

CAPÍTULO I

1. ANTECEDENTES

1.1. El problema

la problemática sobre la situación actual de la población de la Localidad de Villazón. Arroja los siguientes aspectos con efectos y causas identificadas:

- Uno de los causales es la limitación de recursos económicos por ende arroja la falta de centros educativos en nuestra Provincia.
- La población estudiantil del área de afluencia debe recorrer largas distancias para poder asistir a una unidad educativa en especial del nivel secundario.
- Las Unidad Educativa actual no abastece la demanda de la población escolar por lo que deben buscar otras alternativas.

El análisis muestra que el problema fundamental es la falta de una infraestructura Educativa que acoja a la población en nivel secundario. Tomando en cuenta todos los aspectos que inciden negativamente en la situación actual del proyecto.

De acuerdo a la información proporcionada por el INE, en el último censo de la gestión 2012 se cuenta que el Municipio de Villazón tenía una población de 35.167 hab. y el diseño esta proyectado para la presente gestión 2018 que tendrá una población de 44.865 hab.

En la siguiente grafica se presenta la tasa de analfabetismo que tiene Bolivia. Además, a nivel nacional se tiene un alto porcentaje de asistencia escolar en el cual se ha ido incrementando año tras año.

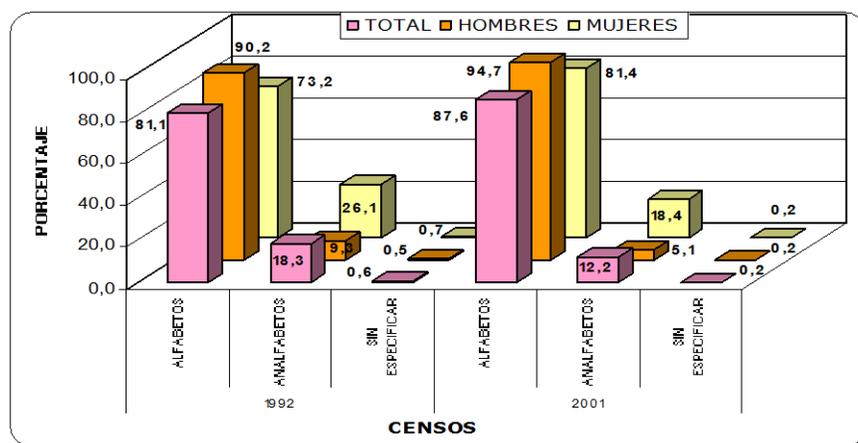


Figura 1 Tasa de analfabetismo por sexo

Fuente: INE-CNPV 2012

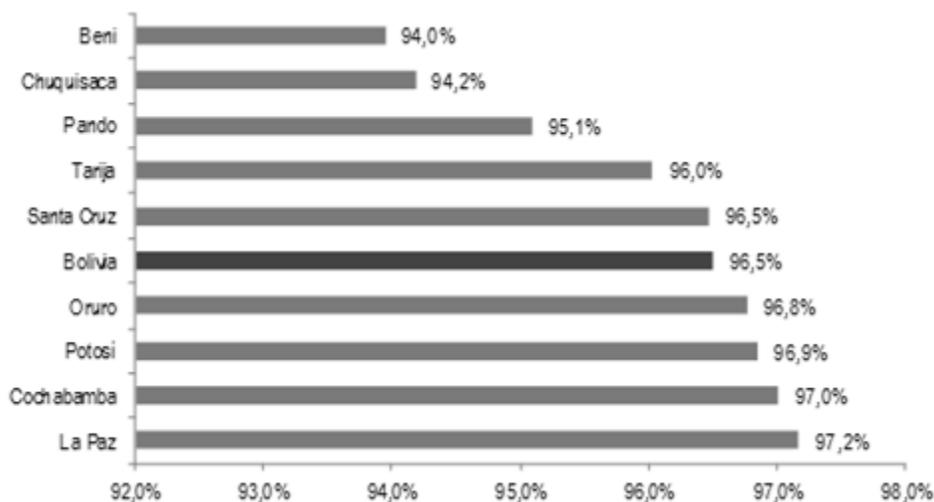


Figura 2 Tasa de asistencia escolar de la población de 6 a 11 años de edad, según departamento, Censo 2012

Fuente: Instituto Nacional de Estadísticas

Con la construcción de la Unidad Educativa Comunidad “6 de Junio” se puede solucionar el problema, ocasionando que la educación sea accesible para todas las personas, además de mejorar la calidad en la educación, siendo esta más eficiente y personalizada.

Haciendo un análisis a las posibles soluciones del problema y para que se tenga una solución más eficiente, la alternativa planteada más adecuada es: el Diseño estructural de una nueva infraestructura para la Unidad Educativa “6 de Junio”.

1.2. Objetivos

1.2.1. General

Realizar el Diseño Estructural de la unidad educativa “6 de Junio”, a ser emplazada en el Departamento de Potosí Provincia Modesto Omiste en el Municipio de Villazón.

1.2.2. Específicos

- Realizar el diseño estructural de la infraestructura cumpliendo la normativa CBH-87 de diseño estructural vigentes en nuestro país.
- Aplicar del software CYPECAD versión 2014 de diseño y cálculo estructural.
- Identificar y calcular los elementos estructurales como ser viga, columna y zapata más solicitados de la estructura y realizar una comparación con los resultados arrojados por el software CYPECAD versión 2018.
- Estimar el costo económico aproximado para el emplazamiento físico de la estructura.
- Analizar y estudiar la información secundaria para cada alternativa que se presenta en el diseño estructural.
- Elaborar los planos necesarios tanto estructurales y constructivos de la infraestructura.

1.3. Justificación

1.3.1. Académico

Profundizar el conocimiento adquirido durante la formación académica, además que nos permite desarrollar conocimientos, destrezas y habilidades en el diseño de la propuesta del proyecto.

1.3.2. Técnico

El lugar de construcción de la unidad educativa, cumple con todas las características técnicas requeridas para este tipo de obra, afirmación que se le hace en base a la afirmación tanto con la topografía como al estudio de suelos de lugar donde se hará el emplazamiento de la infraestructura de la unidad “educativa 6 de Junio”.

1.3.3. Social

El proyecto permitirá el acceso gratuito a la educación a los estudiantes del municipio de Villazón y así mejorar la calidad de la misma, disminuyendo la deserción escolar y el analfabetismo; Además se debe indicar que la construcción de la Unidad Educativa Cuenta con el respaldo de las Autoridades Municipales y la sociedad en general.

1.4. Alcance del proyecto

Su alcance comprende el análisis y dimensionamiento de la estructura dentro de la Norma Boliviana de Hormigón CBH – 87 y el cálculo estructural. Así también como un presupuesto aproximado correspondiente a la estructura, obras de albañilería y el tiempo que llevara construirla.

En consecuencia, al análisis realizado de las alternativas en la propuesta presentada en la asignatura CIV-501 se estableció como la alternativa N°1 la más adecuada para el Diseño Estructural de la Unidad 6 de Junio que consta con las siguientes características.

Cubierta. - Losa alivianada con complemento de plastoforno y viguetas pretensadas.

Entrepiso. - Losa alivianada con complemento de plastoforno y viguetas pretensadas.

Estructura de sustentación. - Estructura aporticada conformada por vigas y columnas de hormigón armado.

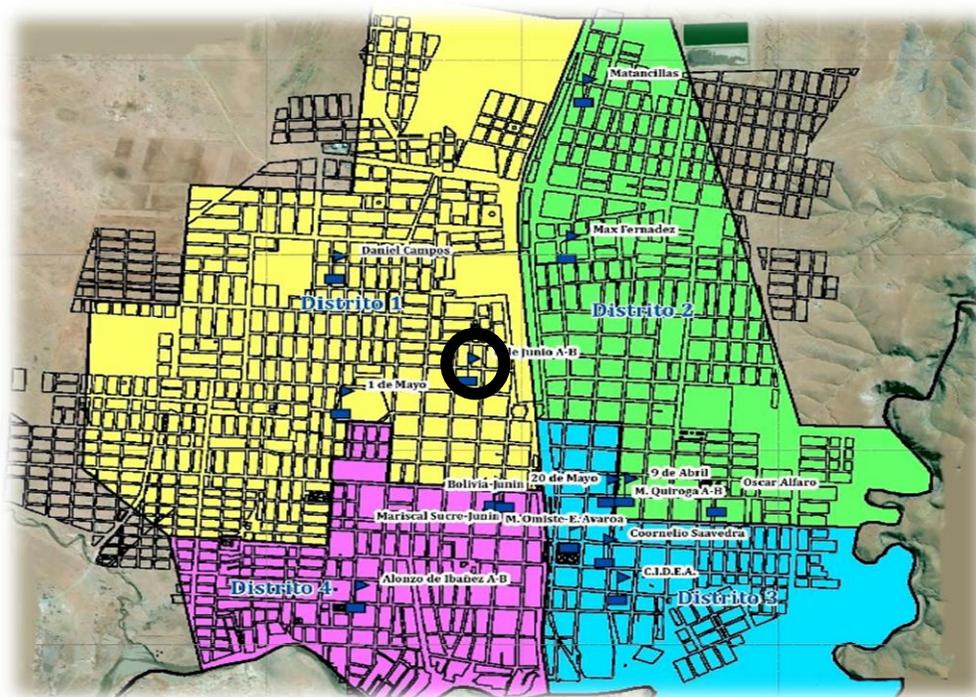
Fundación. - Zapatas aisladas centrada, de geometría cuadrada y con canto constante de hormigón armado.

1.5. Localización

El Proyecto se encuentra ubicado en el Distrito N° 1 del Municipio de Villazón en esquina de calles 6 de Junio y Av. Antofagasta, Provincia Modesto Omiste, Departamento de Potosí.



*Figura 3 Ubicación de la unidad educativa "6 de Junio"
Fuente: GOOGLE EARTH PRO, "Google Geosistemas", 2013*



*Figura 4 Loteamiento del municipio de Villazon.
Elaboración Obras Publicas del municipio de Villazon*

Se tiene las siguientes coordenadas geodésicas de su ubicación.

Tabla 1-1 Coordenadas geodésicas de la Unidad Educativa 6 de Junio

Descripción	Villazón
ALTITUD (msnm)	3457
LONGITUD OESTE	65°35'54.17"O
LATITUD SUD	22° 4'35.23"S

Elaboración Obras Publicas del municipio de Villazon

Se toman en cuenta los límites territoriales del Municipio de Villazón, estos son:

Los límites territoriales de Villazón, de acuerdo al mapa cartográfico de IGM son los siguientes:

- Limita al Norte con el Municipio de Tupiza
- Al Sud limita con la República de Argentina
- Al Este con el municipio de Yunchará, provincia Avilés del departamento de Tarija
- Limita al Oeste con la República de Argentina



Figura 5 Mapa de la provincia Modesto Omiste.

Elaboración Obras Publicas del municipio de Villazon.

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Levantamiento topográfico

La topografía se planifica y se la realiza considerando los siguientes aspectos importantes:

Los trabajos se encaran de la siguiente forma:

- Trabajo de Campo.
- Trabajo de Gabinete.

2.1.1. Trabajo en campo

Los trabajos de campo se realizarán con la conformación de una brigada topográfica: integrada por un topógrafo y un alarife.

La tarea preliminar consistió en el reconocimiento del terreno con el objetivo de que se señalara los criterios para realizar el levantamiento topográfico.

El área elegida ya se planteó en el municipio, se realizó un levantamiento con el objetivo de proporcionarnos todo el dato necesario para la confección del plano de planta, perfil longitudinal y perfiles transversales para trazar el colegio, calcular el movimiento de tierras, etc.

2.1.2. Trabajo en gabinete

Dibujo y plano

Consiste en el dibujo de los trabajos topográficos a una escala determinada conocida.

Levantamiento con estación total

Una de las grandes ventajas de levantamiento con estación total es la que toma y registro de datos es automático, eliminando los errores de lectura, anotación, transcripción y cálculo; ya

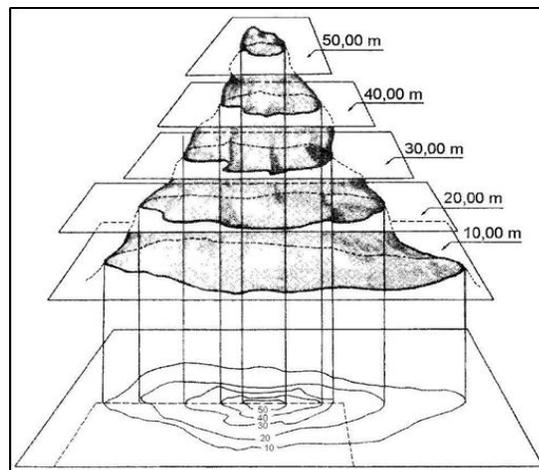
que con estas estaciones la toma de datos es automática (en forma digital) y los cálculos de coordenadas se realizan por medio de programas de computación incorporados a dichas estaciones.

Generalmente estos datos son archivados en formato ASCII para poder ser leídos por diferentes programas de topografía, diseño geométrico y edición gráfica.

Las curvas de nivel es el método más empleado para la representación gráfica de las formas del relieve de la superficie de terreno, ya que permite determinar en forma sencilla y rápida, la cota o la elevación de cualquier punto del terreno, trazar perfiles, calcular pendientes, resaltar las formas y accidentes del terreno, etc.

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.



Representación del concepto de curva de nivel

2.2. Estudio de suelos

Correspondiente al lugar de emplazamiento de la obra, se obtendrá usando el método SPT método de penetración estándar, que consiste en medir el número de golpes necesario para que se introduzca una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta la cual permite tomar una muestra naturalmente alterada en su interior.

2.2.1. Granulometría

Consiste en hacer pasar una muestra de suelo por tamices de diferente área de apertura, para determinar la proporción de los diferentes tamaños de partículas que componen dicha muestra.

