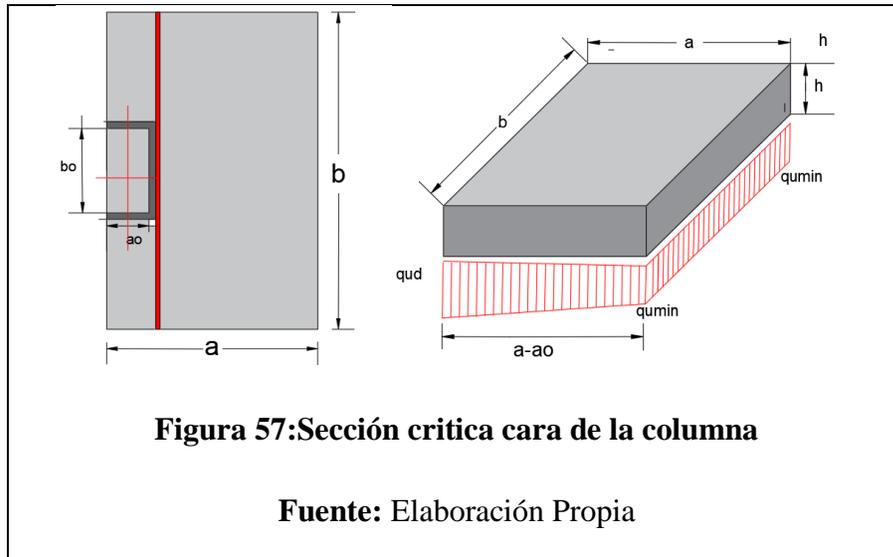


Figura 57: Sección crítica cara de la columna

Fuente: Elaboración Propia

$$M_u = \left[q_{u\min} \left(\frac{L_v^2}{2} \right) + \left(\frac{q_{uf} - q_{u\min}}{2} \right) \left(\frac{L_v^2}{2} \right) \right] L$$

$$q_{uf} = q_{u\min} + \frac{q_{u\max} - q_{u\min}}{a} (a - a_o)$$

$$L_v = a - a_o = 1,3m - 0,3m = 1m$$

$$q_{uf} = 200,70 \frac{kN}{m^2} + \frac{278,712 \frac{kN}{m^2} - 200,07 \frac{kN}{m^2}}{1,5m} \cdot (1,30m - 0,30m)$$

$$q_{uf} = 260,71 \frac{kN}{m^2}$$

Luego:

$$M_u = \left(200,07 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{(1m)^2}{2} + \left(\frac{260,71 \frac{kN}{m^2} - 200,07 \frac{kN}{m^2}}{2} \right) \cdot \frac{(1m)^2}{3} \right) \cdot 2,5m$$

$$M_u = 275,88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El área de refuerzo a flexión en el sentido transversal con:

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{275,88 \text{ KN} \cdot \text{m} \cdot (100)}{250 \text{ cm} \cdot (34,2 \text{ cm})^2 \cdot 1,4 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}} = 0,067$$

La cuantía mecánica para este caso es:

$$w = \mu \cdot (1 + \mu) = 0,067 \cdot (1 + 0,067) = 0,072$$

El área de acero calculada “As”

$$A_s = w \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,072 \cdot 250 \text{ cm} \cdot 34,2 \text{ cm} \cdot \frac{140 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}}{43,48 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_s = 19,804 \text{ cm}^2$$

La armadura mínima geométrica necesaria es:

$$A_{s,min} = w \cdot b \cdot h = 0,0015 \cdot 250 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm} = 15 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se adopta como área de acero, la mayor entre la mecánica calculada y la mínima geométrica, siendo:

$$A_s = 19,804 \text{ cm}^2$$

Numero de barras:

$$n = \frac{A_s}{A_{\emptyset 16}} = \frac{19,804 \text{ cm}^2}{2,01 \text{ cm}^2} = 9,853 \approx 10 \text{ barras}$$

Espaciamiento entre barras:

$$s = \frac{a - 2r}{n} = \frac{250 \text{ cm} - 2 \cdot 5 \text{ cm}}{10} = 24 \text{ cm}$$

Por seguridad se adopta que para ambas direcciones se deberá de usar:

10Ø16 C-24 cm

Para el refuerzo en la dirección corta, una porción del refuerzo total obtenido debe distribuirse uniformemente sobre un ancho de banda centrada sobre el eje de la columna o pedestal, igual a la longitud del lado corto de la zapata. El resto del refuerzo que se requiere en la dirección corta, debe distribuirse uniformemente por fuera del ancho de la banda central de la zapata

$$\frac{\text{refuerzo en el ancho de la banda}}{\text{refuerzo total en la dirección corta}} = \frac{2}{\beta + 1}$$

β : relación del lado largo al lado corto de la zapata.