Análisis del tamaño de las partículas

Los límites de tamaño de las partículas que constituyen un suelo, ofrecen un criterio obvio para una clasificación descriptiva del mismo. Originalmente, el suelo se divide en tres o cuatro fracciones debido a lo complejo de los procedimientos disponibles de separación por tamaños. Posteriormente, con el advenimiento de la técnica del cribado, fue posible efectuar el trazo de curvas granulométricas, contando con agrupaciones de las partículas del suelo en mayor número de tamaños diferentes. Actualmente se puede ampliar notablemente las curvas en los tamaños finos, gracias a la aplicación de técnicas de análisis de suspensiones. Algunas clasificaciones granulométricas de los suelos según su tamaño, son las siguientes:

Tabla 2-1 Tamaño de las partículas

NOMBRE DE LA ORGANIZACIÓN	TAMAÑO DE PARTÍCULAS en mm			
	Grava	Arena	Limo	Arcilla
Massachusetts Institute of Technology (MIT)	>2	2 a 0.06	0.06 a 0.002	< 0.002
U.S. Department of Agriculture (USDA)	>2	2 a 0.05	0.05 a 0.002	< 0.003
American Association of State Highway and Transportation (AASHTO)	76.2 a 2	2 a 0.075	0.075 a 0.002	< 0.004
Unified Soil Classification System (US)	75 a 4.75	4.75 a 0.075	Finos (limos y arcillas) < 0.075	

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Braja M. Das)

Tamaño patrón de los tamices

Los tamices son hechos de malla de alambre forjado con aberturas rectangulares que varían en tamaños desde 101.6 mm (4'') en la serie más gruesa hasta el No 400 (0.038 mm) en la serie correspondiente al suelo fino.

Tabla 2-2 Serie de tamices A.S.T.M.

Tamiz	3''	2''	1½''	1''	¾''	½''	⅜''	Nº4	Nº10	Nº40	Nº200
φmm	75.00	50.00	37.50	25.00	19.00	12.50	9.50	4.75	2.00	0.475	0.075

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Braja M. Das)

Representación de la distribución granulométrica

La gráfica granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren al porcentaje, en peso de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación en escala semi-logarítmica (eje de abscisas en escala logarítmica)

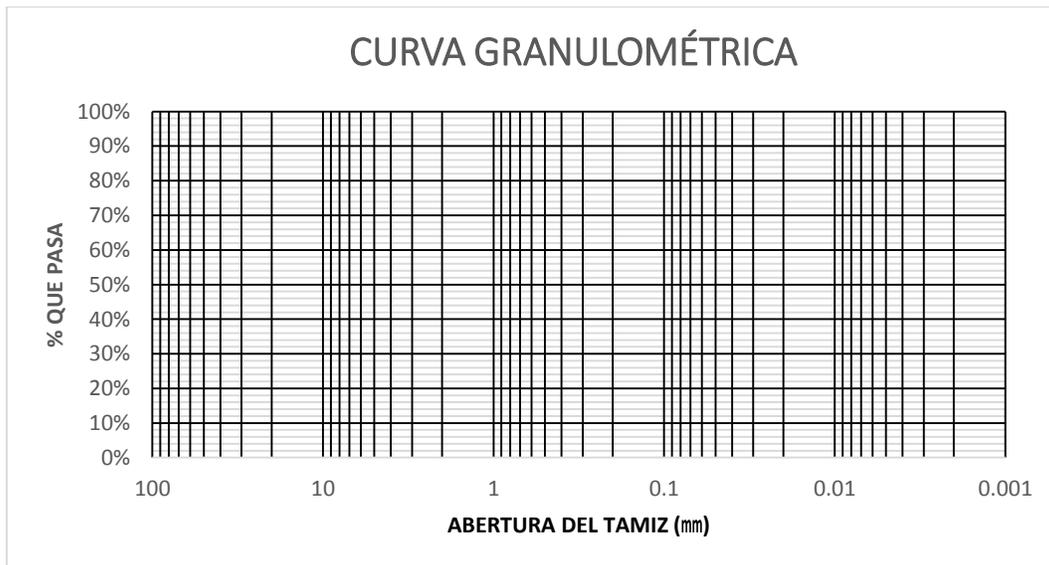


Figura 6 Curva granulométrica

Elaboración Laboratorio de Suelos U.A.J.M.S.

2.2.2. Sistema de clasificación AASHTO

Esta clasificación fue creada por los organismos viales de Estados Unidos y como se mencionó anteriormente, fue uno de los que generalizaron su utilización a casi todo tipo de construcción civil.

Un enfoque general, se basa en que esta clasificación toma de mano la granulometría y la plasticidad de un suelo como las características principales para poder definir asociaciones que obedecen a rangos empíricos de clasificación.

En esta clasificación los suelos se dividen en siete grupos, de acuerdo a la composición granulométrica, el límite líquido y el índice de plasticidad de un suelo.

Límites de Atterberg

Arbitrariamente definidos, son los contenidos de humedad que corresponden a los estados frontera del comportamiento del suelo. El límite líquido separa el comportamiento plástico del suelo, del líquido; el límite plástico separa el comportamiento plástico del suelo del semi-sólido y el límite de contracción es el contenido de humedad al que un determinado suelo no puede reducir su volumen.

- **Límite líquido.** – Es la frontera convencional entre los estados semilíquidos y plásticos fue llamada por Atterberg límite líquido, nombre que hoy se conserva, tal que dicho autor realizó un ensayo para demostrar las límites por medio de una capsula, formado en él una ranura, según se muestra en la figura 2.4 al proseguir para el cierre de dicha ranura realizando golpes.

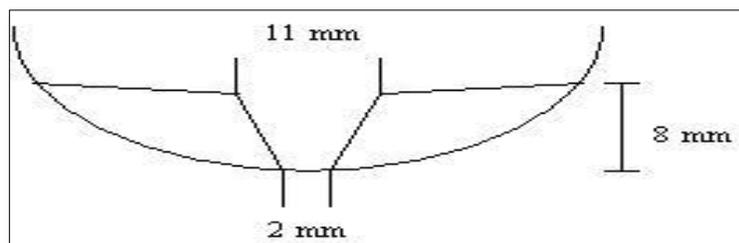


Figura 7 Ensayo de casa grande

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Braja M. Das)

- **Límite plástico.** - La frontera convencional entre los estados plásticos y semisólidos fue llamada por Atterberg límite plástico y está definido también en términos de una manipulación de laboratorio. Atterberg colocaba un fragmento de suelo hasta convertirlo en un cilindro.



Figura 8 Ensayo de límite plástico

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Braja M. Das)

Índice de plasticidad

A las fronteras anteriores, que definen el intervalo plástico del suelo se les ha llamado límites de plasticidad. Atterberg considera que la plasticidad del suelo quedaba determinada por el límite líquido y por la cantidad máxima de una cierta arena, que podía ser agregada al suelo, estado esta con el contenido de agua correspondiente al límite líquido, sin que perdiera por completo su plasticidad. Además encontró que la diferencia entre los valores de los límites de plasticidad, llamada índice plástico, se relacionaba fácilmente con la cantidad de arena añadida, siendo de más fácil determinación, por lo que sugirió su uso en lugar de la arena, como segundo parámetro para definir la plasticidad.

$$IP = LL - LP$$

Índice de grupo

Es un factor de evaluación, que determina la calidad del suelo a través de características similares en grupos de suelos, el índice de grupo es muy importante en el diseño de espesores. La siguiente fórmula determina el índice de grupo.

$$IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd$$

Donde:

a = %pasa N°200 - 35% (Si %N°200>75, se anota 75, si es < 35, se anota 0)

b = %pasa N° 200 - 15% (Si %N°200>55, se anota 55, si es < 15, se anota 0)

c = Límite líquido - 40 % (Si LL>60, se anota 60, si es < 40, se anota 0)

d = Índice de plasticidad - 10% (Si IP>30, se anota 30, si es < 10, se anota 0)

Tabla 2-3 Clasificación de suelos por el método AASHTO

CLASIFICACION GENERAL	Materiales Granulares (igual o menor del 35% pasa el tamiz N° 200)							Materiales Limo - Arcillosos (más del 35% que pasa el tamiz N° 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
GRUPOS	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5
SUB - GRUPOS	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7-6
% que pasa el Tamiz:											
N° 10	50 máx.										
N° 40	30 máx.	50 máx.	51 máx.								
N° 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características del Material que pasa el tamiz N° 40											
Límite Líquido			NO PLÁSTICO	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 máx.
Índice de Plasticidad	6máx	6 máx.		10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Índice de Grupo	0	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Tipos de Material	fragmentos de piedra grava y arena		Arena fina	Grava, arenas limosas y arcillosas				Suelos Limosos		Suelos Arcillosos	
Terreno de Fundación	Excelente a Bueno						Regular a Deficiente				
<p>NOTA: El índice de plasticidad de los suelos A-7-5 es igual o menor que su Límite Líquido 30, el de los A-7-6 mayor que su Límite Líquido (fig. 1) se halla indicada la relación ente lo LL e IP de los materiales finos. Dicho de otro modo, el grupo A-7 es subdividido en A-7-5 ó A-7-6 dependiendo del Límite Plástico (L.P.) Si el LP \geq 30, la clasificación es A-7-6 Si el LP < 30, la clasificación es A-7-5</p>											

Fuente: Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Braja M. Das)

2.2.3. Prueba de penetración SPT

El ensayo de penetración estándar o SPT (del inglés Standard Penetration Test), es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que se quiere realizar un reconocimiento geotécnico.

Trabajo en campo

El ensayo SPT consiste en hincar en el subsuelo un toma-muestras del tipo cuchara partida de dos pulgadas (5 cm) de diámetro, mediante golpes de un martillo de rosca de 140 lbs (63,5 kgs) de peso en caída libre de 30 pulgadas (76,2 cm). El número de golpes (N) del martillo necesario para hincar la muestra 1 pie (30 cm), se registra como la resistencia a la penetración normal del suelo. Este valor suministra una indicación de la densidad relativa, en suelos granulares o de la consistencia, en suelos cohesivos.

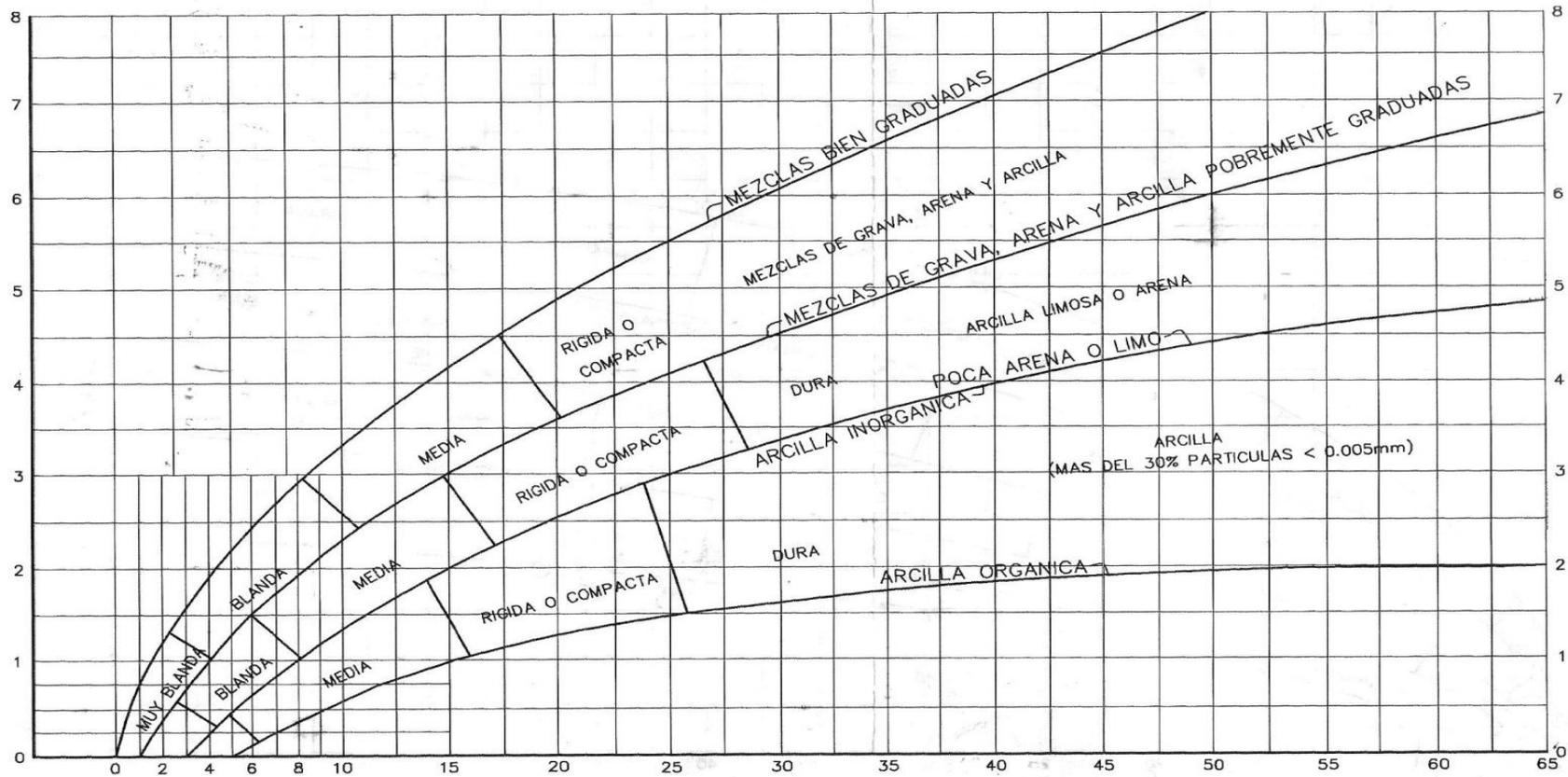
En suelos granulares, existen correlaciones entre el número de golpes (N) y la densidad relativa o el ángulo de fricción efectivo (f) de éstos (Peck et al., 1974). De igual manera, N puede relacionarse con la consistencia de los suelos cohesivos, aun cuando ésta no sea la propiedad más indicativa de la resistencia de éstos.

Tabla 2-4 Capacidad portante para arcillas y mezclas de suelos SPT

Universidad Autónoma Juan Misael
Saracho
Facultad de Ciencias y Tecnología
Programa de Ingeniería Civil
Laboratorio de Suelos y Hormigones

S.P.T. METODO DE LA CUCHARA NORMAL
CAPACIDAD DE CARGAS ADMISIBLES

B.- ARCILLAS Y MEZCLAS DE SUELO



NÚMERO DE GOLPES PARA QUE LA CUCHARA PENETRE 30cm CON UN PESO DE 55Kg Y ALTURA DE 75cm

FUENTE: Laboratorio de suelos y hormigones de la U.A.J.M.A.

2.3. Diseño arquitectónico

Introducción

En el campo de 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.

Etapas del diseño arquitectónico

En el diseño arquitectónico intervienen ciertas etapas.

El programa de diseño arquitectónico:

Se trata de una lista que identifica los componentes del sistema y sus requerimientos particulares.

Diseño arquitectónico básico:

Es el proceso donde se traduce a formas útiles todo lo estipulado en el programa de diseño arquitectónico

Hipótesis de diseño:

Es una aproximación conceptual al objeto que se diseñará, puede ser modificado posteriormente. Se considera como aspectos relevantes el contexto arquitectónico, los criterios estructurales, el presupuesto, la función, la forma y también puede tomarse la moda.