$$\beta = \frac{b}{a}$$

$$\beta = \frac{2,5 \text{ m}}{1,3 \text{ m}} = 1,923$$

El refuerzo en el ancho de banda de 1,3 m es:

$$\text{refuerzo en el ancho de la banda} = \frac{2}{\beta+1} \text{ refuerzo total en la dirección corta}$$

$$\text{refuerzo en el ancho de la banda} = \frac{2}{(2+1)} \cdot 19,804 \text{ cm}^2$$

$$\text{refuerzo en el ancho de la banda} = 13,55 \text{ cm}^2$$

El refuerzo en el ancho de la banda, distribuido uniformemente se logra con el siguiente arreglo de barras:

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 16}} = \frac{13,55 \text{ cm}^2}{2,01 \text{ cm}^2} = 6,74 \approx 7 \text{ barras}$$

Espaciamiento entre barras:

$$s = \frac{b}{n} = \frac{100 \text{ cm}}{7} = 14,28 \text{ cm} \approx 14 \text{ cm}$$

Se deberá de usar para el ancho de banda:

7Ø16 C-14 cm

El resto del refuerzo que se requiere en la dirección corta, se distribuye uniformemente por fuera del ancho de la banda central de la zapata.

$$\text{refuerzo por fuera del ancho de la banda} = 19,804 \text{ cm}^2 - 13,55 \text{ cm}^2 = 6,254 \text{ cm}^2$$

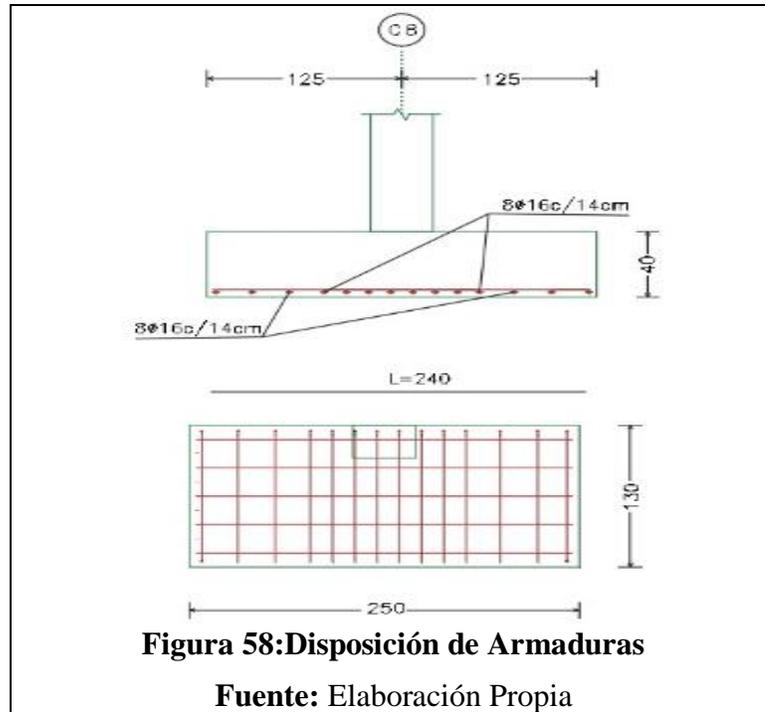
$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 16}} = \frac{6,254 \text{ cm}^2}{2,01 \text{ cm}^2} = 3,11 \approx 4 \text{ barras}$$

$$s = \frac{b - 2r}{n} = \frac{150 \text{ cm} - 2 \cdot 5 \text{ cm}}{4} = 35 \text{ cm}$$

Refuerzo por fuera ancho de banda: **6Ø16 C-24 cm**

En el ancho de banda $7\text{Ø}16$ C-14 cm, $L_b = 1200$ mm

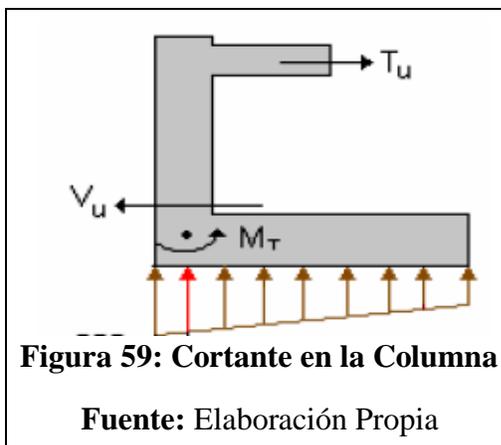
Fuera del ancho de banda $6\text{Ø}16$ C-24 cm, $L_b = 1200$ mm



Revisión del cortante en la columna

T_u genera un esfuerzo cortante en la base de la columna, el cual se estudia a continuación teniendo en cuenta la recomendación que implica duplicar el valor de T_u para realizar dicho estudio.

$$T_u = 1,6 \cdot (2 \cdot T_s) = 1,6 \cdot (2 \cdot 159,279 \text{ kN})$$
$$T_u = 477,84 \text{ kN}$$



La fuerza cortante en la base del pedestal es:

$$V_u = T_u = 477,84 \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante en la base de la columna es:

$$v_u = \frac{V_u}{a_o \cdot b_o} = \frac{477837 \text{ N}}{(300\text{mm}) \cdot (400\text{mm})}$$
$$v_u = 3,98 \text{ Mpa}$$

Debido a que el esfuerzo cortante en la base de la columna supera la resistencia a cortante del concreto. $f_{cv} = k \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,131 \cdot \sqrt[3]{21^2} = 0,997 \text{ Mpa}$

se requiere la colocación de estribos al pedestal o el aumento de sección del mismo

Se opta por la segunda alternativa, esto es, la colocación de pedestal. Con la inclusión del pedestal debería revisarse nuevamente las condiciones de punzonamiento y cortante directo, sin embargo, éstas serían satisfechas, por lo tanto, no serán revisadas, a pesar de que esto implique un sobredimensionamiento.

Tomando como ancho del pedestal la misma longitud que el ancho de la columna.

A continuación, se revisa el esfuerzo cortante en el pedestal:

$$v_u = \frac{V_u}{b_2 \cdot b_p}$$
$$v_u = \frac{477837 \text{ N}}{(400\text{mm}) \cdot (1000\text{mm})}$$
$$v_u = 1,2 \text{ Mpa}$$

La resistencia a cortante que debe contribuir el refuerzo es:

$$v_{su} = v_u - v_{cu}$$
$$v_{su} = 1,2 \text{ Mpa} - 0,99\text{Mpa}$$
$$v_{su} = 0,21 \text{ Mpa}$$

El refuerzo de cortante consiste en estribos N°8 en dos ramas, dispuestos perpendicularmente al eje del pedestal. La separación entre éstos es:

$$s = \frac{A_v \cdot f_{yd}}{U_{su} \cdot l_p}$$

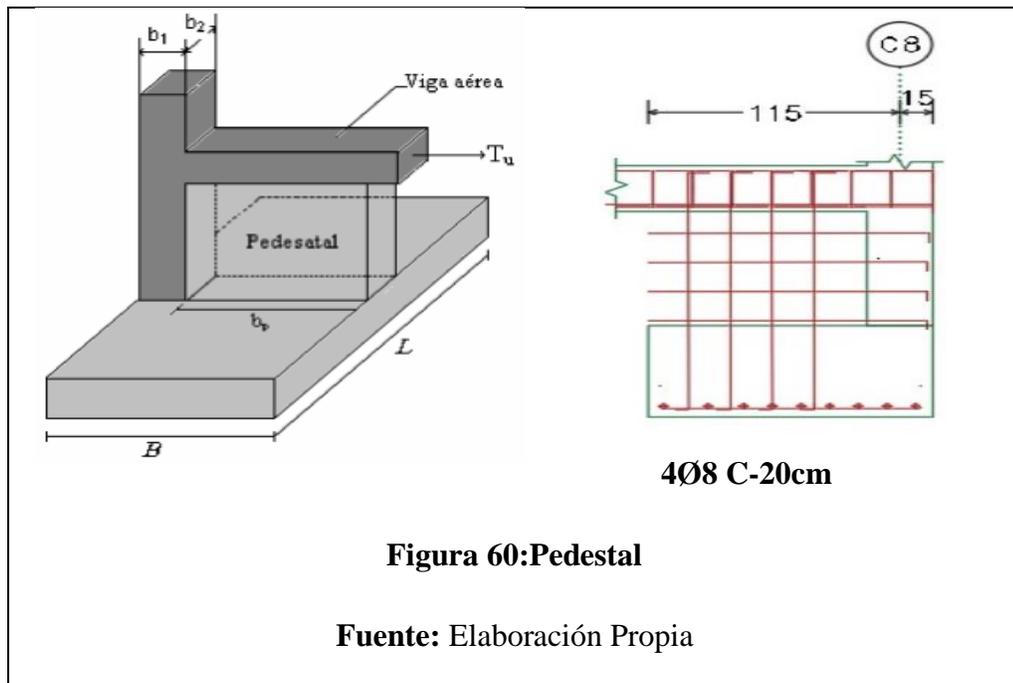
Donde:

A_v : es el área del refuerzo a cortante expresada en mm dentro de la distancia s . Para estribos N°8 en dos ramas $A_v=2 \cdot 50,3 \text{ mm}^2$

Luego:

$$s = \frac{(2 \cdot 50,03 \text{ mm}^2) \cdot (434,78 \text{ Mpa})}{(0,21 \text{ Mpa}) \cdot (1000 \text{ mm})} = 207,16 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$$

Finalmente, el refuerzo a cortante en el pedestal es: **4Ø8 C-20cm**



4.3. Conclusiones del aporte

- Técnico

Tabla 23: Alternativa 1

ALTERNATIVA 1: ZAPATA MEDIANERA CON VIGA CENTRADORA		
Área de zapata	Esfuerzo	Momento
130 cm x 250 cm	0,17815 MPa	272,55 KN.m
ALTERNATIVA 2: ZAPATA MEDIANERA CON PEDESTAL		
Área de zapata	Esfuerzo	Momento
130 cm x 250 cm	0,177 MPa	275,88 KN.m
Diferencia: 1,22 %		