Zonificación:

Es el ordenamiento de los elementos del diseño, que se establecieron previamente en el programa de diseño de forma lógica y funcional.

El proyecto arquitectónico es el fin del proceso de diseño arquitectónico y es el conjunto de planos, dibujos, esquemas y textos explicativos, empleados para plasmar el diseño arquitectónico de una edificación.

El proceso del diseño arquitectónico

Previo al comienzo del diseño arquitectónico, existe consideraciones que deben ser contempladas. La situación del terreno, las dimensiones, características topográficas, orientación cardinal, los servicios (energía eléctrica, agua, drenajes, la vista). Luego de solucionar los aspectos anteriores, se valoran las necesidades edilicias: superficie construida, altura de pisos o plantas, relaciones entre los espacios, los usos, etc. (esto es el programa arquitectónico). Otro elemento a tener en cuenta es el presupuesto disponible para la construcción, es determinante para el diseño arquitectónico.

2.4. Idealización de la estructura

Es el primer paso del diseño estructural, en este punto se establecerá la ubicación de las columnas, vigas y demás elementos estructurales, para lograr la óptima realización de la misma, se lo hará adoptando medidas de espaciamiento y ubicación de columnas conforme establece la norma boliviana del hormigón.

2.4.1. Sustentación de la cubierta

Losa alivianada con viguetas pretensadas y complementos de plastoforno.

2.4.2. 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°

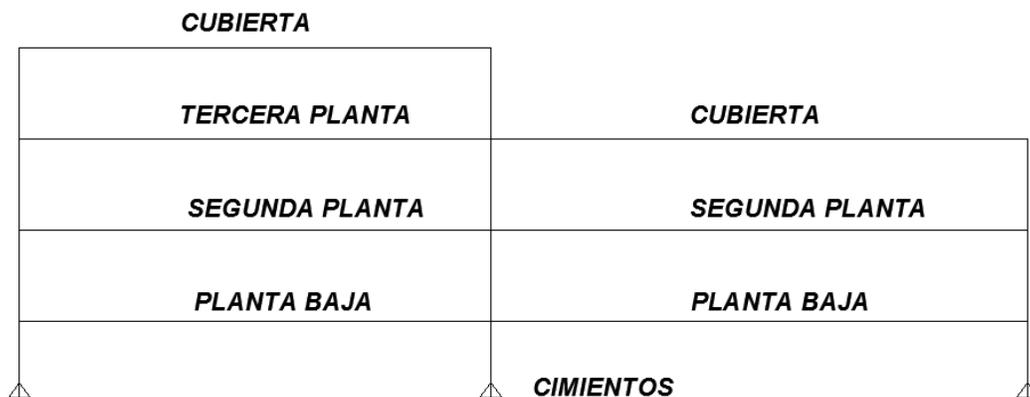


Figura 9 Planteo estructural de la estructura porticada

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.

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.

Otra clasificación de los modelos estructurales quizás más ajustada, puede hacerse atendiendo al estado de tensiones normales. Así, esquemas unidimensionales son aquéllos en los que se tienen tensiones normales en una dirección, de forma preferente respecto de las restantes, ortogonales a ella. Esquemas bidimensionales son aquellos en los que se tienen tensiones normales en dos direcciones ortogonales, de forma preferente respecto de la tercera, ortogonal a ellas. Esquemas tridimensionales son aquéllos en los que las tensiones normales no son predominantes en ninguna de las tres direcciones ortogonales.

2.4.3. Fundación

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.

Clasificación de las cimentaciones

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

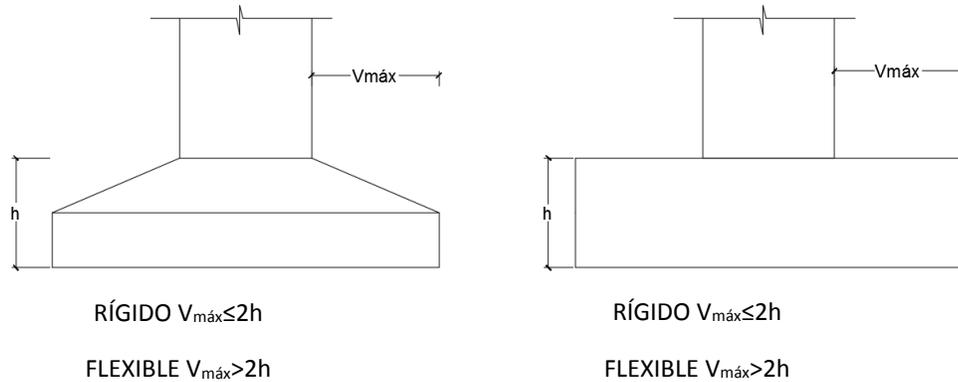


Figura 10 Cimentaciones aisladas

Fuente: H°A° Jiménez Montoya 15° edición pág. 367

El concepto de rigidez a que se refiere el artículo es relativo a la estructura y no presupone comportamiento específico algunos sobre la distribución de tensiones del suelo.

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.

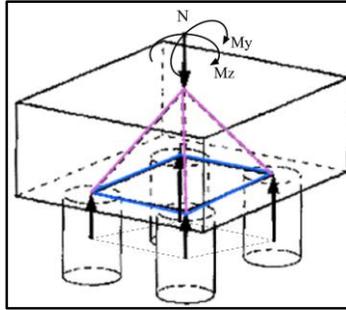


Figura 11 Esfuerzos en cimentación rígida

Fuente: H°A° Jiménez Montoya 15° edición pág. 394

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.

2.4.3.1. Zapata aislada

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.

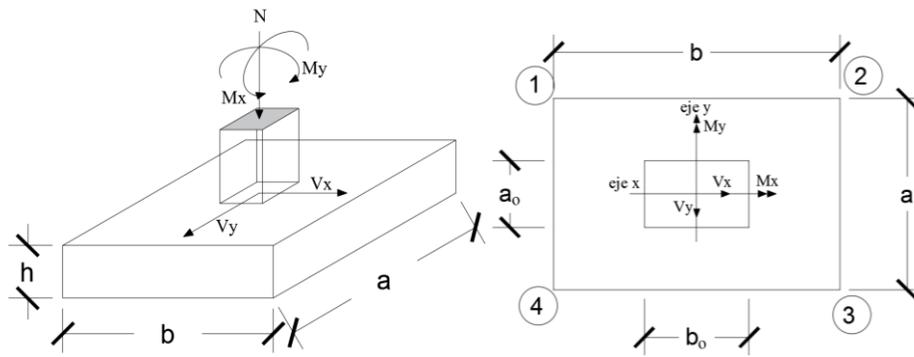


Figura 12 Zapata Aislada.

Fuente: H•A• Jiménez Montoya 15• Edición.

2.5. Diseño estructural (Norma, métodos, análisis de cargas, etc)

2.5.1. Junta de dilatación

La documentación sobre este asunto es escasa y diversa, pero es de mucha importancia para garantizar el diseño de la estructura.

Las variaciones de temperatura ocasionan cambios dimensionales, tanto en la estructura como el resto de los componentes de la construcción.

El proyectista se ve obligado a disponer junta de dilatación que permitan la contracción y la expansión de la estructura y reduzcan los efectos de dichos movimientos.

El hecho de que los métodos actuales de cálculo permitan calcular las construcciones con mayor precisión que en otros tiempos conduce, en definitiva, a estructuras más afinadas y ello hace muchas reglas empíricas sobre el tema de las juntas de dilatación no resulten ya válidas y sea necesario un análisis más racional del tema.

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

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

El ancho mínimo de la junta de debe ser, en cualquier caso de 25 mm.

Según el autor J. Calaver Ruiz en su libro (Juntas en construcciones de hormigón), ofrece dos métodos para determinar la dilatación en edificios.

Temperatura de cálculo

En lo que sigue llamaremos variación de temperatura de cálculo al mayor de los valores.

$$\Delta_T = T_S - T_m$$

$$\Delta_T = T_m - T_i$$

Donde:

T_s = Temperatura que, como término medio, es excedido solamente el 1% del tiempo durante los meses de verano.

T_m = Temperatura media durante la época normal de construcción en la zona que se va a construir el edificio.

T_i = Temperatura igualada o excedida, por término medio, al 99% del tiempo durante los meses de invierno.

2.5.1.1. Método Empírico.**Cierre máximo entre juntas.**

El máximo cierre teórico de una junta en un edificio de entramado sometido a una variación de temperatura en grados centígrados:

$$\Delta_T = T_s - T_m$$

Con una distancia L entre juntas viene dado por:

$$C_t = (T_s - T_m) \times L \times 1.1 \times 10^{-5}$$

La expresión debe tomarse como L el valor medio de las dos distancias entre juntas de los bloques continuos a la junta considerada. Si se está en uno de los casos de rigidez asimétrica, como lo indicado en la figura de arriba debe tomarse como distancia del bloque real aumentado en un 50% en la zona rígida está en el lado opuesto a la junta considerada y la real reducida en un 33% si está en el mismo lado de la junta considerada.

Ancho entre juntas

Para tener en cuenta las tolerancias de construcción y las características de deformabilidad del material de sellado de la junta, se dispondrá de junta.

$$\alpha = k_1 \times C_t$$

Donde los valores k_1 son:

$k_1 = 2$ para edificios con calefacción.

$k_1 = 1.7$ para edificios con calefacción, pero sin aire acondicionado.

$k_1 = 1.4$ para edificios sin calefacción y sin aire acondicionado.

El ancho mínimo de la junta debe ser, en cualquier caso, de 25 mm.

2.5.1.2. Método Analítico

Para aquellos casos en el método empírico no sea de aplicación o bien cuando se estime que los resultados a que conduce son demasiado conservadores, cabe el cálculo directo, aplicado a una variación de temperatura C ($T_s - T_m$) donde:

$C = 1$ para edificios sin calefacción.

$C = 0.7$ para edificios con calefacción, pero sin aire acondicionado.

$C = 0.55$ para edificios sin calefacción y sin aire acondicionado.

El cierre máximo de juntas y el ancho de juntas se calculan de acuerdo con lo indicado. En todo el cálculo analítico de juntas es esencial introducir hipótesis correctas acerca de la unión de los pilares al cimiento, o mejor dicho, del conjunto pilar-cimiento al suelo, para considerar un empotramiento flexible, y no rígido, entre el pilar y su cimiento y el suelo.

2.5.2. Estructura de sustentación de la cubierta

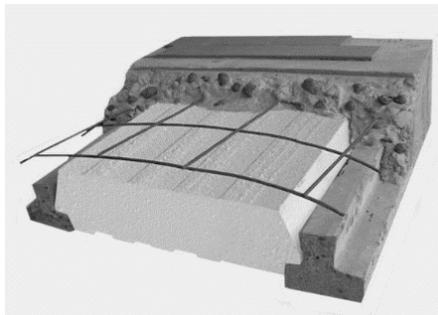


Figura 13 Estructura de sustentación de la cubierta

Viguetas pretensadas. - Son elementos lineales sometidos a flexión, para lo cual se introduce esfuerzos de tal manera que sean iguales y contrarios a los que producen las cargas para que de esa forma eliminar los esfuerzos a flexión.

2.5.3. Estructura de sustentación de la edificación

La estructura de sustentación de la edificación está constituida por varios pórticos así mismo los cuales están constituidos por columnas de sección cuadrada y vigas de sección rectangular, ambas de H°A° así como también de forjado compuestos por viguetas pretensadas. Se dispuso de sobre cimiento armado para evitar el pandeo de las columnas de la planta baja.

Por consiguiente, de acuerdo a los planos arquitectónicos del proyecto se establece la estructura porticada como se muestra a continuación.



Figura 14 Porticación de la Estructura.

Fuente: Elaboración propia

Todos los elementos de hormigón armado que forman parte de la estructura de sustentación en general serán resueltos y analizados en base a métodos matriciales de rigidez debido a que son métodos utilizados por el programa de cálculo CYPECAD 2014 con los parámetros de diseño de la normativa boliviana CBH 87 vigente.

2.5.3.1. Estados límites últimos

El proceso general de cálculo prescrito en el Código Boliviano del Hormigón Armado corresponde al método de los estados límites, dicho cálculo trata de reducir un valor, suficientemente bajo, la probabilidad, siempre existente, de que sean alcanzados una serie de estados límites entendiendo como tales aquellos estados o situaciones de la estructura, o de una parte de la misma, tales que, de alcanzarse ponen la estructura fuera de servicio.

El procedimiento de comprobación, para un cierto estado límite consiste en deducir, por una parte, el efecto de las acciones aplicadas a la estructura, o a parte de ella: y por otra, la respuesta de tal estructura, correspondiente a la situación límite en estudio. Comparando estas dos magnitudes siempre que las acciones exteriores produzcan un efecto inferior a la respuesta correspondiente al estado límite, podrá afirmarse que está asegurado el comportamiento de la estructura frente a tal estado límite.

Con objeto de limitar convenientemente la probabilidad de que, en realidad, el efecto de las acciones exteriores puedan ser superiores al previsto, o que la respuesta de la estructura resulte inferior a la calculada, el margen de seguridad correspondiente se introduce en los cálculos mediante unos coeficientes de ponderación que multiplican los valores característicos de las acciones y otros coeficientes de minoración, que dividen los valores característicos de las propiedades resistentes de los materiales que constituyen la estructura.

En consecuencia, el proceso de cálculo del Código Boliviano del Hormigón consiste en:

1º Obtención del efecto S_d , de las acciones exteriores, relativo al estado límite en estudio, a partir de los valores ponderados de las acciones características.

2º Obtención de las respuestas R_d , de la estructura correspondiente al estado límite en estudio, a partir de los valores minorados de las características resistentes de los materiales.

3º El criterio de la aceptación, consiste en la comprobación:

$$R_d \geq S_d$$

Siendo:

Sd= Valor de cálculo de la sollicitación actuante

Rd= Valor de cálculo de la resistencia de la estructura

Tabla 2-5 Coeficientes de ponderación de las acciones

Coeficiente básico	Nivel de Control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_1 = 1.6$	Nivel de Control en la ejecución	Reducido	+0.20
		Normal	0
		Intenso	-0.10
	Daños previsibles en caso de accidente	Mínimos y exclusivamente materiales	-0.10
		Medios	0
		Muy Importantes	+0.20

Fuente: Norma boliviana del hormigón armado Pág.59

El valor final de γ_1 , será el que se obtenga como resultado de la combinación de las correcciones introducidas en el coeficiente básico, en función del nivel de control adoptado y de la magnitud de los daños previsibles.