Se puede apreciar que en la tabla 23 los esfuerzos y momentos cálculos en las dos alternativas cumple de manera satisfactoria con una diferencia del 1,22 %

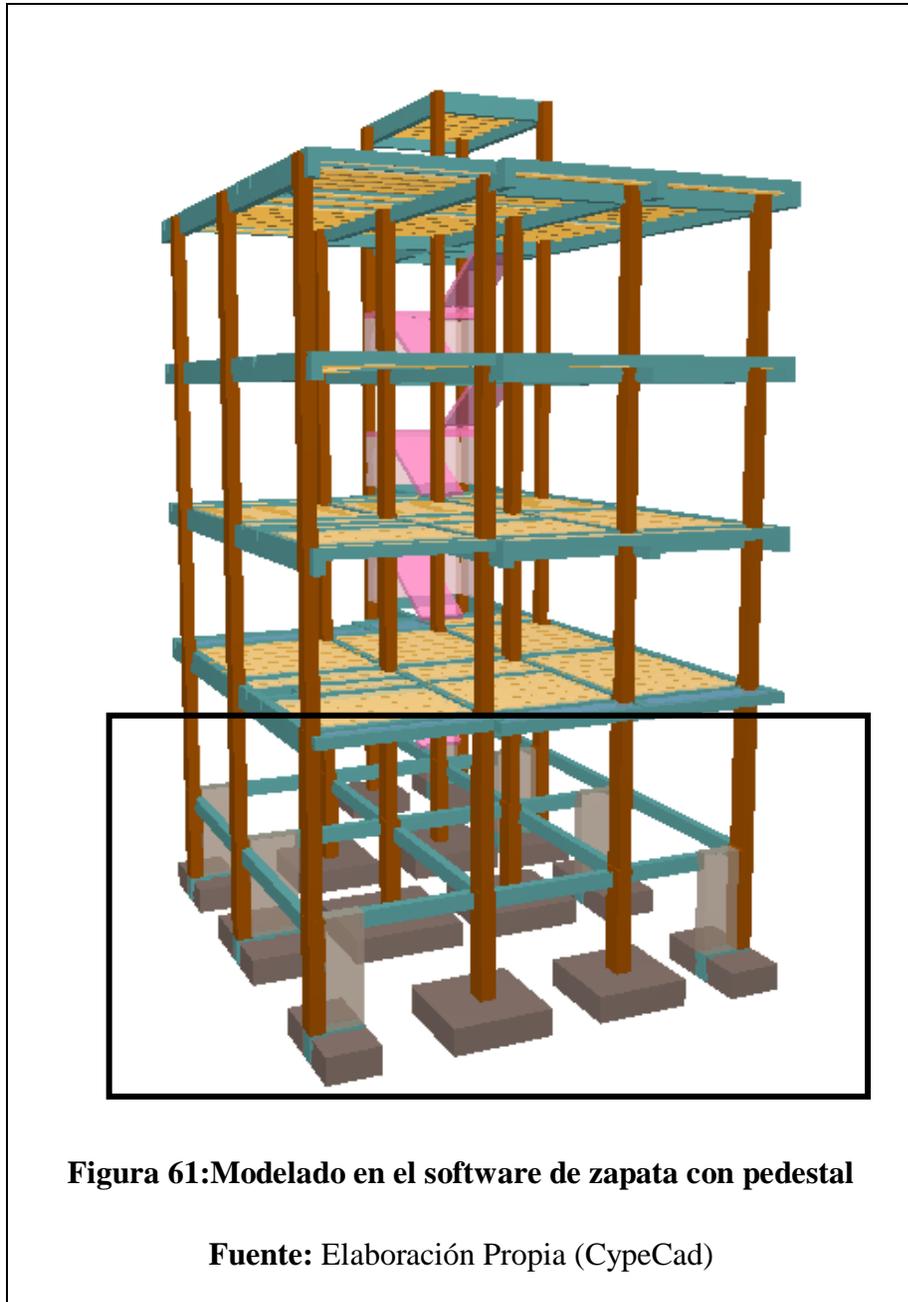
- Económico

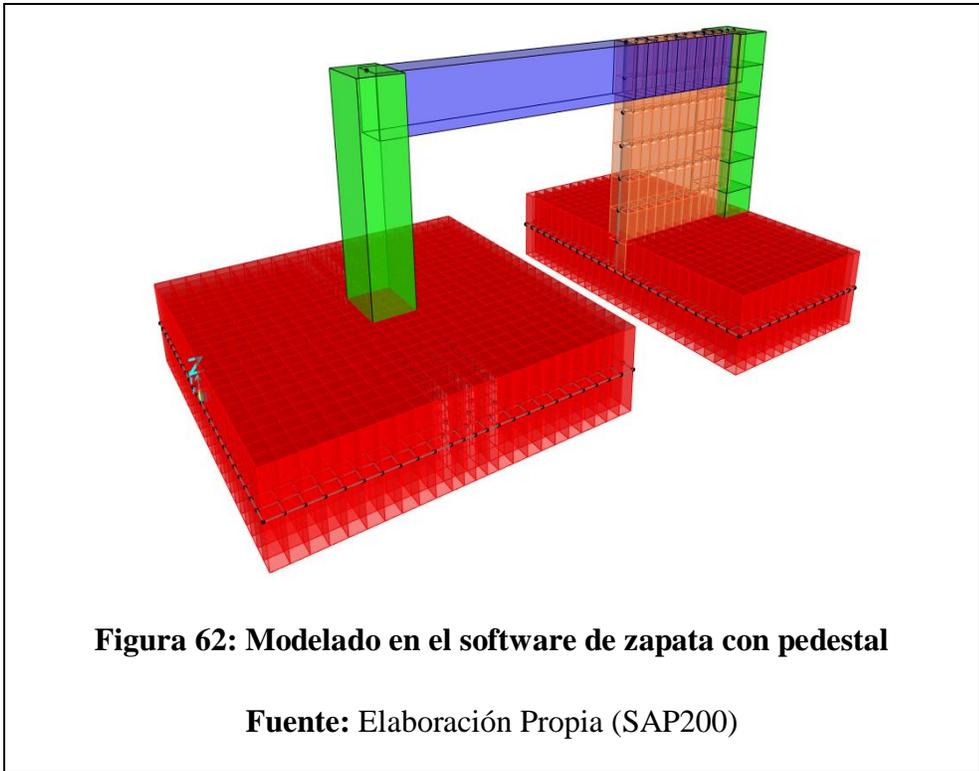
Tabla 24: Alternativa 2

ALTERNATIVA 1: ZAPATA MEDIANERA CON VIGA CENTRADORA			
Hormigón	Acero	Excavación	Precios (Bs)