Se tendrá en cuenta que, en el caso de daños previsibles muy importantes, no es admisible un control de ejecución a nivel reducido.

Se podrá reducir el valor final de γ_1 en un 5% cuando los estudios, cálculos e hipótesis sean muy rigurosos, se consideren todas las solicitaciones y sus combinaciones posibles y se estudien con el mayor detalle los anclajes, nudos, enlaces, apoyos, etc.

Coefficientes de minoración de materiales

Tabla 2-6 Coeficientes de Minoración de la resistencia de los materiales

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	Corrección
ACERO	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+0.05
		Normal	0
		Intenso	-0.05
HORMIGÓN	$\gamma_c = 1.50$	Reducido	+0.20
		Normal	0
		Intenso	-0.10

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado Pág. 59

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

- Coeficientes de minoración del acero..... $\gamma_s = 1.15$

- Coeficiente de minoración del hormigón..... $\gamma_c = 1.50$
- Coeficiente de ponderación de las acciones de efecto desfavorable..... $\gamma_{ig} = 1.60$

2.5.3.2. Hipótesis de carga

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

Para encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso, se procederá de la siguiente forma:

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

$$\text{Hipótesis I: } \gamma_{ig} * G + \gamma_{ig} * Q$$

$$\text{Hipótesis II: } 0.9(\gamma_{ig} * G + \gamma_{ig} * Q) + 0.9 * \gamma_{ig} * W$$

$$\text{Hipótesis III: } 0.8(\gamma_{ig} * G + \gamma_{ig} * Q_{ea}) + F_{ea} + W_{ea}$$

En estas expresiones:

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

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

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

W = Valor característico de la carga de viento.

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

En situación topográfica muy expuesta al viento, se adoptará: $W_{ea} = 0.25W$

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

Cuando existan diversas acciones Q de diversos orígenes y de actuación conjunta compatible siendo pequeña la probabilidad de que algunas de ellas actúen simultáneamente con sus valores característicos, se adoptará en las expresiones anteriores, el valor característico de Q para la carga variable cuyo efecto sea predominante, y para aquellas cuya simultaneidad presente una probabilidad no pequeña, y 0.8 del característico para las restantes.

Cuando las cargas variables de uso sean capaces de originar efectos dinámicos, deberán multiplicarse por un coeficiente de impacto.

Cuando, de acuerdo por el proceso constructivo previsto, puedan presentarse acciones de importancia durante la construcción, se efectuará la comprobación oportuna para la hipótesis de carga más desfavorable que resulte de combinar tales acciones con las que sean compatibles con ellas. En dicha comprobación, podrá reducirse, en la proporción que el proyectista estime oportuno, el valor de los coeficientes de ponderación ($\gamma_{ig} = 1.60$) para los estados límites últimos recomendándose no bajar de $\gamma_1 = 1.25$.

2.5.3.3. Diseño a flexión de elementos de Hormigón Armado

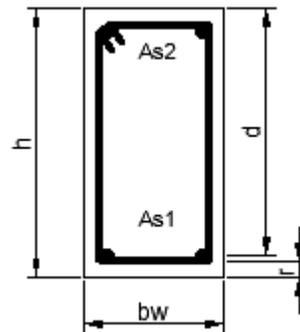
2.5.3.3.1. Cálculo de armaduras a flexión simple

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w d^2 f_c d}$$

Donde:

μ_d = Momento reducido de cálculo.

M_d = Momento de diseño (envolvente)



b_w = Ancho de la viga.

d = Canto útil.

f_{cd} = Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

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 a tracción producidos por los momentos flectores envolventes y cálculo en base a la siguiente ecuación:

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

Donde:

w = Cuantía mecánica (función del momento reducido de cálculo μ_d interpolado en la tabla Universal de cálculo para flexión simple o compuesta).

b_w = Ancho del elemento que se analiza.

d = Distancia entre la fibra más comprimida al centro de gravedad de las barras de refuerzo.

f_{cd} = Resistencia minorada de diseño del hormigón

f_{yd} = Resistencia minorada de diseño del acero

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:

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

Donde:

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

μ_d = Momento seducido de cálculo

W_{s1} = Cuantía mecánica para la armadura atracción

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

\int = Relación entre recubrimiento y el canto útil

r = Recubrimiento geométrico

$$A_{s1} = W_{s1} \times b_w \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \qquad A_{s2} = W_{s2} \times b_w \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

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

A_{s2} = Área dela armadura de acero que resiste el esfuerzo a compresión

2.5.3.3.2. Cuantía geométrica mínima

$$A_{smin} = W_{smin} \times A_c$$

A_c = Área total de la sección.

W_{smin} = Cuantía geométrica mínima a flexión.

Tabla 2-7 Cuantías geométricas mínimas

Elemento	Posición	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600
Pilares		0.008	0.006	0.005	0.004
Losa		0.002	0.0018	0.0015	0.0014

Vigas		0.005	0.0033	0.0028	0.0023
Muros	Horizontal	0.0025	0.002	0.0016	0.0014
	Vertical	0.0015	0.0012	0.0009	0.0008

Fuente: CBH-87 tabla 8.1.7.3 pag.67

Distancias entre barras de armaduras principales

En el capítulo 12.5.2. de la norma CBH-87 especifica que la distancia horizontal libre o espaciamiento entre dos (2) barras aisladas consecutivas, será igual o superior al mayor de los tres (3) valores siguientes.

- 2 cm,
- El diámetro mayor,

1.2 del tamaño máximo del árido (1 pulg).

2.5.3.3.3. Cálculo de armadura Transversal.

V_d = Cortante de diseño (envolvente).

b_w = Ancho del elemento que se analiza.

d = Distancia entre la fibra más comprimida al centro de gravedad de las barras de refuerzo.

f_{cd} = Resistencia minorada de diseño del hormigón.

f_{yd} = Resistencia minorada de diseño del acero

t = Longitud cualquiera de la pieza en la que se toma A_α (barras inclinadas más estribos).

A_α = área de barras inclinadas más estribo

S = Separación entre ejes de los estribos

Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante

$$f_{vd} = 0.5 \times \sqrt{f_{cd}}$$

Contribución de hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante

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

Cortante último por agotamiento por compresión oblicua del hormigón

$$V_{ou} = 30 \times f_{cd} \times b_w \times d$$

$$\text{Si: } V_d \leq V_{cu}$$

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

$$\text{Si: } V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$$

Si no cumple esta condición, entonces se deberá cambiar la sección.

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

Armadura necesaria para resistir a cortante:

$$A_s = \frac{V_{su} \times S}{0.90 \times d \times f_{yd}}$$

2.5.3.4. Diseño de pilares de Hormigón Armado

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

La misión principal de los soportes es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra y el último extremo al terreno de cimentación, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad.

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

Excentricidad mínima de cálculo

La norma se comienza a tomar en cuenta una excentricidad accidental mínima, en dirección más desfavorable, igual al mayor de los valores, $h/20$ y 2 cm siendo “h” el canto en la dirección considerada. Esto con el objeto de tener en cuenta la incertidumbre del punto de aplicación de la solicitud normal.

Las secciones rectangulares sometidas a compresión compuesta deben también ser comprobadas independientemente en cada uno de los planos principales. También esto es aplicable para las secciones sometidas a compresión compuesta desviada

Disposición relativa a las armaduras

Las armaduras de los soportes de hormigón armado serán constituidas por las barras longitudinales y una armadura transversal formada por estribos.

Con objeto de facilitar la colocación y la compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes debe tener 20 cm si se trata de secciones rectangulares y 25 cm si la sección es circular, de acuerdo a lo que prescribe la norma.

Armaduras longitudinales

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor a 12 cm y se sitúan 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 las armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones.

La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 35 cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15 cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar el pandeo de la misma.

Para que el hormigón puede entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara no debe ser igual o mayor a 2 cm, que el diámetro de la barra mayor y que 6/5 del tamaño máximo del árido, no obstante en las esquinas de los soportes se pondrán colocar dos o tres barras en contacto.

Armadura transversal

La misión de los estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar la ruptura por deslizamiento de hormigón a lo largo de planos inclinados y eventualmente contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes, 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 ruptura por deslizamiento de hormigón, la separación S entre los planos de cercos o estribos debe ser:

$$S \leq b_e$$

Siendo b_e , la menor dimensión del núcleo del hormigón, limitada por el borde exterior de la armadura transversal. De todas formas es aconsejable no adoptar para S valores mayores de 30 cm.

Por otra parte, con objeto de evitar el pandeo de las barras longitudinales comprimidas, la separación S entre los planos de cercos o estribos debe ser:

$$S \leq 15\phi$$

Donde:

ϕ = El diámetro de la barra longitudinal más delgada

En aquellas estructuras ubicadas en zonas de riesgo sísmico o expuestas a la acción del viento y en general cuando se trata de obras especialmente delicadas, la separación S no debe ser superior a $12 \times \phi$

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

Cuantías límites. - La norma de recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas A1 y A2, las siguientes limitaciones:

$$A_1 \times f_{yd} \geq 0.05 \times N_d$$

$$A_2 \times f_{yd} \geq 0.05 \times N_d$$

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

$$A_2 \times f_{yd} \leq 0.5 \times A_c \times f_{cd}$$

Para el caso de compresión simple, con armadura total A_s , puede colocarse en la forma:

$$A_s \times f_{yd} \geq 0.10 \times N_d \qquad A_s \times f_{yd} \leq A_c \times f_{cd}$$

Donde:

A_c = El área de la sección bruta del hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero que no se tomara mayor en este caso de 5000 kg/cm^2 .

A1 y A2 = Armadura 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 del acero utilizado en la pieza de hormigón armado.

De todas maneras, es recomendable que las cuantías de las armaduras no sean inferiores a las recomendadas en la tabla 2.7 correspondiente a las cuantías geométricas mínimas.

Pandeo de piezas comprimidas. - En las piezas comprimidas esbeltas hormigón armado no es aplicable la teoría habitual de primer orden, en la que se desprecia la deformación de la estructura al calcular los esfuerzos.

Por efecto de las deformaciones transversales, que son inevitables aún en el caso de las piezas cargadas axialmente (debido a las irregularidades de la directriz y la incertidumbre del punto de aplicación de la carga) aparecen momento de segundo orden que disminuyen la capacidad resistente de la pieza y pueden conducir a la inestabilidad de la misma.

Longitud de pandeo. - Una estructura se llama intraslacional, si sus nudos bajo solicitaciones de cálculo presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto y traslacional, en caso contrario. La longitud de pandeo de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efecto de pandeo y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en la tabla 2.8 en función de la sustentación de la pieza.

Tabla 2-8 Longitud de pandeo (l_0), de piezas aisladas

Sustentación de la pieza	α
Un extremo libre y otro empotrado	2
Articulado en ambos extremos. Biempotrada, con libre desplazamiento normal	1
Articulación fija en un extremo y empotramiento en el otro	0,7

Empotramiento perfecto en ambos extremos	0,5
Soportes elásticamente empotrados	0,7
Otros casos	0,9

FUENTE: CBH 87 Cuadro 8.3.1.2 pag.84

Siendo preciso para ello definir si el pórtico puede considerarse intraslacional o traslacional.

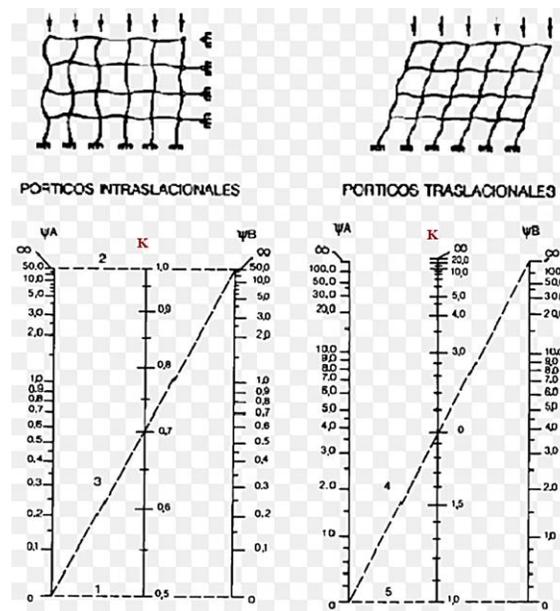
Para poder determinar la longitud de pandeo se utiliza la siguiente ecuación:

Longitud de pandeo $l_0 = \alpha \cdot l$

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

Monograma para pórticos

Tabla 2-9 Nomogramas para determinar el factor K de longitud de pandeo



Pórticos intraslacionales

Pórticos traslacionales

Fuente: CBH-87 Figura 8.3.1.2 pág. 84

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, la esbeltez mecánica a la relación $\lambda = l_0/i$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro i , de la sección en el plano de pandeo. El radio de giro i , tiene la siguiente expresión $i = \sqrt{(I/A)}$, siendo I y A respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referida a la sección de hormigón.

Los valores límites para la esbeltez mecánica que se encomienda la norma, son las que se mencionan a continuación:

- Para esbeltez mecánicas $\lambda < 35$ (equivalente, 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 de pandeo.
- Para esbeltez mecánicas $35 \leq \lambda < 100$ (geométricas $10 \leq \lambda < 29$), puede aplicarse el método aproximado.
- Para esbeltez mecánica $100 \leq \lambda < 200$ (geométrica $29 \leq \lambda < 58$), debe aplicarse el método general. Para soporte de sección y armadura constante 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 esbeltez mecánica $\lambda > 200$ (geométrica $\lambda_0 > 58$).

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

- En aquellas acciones que, por su forma, no presentan el plano de simetría, como las secciones en L de los 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.

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

Algunas vigas, que pueden estar sometidas a cargas laterales (viento, empuje de tierra en muros y cimientos, empuje de aguas en depósitos, empuje del material almacenado en silos) La mayoría de los pilares, aunque formen parte de pórticos planos, la acción del viento o del sismo puede producir reacciones secundarias, que con frecuencia se desprecia, 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 rehuir el problema de la flexión desviada debe atribuirse a su complejidad y a la ausencia hasta tiempos recientes, de métodos prácticos para su tratamiento.

2.5.3.4.1. Proceso de cálculo

Datos generales:

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

M_{dy} = Momentos flectores de cálculo en la dirección Y.

M_{dx} = Momentos flectores de cálculo en la dirección X.

N_d = Fuerza normal de cálculo.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

Cálculo de la longitud de pandeo:

$$l_0 = \alpha * l$$

Donde 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 felicitaciones del viento.

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

Referencia: Norma boliviana serie 87 criterios de la sección 8.3.1.2

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.