8,12 m ³	416,3 kg	94,90 m ³	62.725,79
ALTERNATIVA 2: ZAPATA MEDIANERA CON PEDESTAL			
Hormigón	Acero	Excavación	Precios (Bs)
3,91 m ³	226,9 kg	89,76 m ³	41.314,13
DIFERENCIA:			
51,85 %	45,50 %	5,42 %	34,14 %

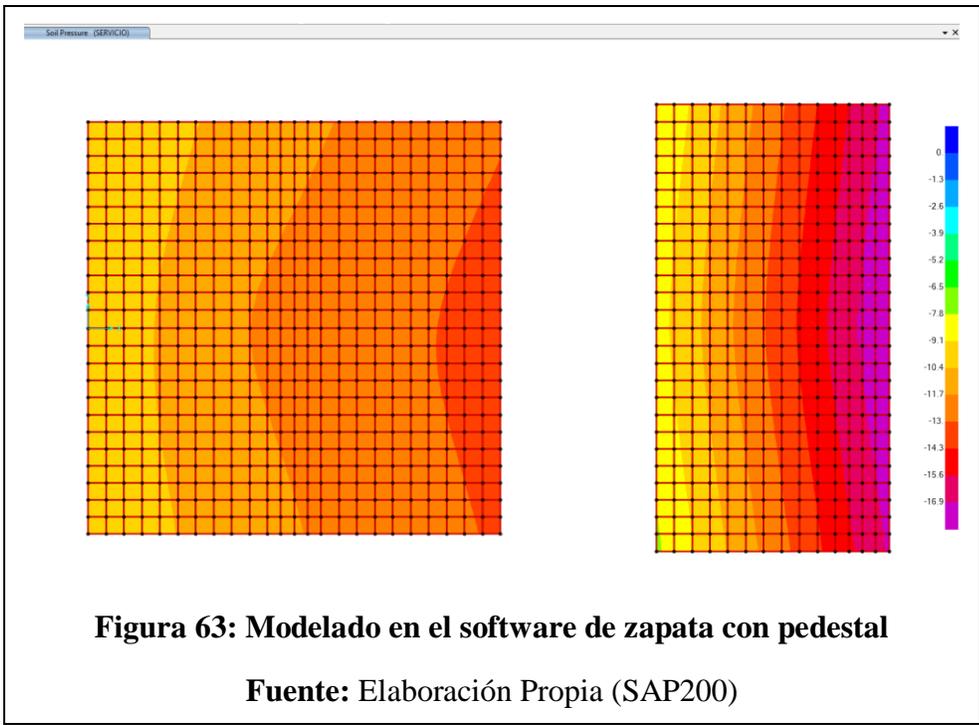
En lo económico se aprecia que es más factible la zapata medianera con pedestal ya que nos permite el ahorro de material como también en la mano de obra.

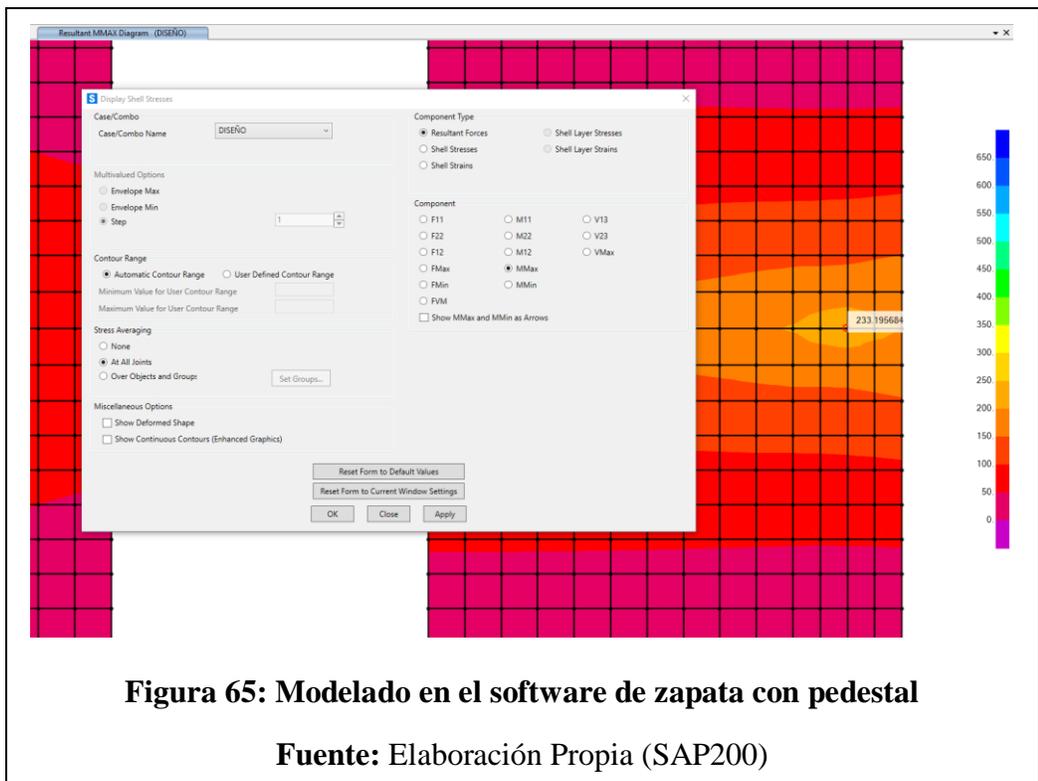
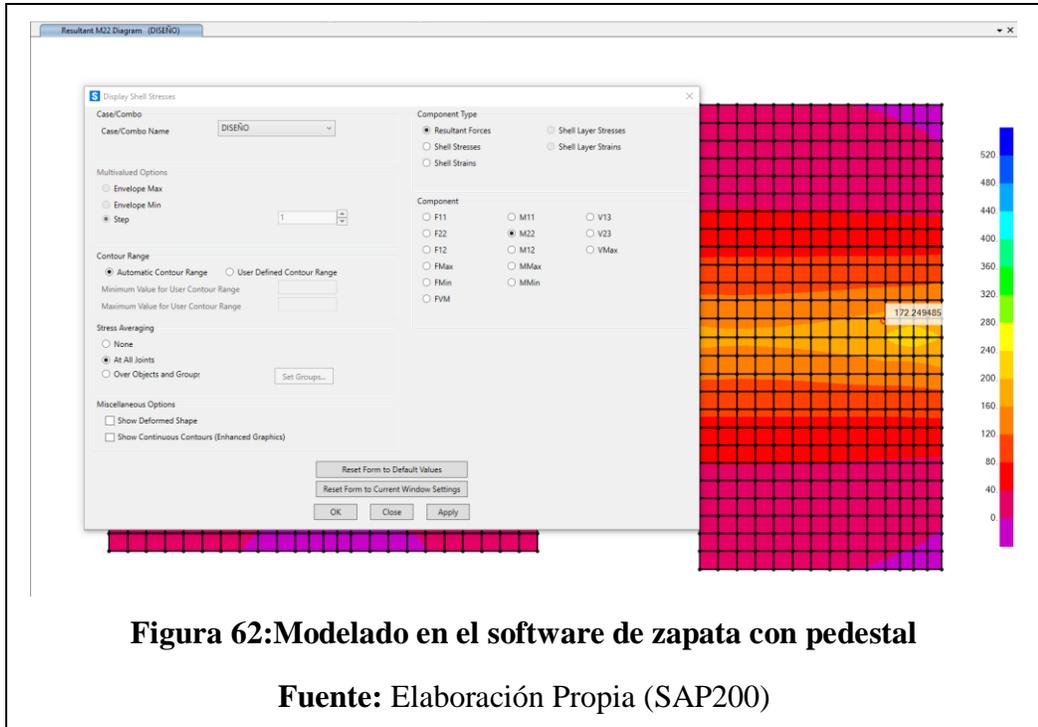
- Se logro también modelar haciendo el uso del software y comprobando el equilibrio y estabilidad que nos garantiza este tipo de alternativa.