Excentricidad de primer orden. - Excentricidad inicial o de primer orden e_o , no es menor que la excentricidad accidental, siendo e_o igual a M/N donde M es el momento exterior aplicado, de primer orden, y N la carga axial actuantes.

Referencia Norma boliviana sección 8.3.1.2

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

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

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_o tiene en cuenta de forma sencilla, los efectos de segundo orden, conduciendo a un resultado suficientemente aproximado.

$$e_{ficx} = \left(0.85 + \frac{f_{yd}}{12000} \right) \times \frac{b + 20 \times e_{ox}}{b + 10 + e_{ox}} \times \frac{l_{ox}^2}{i} \times 10^{-4}$$

Referencia de esta ecuación se encuentra en la sección 18.6-4^a. Hormigón armado Jiménez Montoya 15^o edición Gustavo Gili s.a. o de la Norma Boliviana CBH-87 Criterios de la sección 8.3.5.2.1

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 sección 8.3.5.2.1.

Cálculo de la capacidad mecánica del hormigón.

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

Referencia de esta ecuación se encuentran en la sección 17.3-1er Hormigón Armado de Jiménez Montoya 15^o edición editorial Gustavo gili S.A.

Cálculo de los esfuerzos reducidos

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

Referencia de esta ecuación se encuentran en la sección 17,3 - 1er (ver figura 17.4) hormigón armado de Jiménez Montoya 15^a edición editorial Gustavo gili S.A.

Definir los valores del momento reducido

$$\mu_x > \mu_y$$

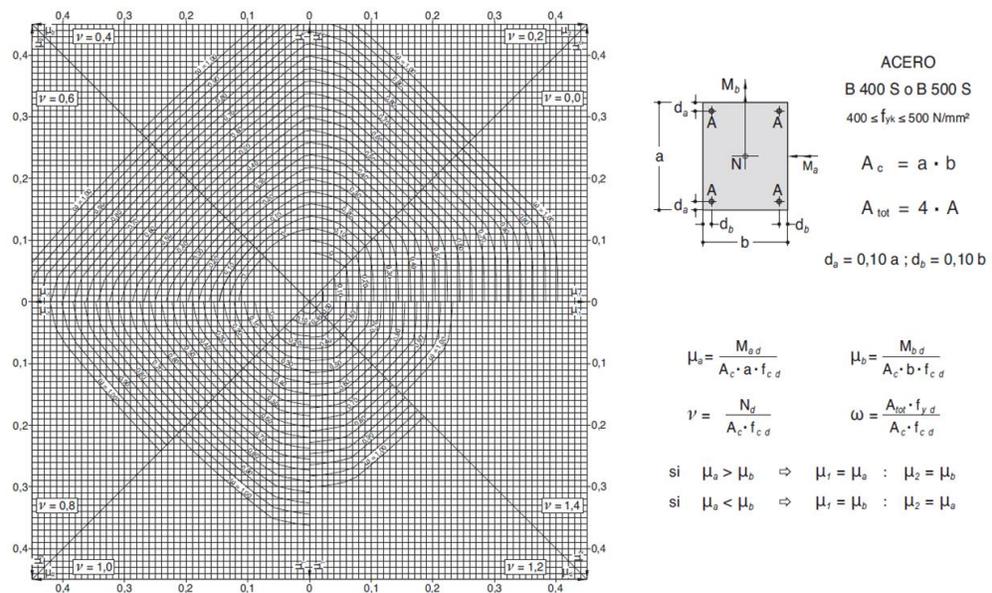
Determinar la cuantía mecánica w

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”. 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.

Abaco en roseta para flexión esviada



Fuente: HªAª Jiménez Montoya 15ª edición Ábacos en roseta para flexión esviada

Referencia de este ábaco, se encuentran en la sección 30 Hormigón Armado de Jiménez Montoya 15ª edición editorial Gustavo gili S.A. (Mas modelos en Anexos A-1)

- Calcular la capacidad mecánica de la armadura total

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

- Calcular la armadura total de acero

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

- La armadura mínima es:

$$0.1 \times N_d \leq A_{s \text{ mín}} \times f_{yd} \leq A_c \times f_{cd} \quad A_{s \text{ mín}} = \frac{0.1 \times N_d}{f_{yd}}$$

Referencia de esta ecuación se encuentran en la sección 18,3-2° hormigón armado de Jiménez Montoya 15ª 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.

También se deberá verificar con la cuantía mínima referida en la tabla 2.7

$$A_{s \text{ mín}} = 0,005 \times b \times h$$

De las anteriores armaduras seleccionamos la mayor de ellas para el diseño la cual es:

Para una cara de la sección:

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

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:

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

Cálculo de la armadura transversal de la columna. -

El diámetro de estribo será:

$$\varnothing_{\text{Estribo}} \geq \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \frac{1}{4} * \varnothing_{\text{de la armadura longitudinal mas gruesa}} \\ \rightarrow \mathbf{6 \text{ mm}} \end{array} \right.$$

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

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \mathbf{30 \text{ cm}} \\ \rightarrow \mathbf{b \text{ o } h \text{ (el de menor dimensión)}} \\ \rightarrow \mathbf{15 * \varnothing_{\text{de la armadura longitudinal mas delgada}}} \end{array} \right.$$

Referencia de esta ecuación se encuentran en la sección 18,3-3° Hormigón Armado de Jiménez Montoya 15ª edición editorial Gustavo gili S.A.

2.5.4. Estructuras complementarias (Escaleras)

2.5.4.1. Escalera

La escalera es un conjunto de peldaños dispuestos sobre un plano inclinado con los que se tiene acceso a plantas de distinto nivel.

Existen distintos tipos de escaleras: escalinatas escaleras exteriores, escaleras rectas, escaleras de caracol, helicoidales, etc.

Una escalera se compone de las siguientes partes:

Peldaño: es cada una de las partes de un tramo de escalera en la que se apoya el pie Al subir o bajar por ella. La parte horizontal se llama “huella” y la parte vertical se llama “contrahuella” o tabica.

Tramo: es una serie de peldaños continuados si la escalera es de varios tramos termina en una superficie horizontal llamada Meseta o Rellano. El final de la escalera se llama desembarco.

Caja de escalera: es el espacio que ocupa la escalera dentro de un edificio. Cuando este espacio es ocupado por completo por el conjunto se llama escalera ciega; y cuando hay un espacio central, este recibe el nombre de Ojo de Escalera.

Arranque de escalera: es la parte donde se apoya la escalera en su comienzo.

El ancho o ámbito de una escalera es el espacio comprendido entre las caras exteriores de las zancas o la longitud del peldaño en un tramo recto la altura mínima que debe tener es de 60 cm., mientras que para el cruce de dos personas deberá tener como mínimo 80 cm Aunque en escaleras para viviendas el ancho mínimo que se utiliza es de 1 metro.

Cuando el Rellano o Meseta coincida con los suelos de los pisos, ni las puertas del ascensor ni la entrada a las viviendas deben interrumpir la circulación por las escaleras.

La altura de paso o escapada es: la distancia libre en vertical entre el suelo del primer peldaño y el techo que tiene encima; siendo la distancia normal la comprendida entre 2 y 2,40 m.; solo en casos de excepción y en escaleras de poca importancia se puede reducir la medida hasta 1,80 m.

El ancho o huella de un peldaño suele oscilar entre los 25 y 30 cm punto para que pueda apoyarse el pie por completo. La altura de la contrahuella o tabica está comprendida entre los 11 y 22cm, siendo las cómodas las que tienen entre 11 y 17 cm.

La huella, al contraerse con la contrahuella casi siempre queda ligeramente prolongada entre 2 y 4 cm; a este saliente se lo denomina Bordón y sirve para disminuir el desarrollo de la escalera; a la vez que consigue una anchura mayor de huella, no teniéndose en cuenta este saliente para el avance de la escalera.

Este espacio o vacío existente entre dos tramos en la parte central de la escalera se denomina ojo o hueco de la misma cuando esta parte se llena o maciza se denomina espigón o árbol de la escalera.

Las barandillas Son elementos de protección y seguridad; así como una ayuda para que sea más fácil el ascenso o descenso por la escalera. Las barandillas están coronadas por los pasamanos y su altura con respecto al vértice del peldaño debe ser entre 85 y 90 cm.

En la siguiente figura se pueden observar los elementos de una escalera.

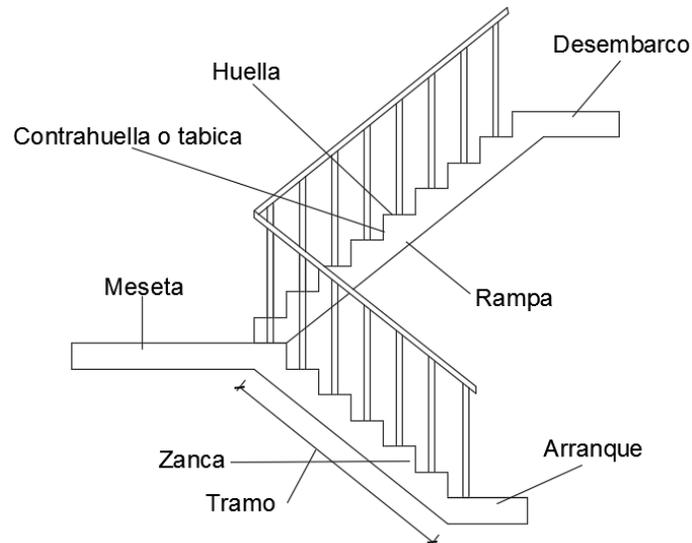


Figura 15 Partes constitutivas de una escalera

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.

2.5.5. Fundación

2.5.5.1. Zapatas aisladas

Las zapatas aisladas son losas de cimentación normalmente de concreto reforzado con dimensiones largo L y ancho B con relación L/B que no excede a 1.5. la cimentación debe soportar la carga de las columnas. En este caso cada Zapata puede ser independiente una de otra por lo que se requiere que los asentamientos diferenciales entre ellas no excedan los asentamientos totales o diferenciales permitidos. Los asentamientos diferenciales pueden reducirse seleccionando el área apropiada del contacto de la Zapata y en ocasiones usando la rigidez de la superestructura. Generalmente las zapatas aisladas se usan sólo en suelos de baja compresibilidad y en estructuras donde los asentamientos diferenciales entre columnas

pueden ser controlados por la flexibilidad de la súper estructura hoy Incluyendo los en el diseño de los nodos de la base de la estructura o articulando los nodos de manera que puedan tomar los asentamientos diferenciales y/o rotaciones sin dañar la estructura.

Por medio de análisis teóricos elásticos y observaciones se ha demostrado que la distribución de esfuerzos debajo de las zapatas cargadas simétricamente no es uniforme la distribución de esfuerzos depende del tipo de material debajo de la Zapata y de la rigidez de la Zapata misma. Para zapatas sobre material suelto y poco cohesivo las partículas del suelo tienden a desplazarse hacia los extremos quedando relativamente confinadas en el centro.

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

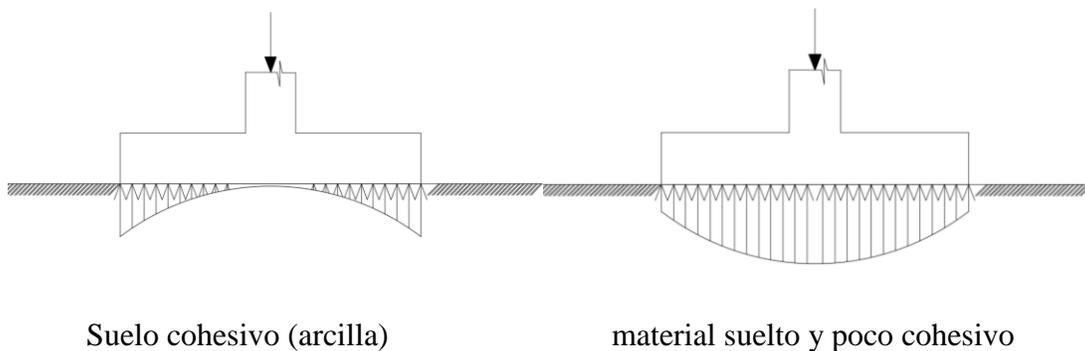


Figura 16 Distribución de zapatas en suelos cohesivos y poco cohesivos

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Braja M. Das)

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

- 1) La distribución de presiones es lineal,
- 2) la losa de la Zapata se considera rígida,
- 3) No se admiten tensiones en el terreno.

Proceso de cálculo

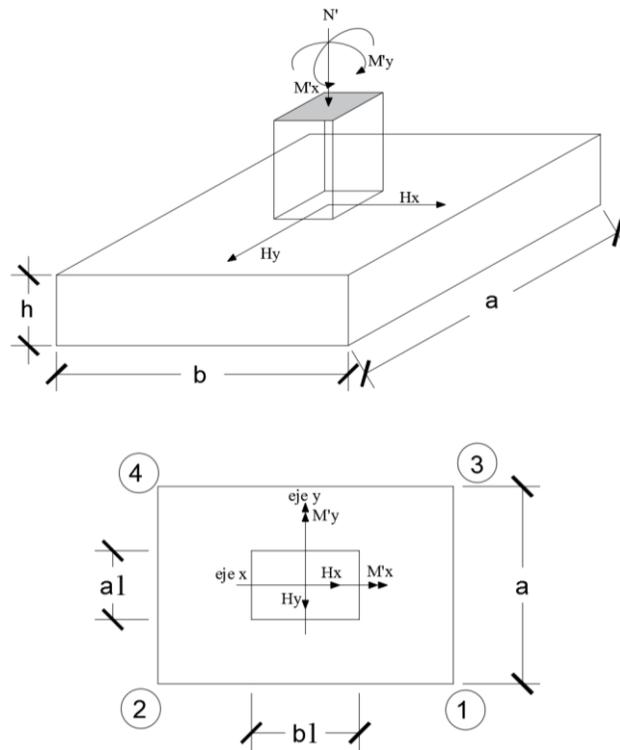


Figura 17 Solicitaciones presentes en una zapata aislada

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Braja M. Das)

Datos:

M'_x = Momento en el eje x.

M'_y = Momento en el eje y.

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

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

N' = Carga total que llega a la zapata.

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

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

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

Primeramente, se aproximamos el peso de la zapata como el 0.10 del peso total “N” que llega a la zapata, entonces el peso total “N” (carga que llega a la zapata más el peso de la zapata) es:

$$N = 1.10 N$$

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

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

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

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

$$A = a b$$

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

Escogidos los valores de “a” y “b” se calcula el esfuerzo máximo “ σ_1 ” que se presentará en la zapata dado por:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{6My}{ab^2} + \frac{6Mx}{ba^2}$$

En esta etapa hay que verificar que:

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

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

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

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

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

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:

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

Donde:

f_{cd} = kg/cm².