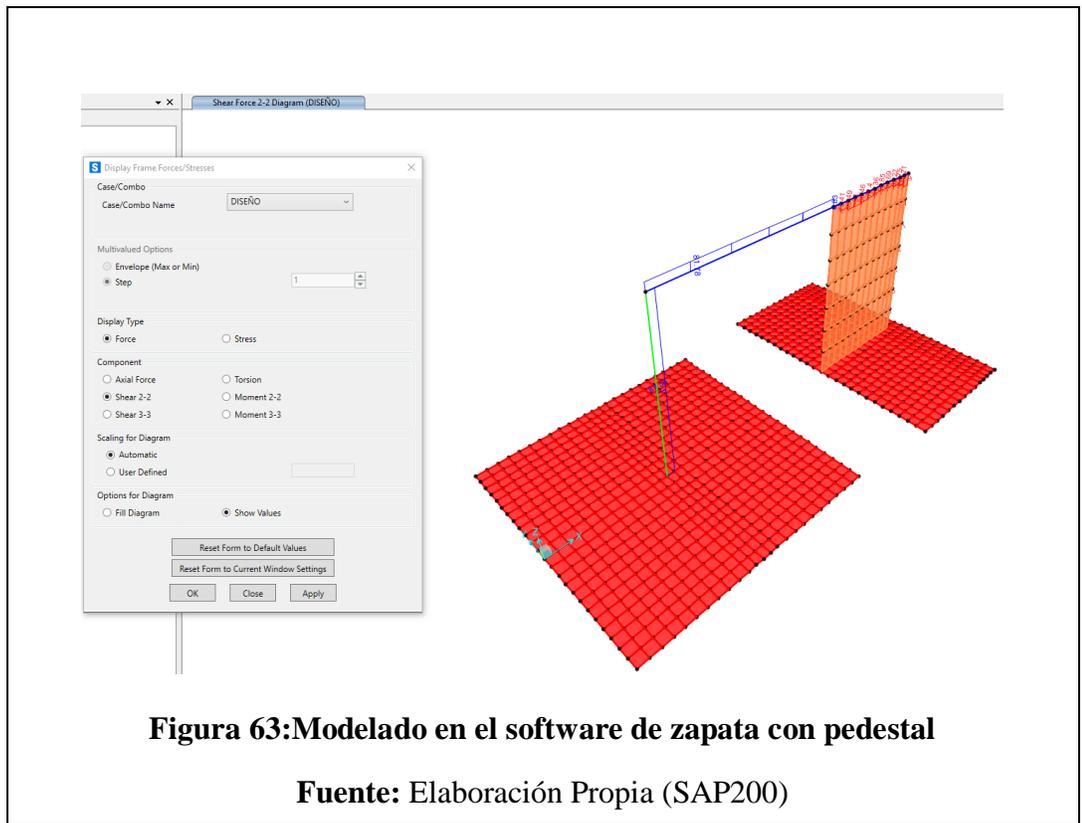
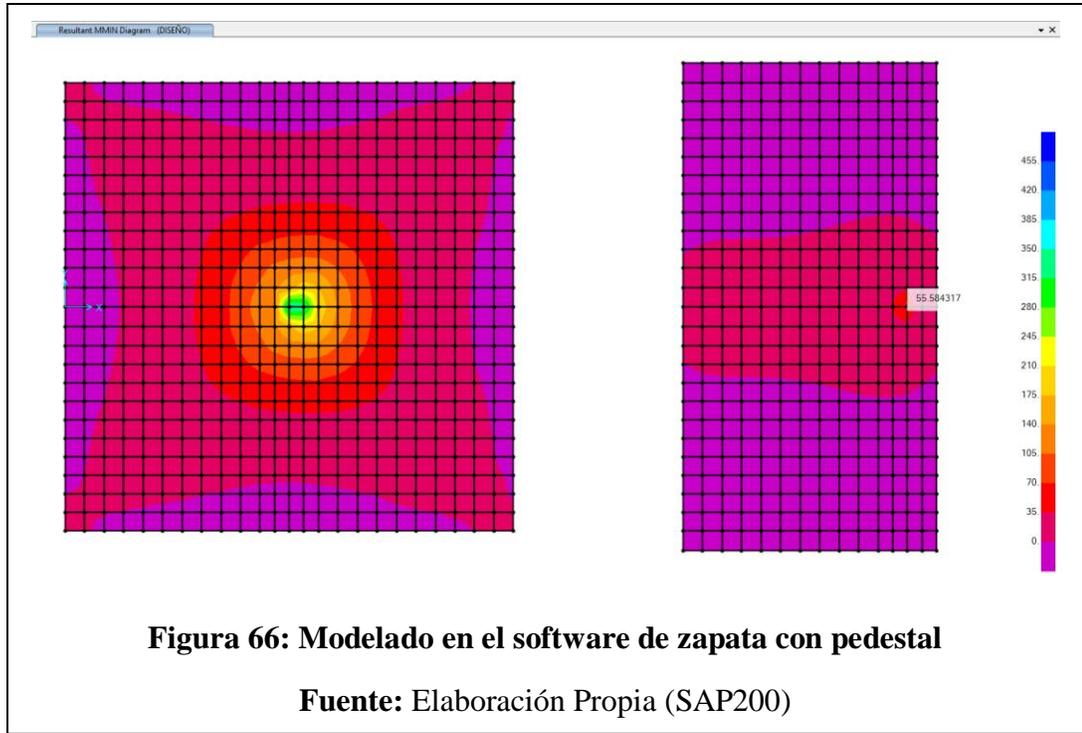