γ_1 = Coeficiente que normalmente vale 1,6.

$\bar{\sigma}_{adm}$ = kg/cm².

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

$$d \geq \begin{cases} \sqrt{\frac{a1 \times b1}{4} + \frac{a \times b}{2k-1}} - \frac{a1 + b1}{4} \\ \frac{2(a - a1)}{4 + k} \\ \frac{2(b - b1)}{4 + k} \\ 25 \text{ cm} \end{cases}$$

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

$$h = d + c$$

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

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

$$\text{Peso Zapata} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \times a \times b \times h = 2500 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \right) \times a \times b \times h$$

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

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

PASO 5. Cálculo de los momentos corregidos.

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

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

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

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

PASO 6. Cálculo de los esfuerzos en la zapata.

+ = Compresión
- = Tracción

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{6My}{a x b^2} + \frac{6Mx}{b x a^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{6My}{a x b^2} + \frac{6Mx}{b x a^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{N}{A} + \frac{6My}{a x b^2} - \frac{6Mx}{b x a^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{N}{A} - \frac{6My}{a x b^2} - \frac{6Mx}{b x a^2}$$

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 efectos debidos a flexocompresión están dados por las anteriores fórmulas. En esta etapa se tiene que verificar que la mayoría del área de la zapata este comprimida, para lo cual el área comprimida tiene que ser mayor que la mitad del área total. Si no cumpliría esta verificación se debe cambiar el área de la sección.

Luego se debe de verificar:

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

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

PASO 7. Cálculo del momento de diseño.

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

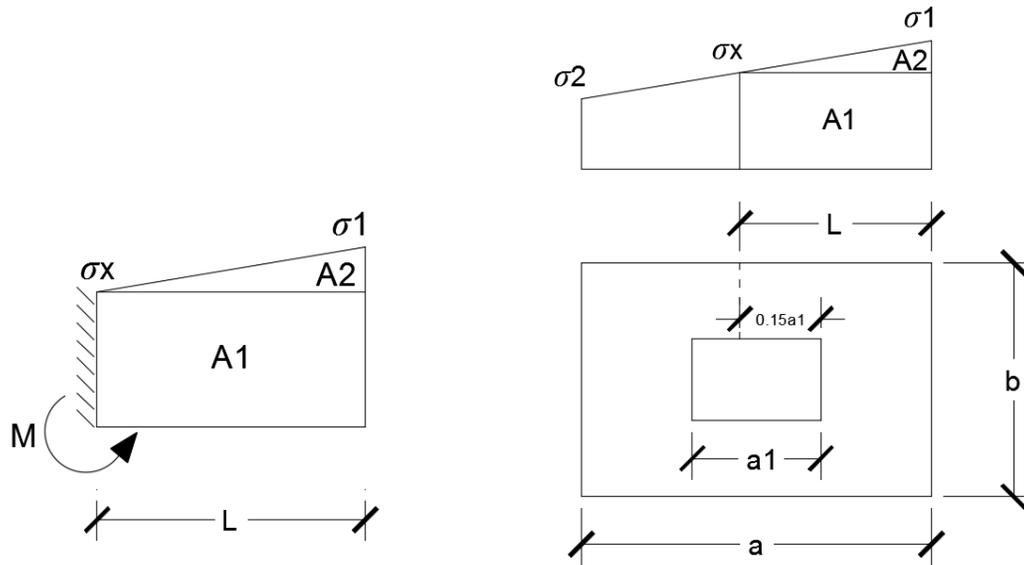


Figura 18 Momento de diseño

Fuente: *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Braja M. Das)*

De la figura 2.14 se pueden deducir las siguientes ecuaciones:

$$L = \frac{a - a1}{2} + 0.15 \times a1$$

$$\sigma_x = \sigma1 - \frac{L}{a} \times (\sigma1 - \sigma2)$$

Donde el momento viene dado por la siguiente expresión.

$$M = A1 \times D1 + A2 \times D2 = \sigma_x \times L \left(\frac{L}{2}\right) + \frac{(\sigma1 - \sigma_x)L}{2} = \frac{L^2}{3} \left(\sigma1 + \frac{\sigma_x}{2}\right) \text{ (ton.m/m).}$$

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

$$Md = 1.6 \times M b$$

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

$$\mu = \frac{Md}{bd^2 f_{cd}} < 0.2517$$

Donde:

b = 100 cm. (por metro).

d = canto útil.

f_{cd} = Resistencia de diseño del Hormigón.

M_d = Momento de diseño.

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

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

Hay que verificar que la cuantía mecánica mínima es $\omega_{\min} = 0,0015$. Con este valor se determina el área de acero por metro.

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

PASO 9. Se verifica que la zapata no se Vuelque. –

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Na}{2 \times My} \\ \frac{Nb}{2 \times Mx} \end{array} \right\} \geq \gamma = 1,5$$

PASO 10. Se verifica que la zapata no se Deslice. –

Verificación al deslizamiento

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

Para suelos arenosos sin cohesión

Para suelos cohesivos arcillosos

$$\left. \begin{array}{l} \frac{N x \tan \varphi_d}{Hx} \\ \frac{N x \tan \varphi_d}{Hy} \end{array} \right\} \geq \gamma = 1,5$$

$$\varphi_d = \frac{2}{3} \varphi$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{AC_d}{Hx} \\ \frac{AC_d}{Hy} \end{array} \right\} \geq \gamma = 1,5$$

$$C_d = \frac{2}{3} C$$

φ = ángulo de rozamiento interno

C = cohesión

$$A = a \times b$$

Donde:

A = área de la base de la zapata medianera.

$\varphi_d = (2 \times \varphi/3)$ = Valor de cálculo del Angulo de rozamiento interno.

$C_d = 0,50 \times C$ = Valor de cálculo de la cohesión.

2.6. Estrategia para la ejecución del proyecto

2.6.1. Especificaciones técnicas

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

Con el fin de regular la ejecución de las obras, expresamente el pliego de especificaciones 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.

2.6.2. Precios unitarios

Para poder estimar el presupuesto por precios unitarios es indispensable realizar los cálculos métricos, 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 costos 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 3,09 %

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
Proyecto :				
Actividad :				
Cantidad :				
Unidad :				
Moneda :				

1.- MATERIALES				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1				
2				
3				
5				
TOTAL DE MATERIALES :				

2.- MANO DE OBRA				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	TOTAL
1				
2				
Subtotal Mano de Obra :				
Cargas Sociales (% del Subtotal de Mano de Obra)(55% al 71.18%)				
Impuestos I.V.A. Mano de Obra (% de Mano de Obra + Carga Sociales)				
Subtotal Cargas Sociales e Impuestos :				
TOTAL DE MANO DE OBRA :				

3.- EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1				
Herramientas (% de Total de Mano de Obra)				
TOTAL DE EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:				

4.- GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3				
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				

5.- UTILIDAD				
UTILIDAD=% DE 1+2+3+4				
TOTAL UTILIDAD				

6.- IMPUESTOS				
IMPUESTOS IT-% DE 1+2+3+4+5				
TOTAL IMPUESTOS				
TOTAL PRECIO UNITARIO 1+2+3+4+5+6				

Planilla para el análisis de precios unitarios

2.6.3. 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:

Descripción	Unidad	Nº de veces	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	Área (m ²)	Volumen (m ³)

TOTAL							
-------	--	--	--	--	--	--	--

Planilla para el cálculo de cómputos métricos

2.6.4. 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.

2.6.5. Planificación 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 del presente proyecto se hará uso del método de la ruta crítica el cual es un modelo matemático-lógico en función a este se analiza mediante el método CPM (método determinístico).

La representación se 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. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Análisis del levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico fue proporcionado por el Municipio de Villazón, de modo que los puntos se encuentran en el anexo A.2.

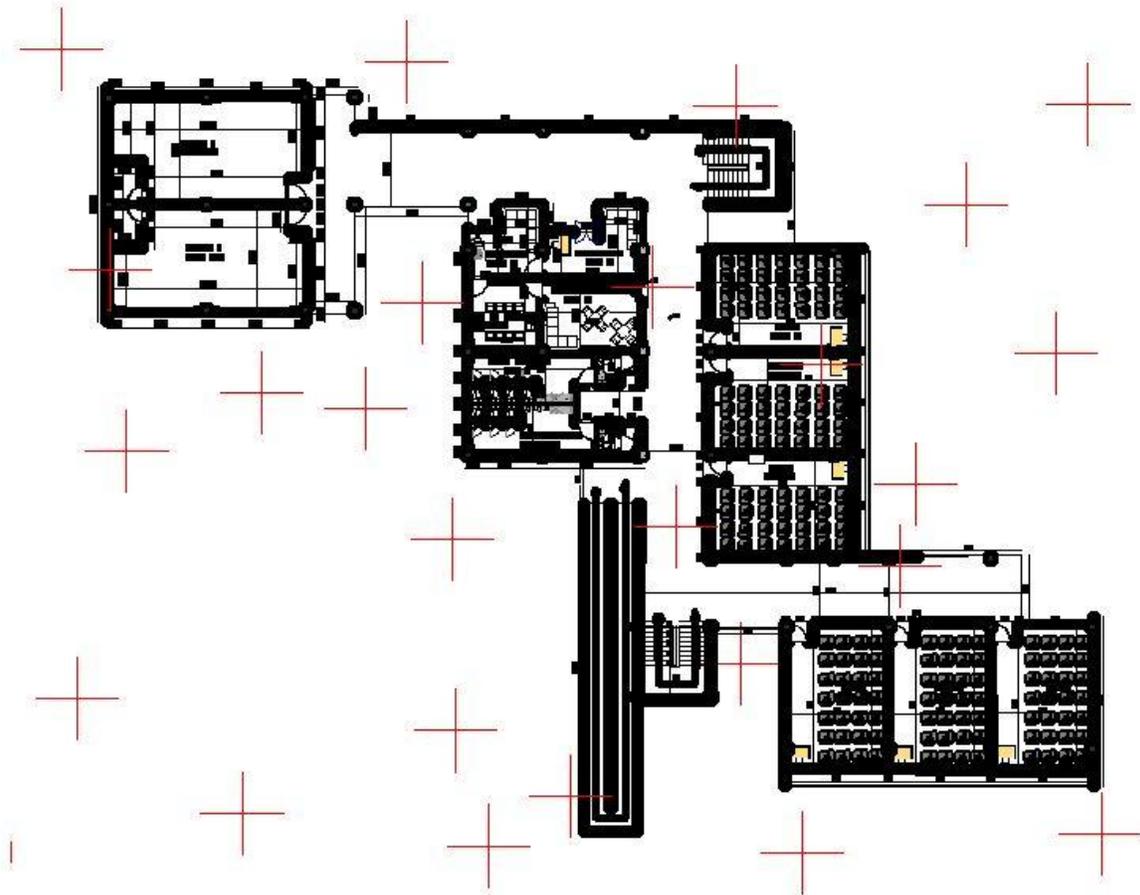


Figura 19 Curvas de Nivel Colegio "6 de Junio"

Fuente: Gobierno Municipal de Villazón

Topográficamente se considera una superficie plana por la razón de que la pendiente de dicho terreno es menor al 1%.

3.2. Análisis del 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 cinco pozos, ubicados en lugares estratégicos del terreno, con profundidades variables con dimensiones de sección 1.5 x 1.5 m (figura 3.2).

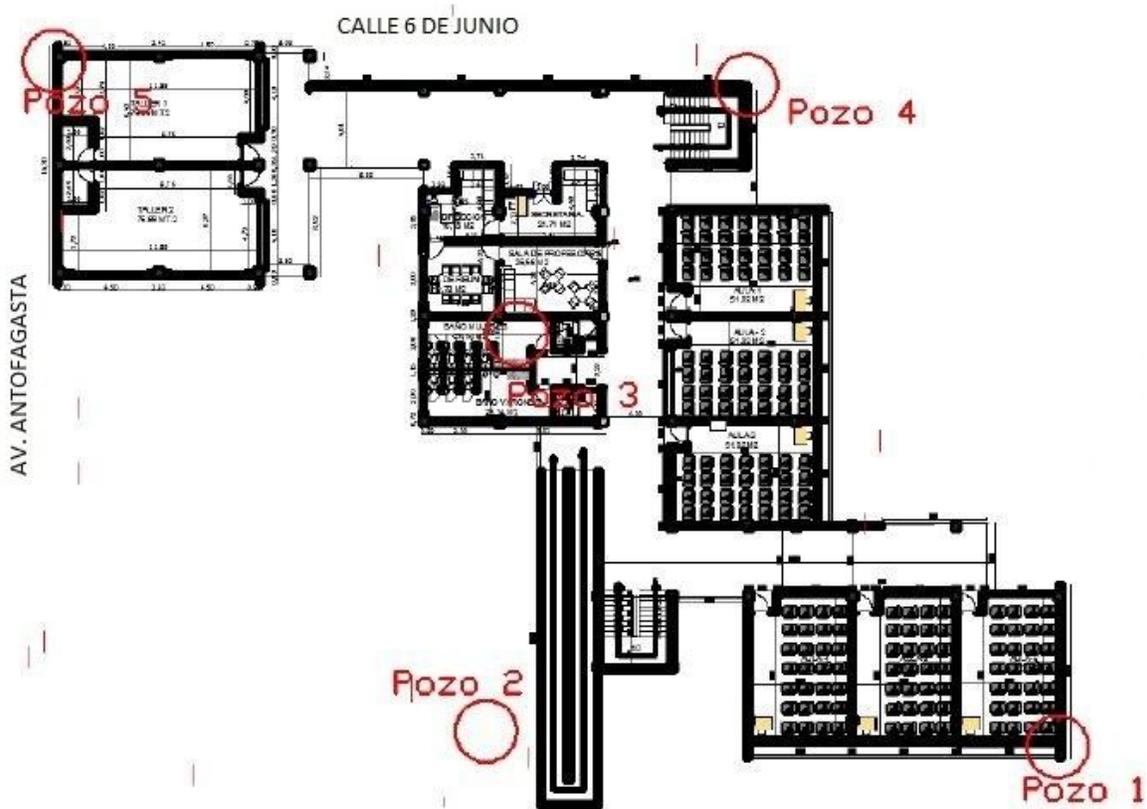


Figura 20 Ubicación de los pozos de estudio de suelos

Fuente: Gobierno municipal de Villazón

El estudio de suelos fue elaborado por la empresa consultora EOLO S.R.L. (proporcionado por el Gobierno Autónomo Municipal de Villazón), dando como resultado lo que se indica a continuación Ver anexo A-3.

Tabla 3-1 Características del suelo

N° de pozo	Profundidad	Tipo de suelo	Resistencia Admisible
1	2 m.	Suelo granular areno limoso con escasa gravilla, con poca plasticidad A-2-4 (0)	2.55 kg/cm ²
2	2.1 m.	Suelo granular areno limoso con escasa gravilla poca plasticidad A-2-4 (0)	2.95 kg/cm ²
3	2.5 m.	Suelo areno limoso textura intermedia con poca plasticidad A-2-4 (0)	1.85 kg/cm ²
4	2 m.	Suelo granular areno limoso con escasa gravilla de poca plasticidad A-2-4 (0)	2.00 kg/cm ²
5	1.75 m.	Suelo granular areno limoso con escasa gravilla, seco de poca plasticidad A-2-4 (0)	3.00 kg/cm ²

Fuente: Gobierno Municipal de Villazón

Para el presente proyecto se tomará como medida de seguridad la resistencia más desfavorable, como resultado se tiene el pozo Nro. 3, siendo éste un suelo arcilloso A-2-4(0), con una capacidad portante de 1.85 kg/cm^2 .

Con la información Proporcionada del suelo en estudio se elaboró el siguiente perfil estratigráfico del suelo.

Profundidad	Tipo de suelo	Capacidad portante
-------------	---------------	--------------------

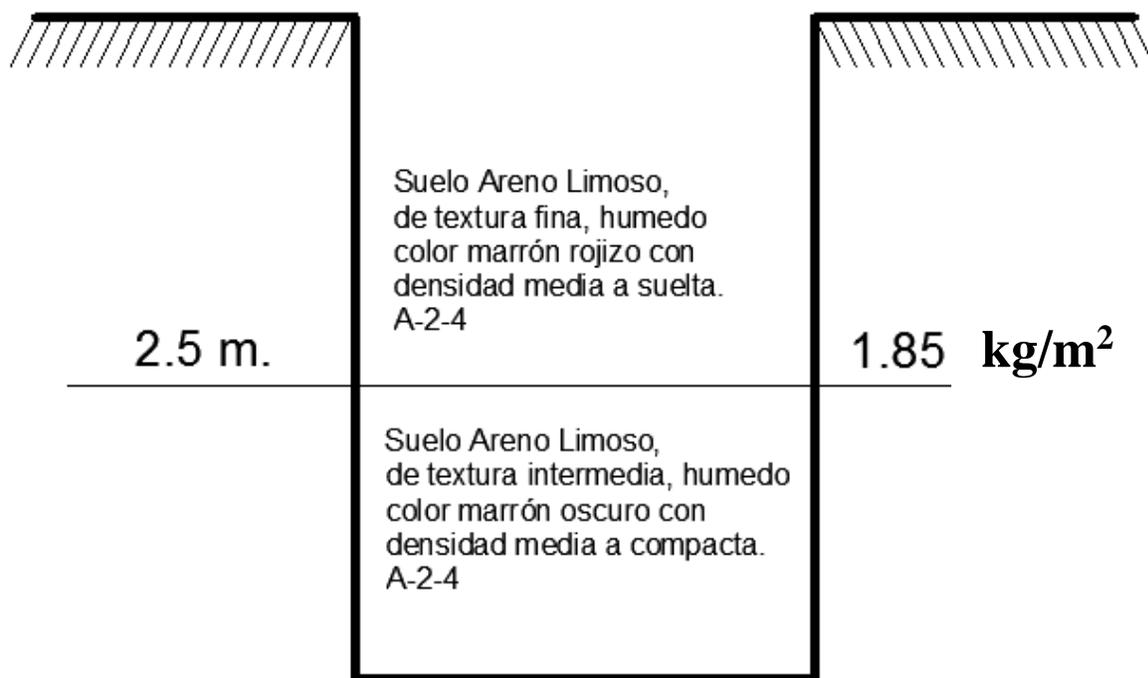


Figura 21 Perfil estratigráfico del pozo N°3
Fuente: Gobierno Municipal de Villazón

Descripción del suelo obtenido en el pozo N°3

- Tipo de suelo: suelo Arcilloso A-2-4(0), según la clasificación A.A.S.T.H.O.
- Capacidad portante del suelo: 1.85 kg/cm^2 .
- Profundidad del pozo: 2,5 m

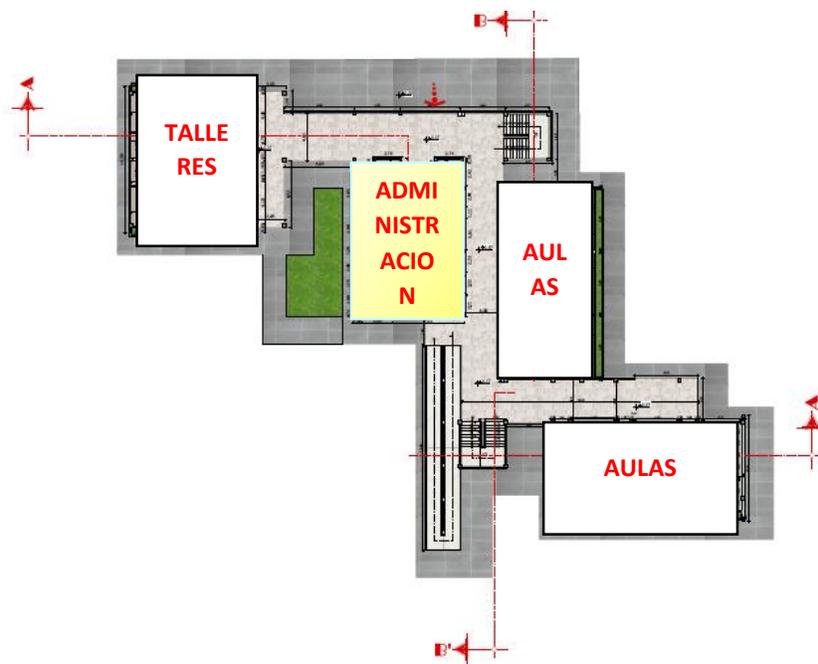
3.3. Análisis del diseño arquitectónico

El presente estudio asume la alternativa de Proyecto “Construcción Unidad Educativa “6 de Junio” y un área construida de 3.437,42 m², en el entendido de su estructura se realizó la organización de los diferentes Módulos que son talleres e administración y, aulas, considerando el entorno inmediato existente, presentando una forma clara para el usuario de este equipamiento brindando las condiciones necesarias y el confort adecuado para la realización de las diferentes actividades.

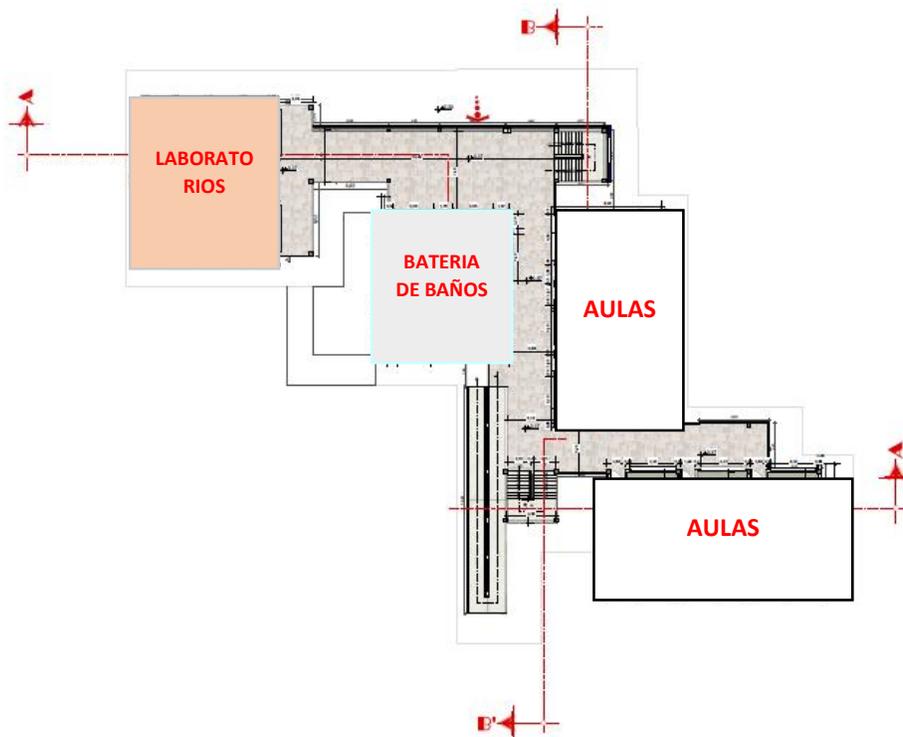
En el Modulo talleres e administración que se encuentra al lado izquierdo de la fachada de la estructura; lo cual comprende talleres, laboratorios, administración, Baños, rampa para discapacitados y consta de dos plantas: planta baja y primer piso.

En el módulo de aulas se encuentra como el lado frontal de la fachada; tiene como tal 12 aulas, escaleras y consta de tres plantas: planta baja primer piso, segundo piso.

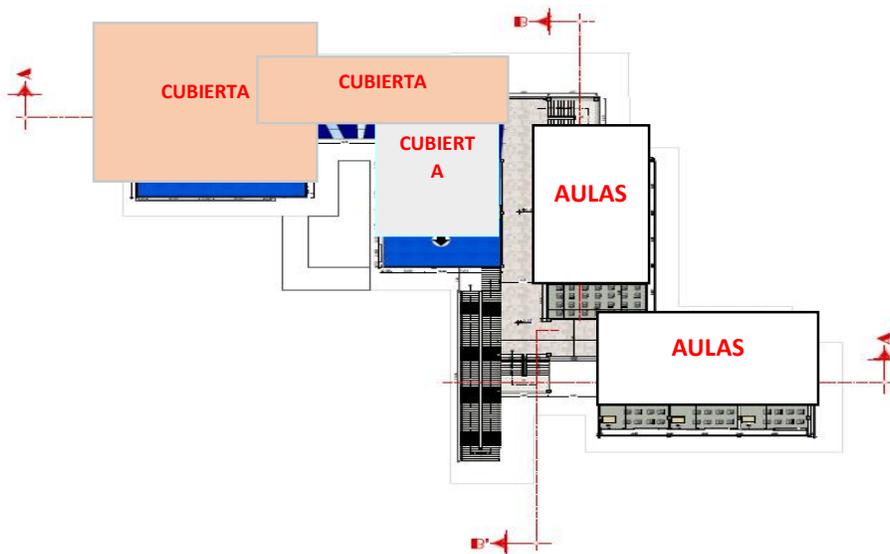
El plano arquitectónico fue proporcionado por el Gobierno Autónomo Municipal de Villazón y se encuentra en el ANEXO A-9.



*Figura 22 Planta baja.
Fuente: Gobierno Municipal de Villazón*



*Figura 23 Primer piso.
Fuente: Gobierno Municipal de Villazón.*



*Figura 24 Segundo piso.
Fuente: Gobierno Municipal de Villazón*



Figura 25 Fachada del Colegio "6 de Junio"
Fuente: Gobierno Municipal de Villazón.

3.4. Planteamiento estructural

3.4.1. Estructura de la edificación

Se realizará el diseño estructural de toda la infraestructura, teniendo en cuenta todos sus elementos estructurales como se planteó en el alcance del proyecto, cubierta de losa alivianada, estructura aporricada de H°A°. Donde se tendrá en cuenta ambos módulos que son: módulo 1 de talleres y módulo 2 de aulas.

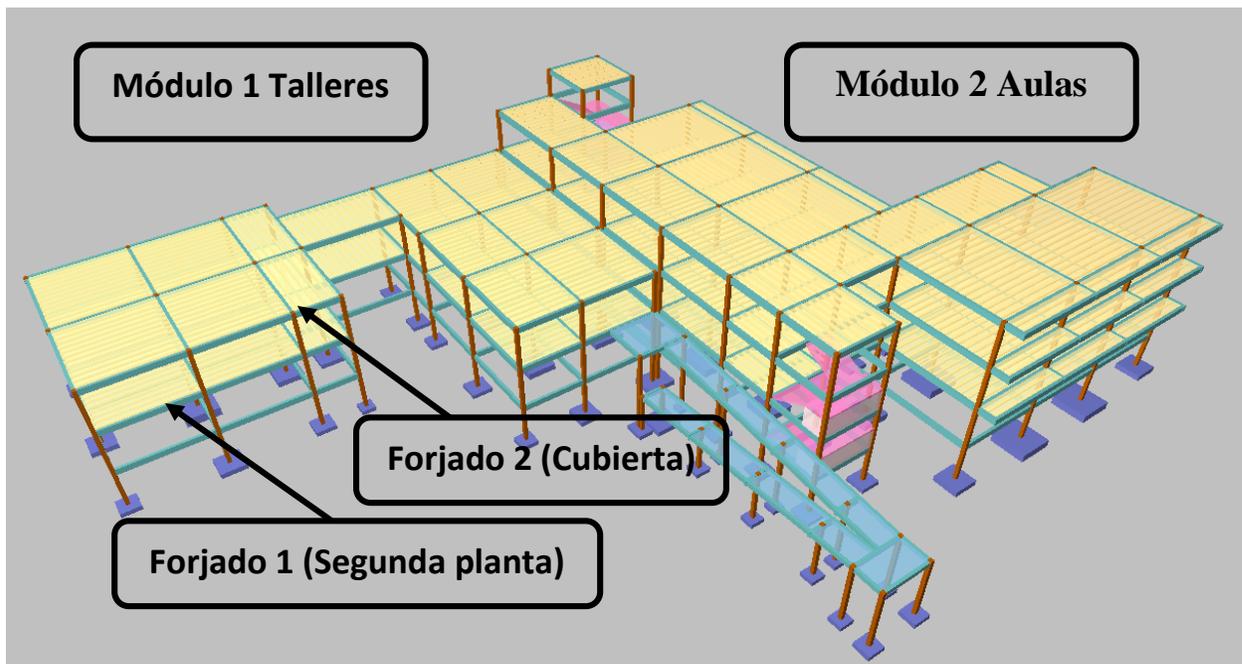


Figura 26 Estructura de la Edificación.

Fuente: Elaboración Propia

3.4.2. Estructura complementaria

Se realizará como elemento complementario el diseño de escaleras de dos tramos.

3.4.3. Fundación

Se realizará zapatas aisladas centradas con canto constante de hormigón armado

3.5. Análisis, cálculo y diseño estructural (análisis de carga-resultados)

Para el análisis, cálculo y diseño estructural se empleará el paquete computarizado CYPECAD en su versión 2014, en el Anexo A-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.