1.- ESFUERZO DEL TERRENO – CARGA DE SERVICIO:







- Se investigo algunas imágenes en obra para la construcción de la zapata con pedestal.



Figura 68: Proceso de construcción de zapata con pedestal

Fuente: Elaboración Propia



Figura 69: Proceso de construcción de zapata con pedestal

Fuente: Elaboración Propia



Figura 70: Proceso de construcción de zapata con pedestal

Fuente: Elaboración Propia

5. ONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- El presente proyecto se calculó mediante un software estructural CYPECAD en base a un plano arquitectónico y un estudio de suelos proporcionado por la entidad, posteriormente se verificó los elementos más solicitados (secciones críticas) mediante las fórmulas propuestas por la Normativa Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, estas verificaciones dieron resultados satisfactorios cumpliendo con los elementos (Vigas, Columnas, escaleras, zapatas) con gran similitud al diseño que realiza el software estructural.
- Se realizó el estudio topográfico en el lugar de emplazamiento del edificio donde se presenta un terreno plano de acuerdo a las curvas de nivel.
- Se analizó de manera detallada las cargas de viento, cargas permanentes y las cargas de uso según el tipo de ambiente.
- Se determinó el análisis de cálculo estructural mediante el software CypeCad 2018 cumpliendo el lineamiento de la norma boliviana CBH-87 obteniendo fuerzas internas y datos para su verificación manual.
- Se desarrolló la verificación manual de cada elemento comparando con el software dando valores relacionados que no sobrepasan a un 5% a continuación, veremos la variación para la viga objeto de comprobación.

ÁREAS	Armadura negativa	Armadura positiva	Cortante derecha	Cortante izquierda
CypeCad	7,23 cm ²	6,06 cm ²	3,14 cm ² /m	5,64 cm ² /m
Manualmente	7,03 cm ²	5,89 cm ²	3,05 cm ² /m	5,44 cm ² /m
Diferencia	2,76%	2,97 %	2,87 %	3,72%

- Se dio la correcta elaboración de planos a detalles de losas vigas, columnas, gradas y fundaciones con ayuda del software para su correcta construcción.
- El tiempo de ejecución de la obra gruesa es de 158 días calendario tomando en cuenta la ruta crítica, con un costo total:

Descripción	Unid.	Costo total	Costo por m ²
ALTERNATIVA 1	Bs.	705.966,58	1752,34
ALTERNATIVA 2 (Pedestal)	Bs.	684.555,21	1699,19

- La Alternativa 2 (Pedestal), es específicamente para el proyecto realizado, ya que en proyectos mas grandes y con mayor profundidad de zapatas, significaría un costo mayor en la obra.

5.2. Recomendaciones

- Darse el tiempo necesario para hacer un buen análisis de cargas, debido a que es un paso muy importante para la calidad de nuestros resultados finales.
- El software de diseño CYPECAD, solo es una herramienta con que contamos para realizar el diseño, se recomienda siempre verificar algunos elementos para poder tener la certeza que el diseño es óptimo.
- La introducción correcta de datos en cualquier programa que se esté utilizando es muy importante, por lo que se recomienda tomarse el tiempo necesario para analizar y comprender lo que pide el paquete computarizado.
- Antes de fundar se recomienda realizar una verificación de la resistencia admisible presente en el terreno utilizando métodos rotatorios.
- Para lograr la resistencia requerida en diseño utilizar agregados de buena calidad y tamaños indicados en las especificaciones.
- En la construcción se debe seguir estrictamente los planos de detalles y especificaciones técnicas para evitar fallas en el comportamiento de la estructura.
- Se deberá tomar en cuenta la Norma Boliviana del Hormigon estructural NB 1225001, ya que esta norma es esencial para minimizar los riesgos asociados a los terremotos y asegurar que las construcciones sean capaces de resistir los movimientos sísmicos sin sufrir daños significativos.