3.5.1. Diseño de la junta de dilatación

La separación entre juntas de dilatación está en función de las condiciones meteorológicas del sitio donde será emplazada la obra. Los valores de temperaturas serán obtenidos de la plataforma SISMET-SENAMHI.

Temperatura que, como término medio, es excedida solamente el 1% del tiempo en los meses de verano es $31.77\text{ }^{\circ}\text{C}$ ver tabla N°8 anexo A-3

Temperatura media de la zona donde será emplazada la obra es de $15.03\text{ }^{\circ}\text{C}$ ver tabla N°9 anexo A-3.

La norma nos indica que en regiones secas y con poca variación de temperatura (Superior a $10\text{ }^{\circ}\text{C}$), las construcciones no deben superar los 25 m.

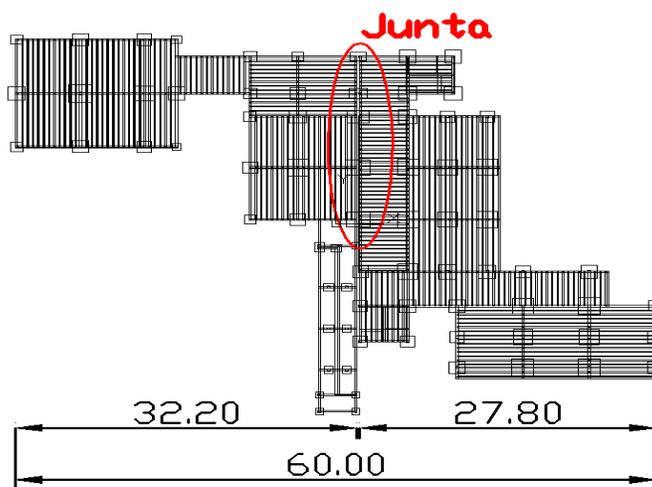


Figura 27 Junta de dilatación.

Fuente: Elaboración propia

Debido a que la estructura mide 60 m. se debe separar la estructura con una junta de dilatación.

Se escogió este lugar porque está aproximada en la parte central de la estructura y no afecta al diseño estructural.

Método empírico:

$$T_m = 31.77 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$T_s = 15.03 \text{ }^\circ\text{C}$$

Se calcula la variación de temperatura.

$$\Delta_T = T_s - T_m = 16.74 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\Delta_T = 31.77 - 15.03 = 16.74 \text{ }^\circ\text{C}$$

En la siguiente expresión se debe tomar L el valor medio de las dos distancias entre junta.

En este caso es $L = 30 \text{ m}$.

$$C_t = \Delta_T \times L \times 1.1 \times 10^{-5}$$

$$C_t = 16.74 \times 30 \times 1.1 \times 10^{-5} = 0.0055$$

Ancho de juntas ($k_1 = 1.4$ para edificios sin calefacción y sin aire acondicionado).

$$\alpha = k_1 \times C_t$$

$$a = 1.4 \times 0.0055 = 0.0077 \text{ m} = 7.7 \text{ mm}$$

Se adopta como valor mínimo por norma

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

3.5.2. Cargas consideradas sobre la estructura

Se determinan dos tipos de cargas:

a) Cargas Permanentes

En el cual se presentan:

- Peso Propio del forjado.
- Peso del sobrepiso y acabados.
- Peso de muros más revoques.
- Peso de Barandado.
- Peso de escaleras.

b) Cargas Accidentales

- Sobre carga en la losa alivianada.
- Sobrecarga de la baranda.
- Carga de viento.
- Carga de sismo.

a) Cargas permanentes

Se optará por una losa alivianada de viguetas de hormigón pretensado con complemento de plastoformo por ser una opción conveniente en el aspecto económico y técnico.

El programa CYPECAD 2014 introduce automáticamente el peso que corresponde a la geometría de la estructura, por lo tanto, se necesita calcular el peso debido al revestimiento cerámico, instalaciones, sobre piso para el cerámico y cielo falso para introducirlos en dicho programa.

- **Peso del sobre piso y acabados forjado 1 (Segunda Planta)**

1. Carpeta de nivelación de hormigón

$$h = 3 \text{ cm}$$

$$\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$$

Peso carpeta de nivelación = **72 kg/m²**

2. Mortero para cerámico

$$h = 1.0 \text{ cm}$$

$$\gamma = 1500 \text{ kg/m}^3$$

Peso Mortero cerámico = **15 kg/m²**

3. El peso del revestimiento cerámico

$$h = 1 \text{ cm}$$

$$\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$$

Peso Cerámico = 1800 Kg/m³. 0,01m = **18 kg/m²**

4. Peso Cielo raso

$$h = 2 \text{ cm}$$

$$\gamma = 1200 \text{ kg/m}^3$$

Peso cielo raso = **24 kg/m²**

Al programa se introduce la siguiente carga:

$$CM = 72 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 15 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 18 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 24 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 129 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Por seguridad se adopta: → **CM=130 kg/m²**

Este valor de carga de sobrepisos y acabados se adjunta a la carga muerta que ya se toma en cuenta en la carga de la losa alivianada.

• **Peso del sobre piso y acabados forjado 2 (Cubierta)**

Carpeta de nivelación para drenaje 2%

$$h = 7 \text{ cm}$$

$$\bar{h} = 3.5 \text{ cm}$$

$$\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$$

Peso de drenaje = **84 kg/m²**

1. Peso Cielo Razo

$$h = 2 \text{ cm}$$

$$\gamma = 1200 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Peso cielo Razo} = 24 \text{ kg/m}^2$$

Al programa se introduce la siguiente carga:

$$CM = 84 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 24 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 108 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Por seguridad se adopta: $\rightarrow CM=110 \text{ kg/m}^2$

Este valor de carga de sobrepisos y acabados se adjunta a la carga muerta que ya se toma en cuenta en la carga de la losa alivianada.

- **Peso propio de vigas**

El programa CYPECAD 2014 calcula el peso propio de las vigas:

$$Pp.vigas = b \times h \times \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$$

Donde:

b = Base de la viga (en el proyecto 20-25 cm)

h = Altura de la viga (variable)

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2500 \text{ kg/m}^3$$

- **Peso de muros más revoques**

El espesor de las paredes es de 20 cm, lo que implica el ladrillo en posición de 18 cm con revoque exterior e interior de 1cm.

$$P = e * \gamma$$

Donde:

P = Carga del material

e = Espesor del material

γ = Peso específico del material

Suponiendo Junta vertical: 1cm

Junta horizontal 2 cm

Número de ladrillos en 1 m² de muro = $4 \times 7.14 = 28.56$ pzas/m²

Volumen de mortero en 1m² de muro = $(100 \times 100 \times 18) - (12 \times 18 \times 24) \times 28.56 = 0.0320$
m³ de mortero

INSUMOS

Ladrillos $28.56 \text{ pzas/m}^2 \times 4.5 \text{ kg/pza} = 128.52 \text{ kg/m}^2$

Mortero $0.0320 \text{ m}^3 \times 2100 \text{ kg/m}^3 = 67.2 \text{ kg/m}^2$

Revoque externo (mortero) $0.010 \text{ m} \times 2100 \text{ kg/m}^3 = 21 \text{ kg/m}^2$

Revoque interno (yeso) $0.010 \text{ m} \times 1200 \text{ kg/m}^3 = 12 \text{ kg/m}^2$

Total = $128.52 + 67.2 + 21 + 12 = 228.72 \text{ kg/m}^2$

Se adopta un peso de muro = **229 kg/m²**

Se debe tomar en cuenta la altura equivalente de los muros porque existen las ventanas y puertas representan vacíos que deben ser tomados en cuenta, la altura equivalente de los muros se calcula con la siguiente expresión:

$$H = Hr - \sum \frac{Av}{L}$$

Donde:

H = Altura equivalente del muro (m)

H_r = Altura real del muro (m)

L = Longitud del muro (m)

A_v = Área de vacíos (puertas y ventanas) (m^2)

$$P.muro = 230(kg / m^2) \times H$$

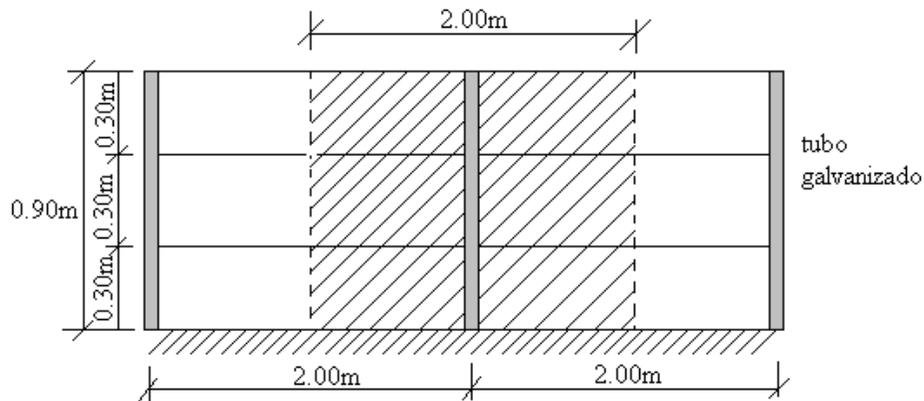
Para el cálculo estructural de la Unidad Educativa 6 de junio se calculó el peso de muro a favor de la seguridad sin descontar los vacíos de las ventanas y puertas por lo que la carga del muro será:

$$P. muro = 230 \times (3 - 0.20) = \mathbf{644 \text{ kg/m}}$$

- **Carga de la baranda del balcón**

Pasamanos de tubo galvanizado

- Diámetro externo 2 pulg= 5.08 cm. (d_1)
- Diámetro interno 1.6 pulg= 4.06 cm. (d_2)
- Espesor 1 cm
- Peso específico 7800 Kg/ m^3
- Altura del pasamanos 0.9 m.



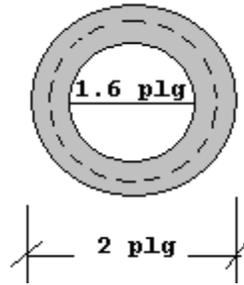


Figura 28 Detalle de barandado de tubo galvanizado

Fuente: Evaluación analítica de barandillas de seguridad de tubo de acero según las normas EN 13374 y OSHA 1926 .502

$$\text{Área externa} = \frac{\pi * d1^2}{4} = 19.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área interna} = \frac{\pi * d2^2}{4} = 12.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área total} = \text{Área externa} - \text{Área interna}$$

$$\text{Área total} = 19.63 \text{ cm}^2 - 12.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área total} = 7.06 \text{ cm}^2$$

- Carga de los tubos horizontales de la baranda (q1)

$$q1 = \text{Área total} \times \text{Longitud de influencia} \times \gamma_{galvanizado} \times N^{\circ} \text{ de barras}$$

$$q1 = 7.06 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \times 2 \text{ m} \times 7800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 3$$

$$q1 = 33.04 \text{ kg}$$

- Carga de los tubos verticales de la baranda (q2)

$$q2 = \text{Área total} \times \text{Altura de la barra} \times \gamma_{galvanizado}$$

$$q_2 = 7.06 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \times 0.90 \text{ m} \times 7800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 4.96 \text{ kg}$$

- Carga total del barandado

$$Q_t = q_1 + q_2$$

$$Q_t = 33.04 \text{ Kg} + 4.96 \text{ Kg} = 38 \text{ kg}$$

- Carga del barandado en una longitud de influencia de 2 m

$$\text{Como } Q_t = \frac{38}{2} = 19 \text{ kg/m}$$

- carga del barandado se tomará:

$$Q_t \text{ barandado} = 20 \text{ kg/m}$$

- **Peso de escaleras**

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 meseta de media vuelta

Datos:

Altura a salvar = 3.00 m

CH = Contrahuella tipo 15 cm

- **Nº de escalones:** $3.0 / \text{CH tipo} = 300 \text{ cm} / 15 \text{ cm} = 20.$

- **Contrahuella:** $300 / 20 = 15 \text{ cm}$, esta medida es aceptable

- **Huella adecuada:** 30 cm

Medida disponible 270 cm

Longitud de la huella = $270/9 = 30$ cm

Escalera = 20 escalones
 Contrahuella = 0.150 m
 Huella = 0.30 m
 Escalera de dos tramos rectos

- **Canto de la losa**

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

Donde:

h= Canto o espesor de losa de la escalera.

a= Longitud inclinada del tramo de la escalera.

$$h = \frac{300}{30} = 10 \text{ cm}$$

Se asumirá 15 cm.

- **Cargas que actúan sobre la escalera**

$$\text{Sobrepiso} = 130 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo realizado en cargas permanentes peso sobrepiso y acabados forjado 1.

b) Cargas Accidentales

• **Sobrecarga en la losa aliviada:**

Para determinar la carga viva en la losa se tienen sugerencias de la Norma MV 101-1962 (Ver anexo A-1 Tabla 5).

De acuerdo a la normativa MV 101-1962 Capítulo 3 – Sobrecargas de Uso, en las aulas se tiene como sobre carga de uno 300 kg/m^2 y en las escaleras y accesos 400 kg/m^2 . Donde los valores dados en dicha tabla ya consideran coeficientes de impacto.

- **Sobrecarga producida al Barandado:**

La altura del pasamanos superior debe llegar a 0.9, ver la siguiente figura.

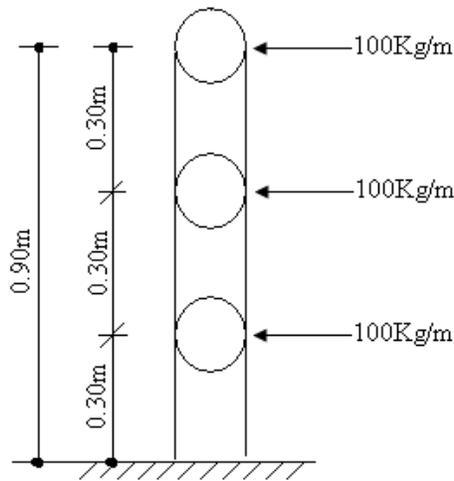


Figura 29 Carga viva horizontal producida al barandado

Fuente: Evaluación analítica de barandillas de seguridad de tubo de acero según las normas EN 13374 y OSHA 1926 .502

$$Q \text{ viva} = 100 \text{ kg/m.}$$

- **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.

Si el viento tiene una velocidad v (m/s), este producirá una presión dinámica q (N/m^2), en los puntos donde su velocidad se anula, igual a:

$$q_z = 0.613 \times K_z \times K_{zT} \times K_d \times V^2 \times I = \left(\frac{N}{m^2} \right)$$

Donde:

q_z = La presión dinámica efectiva que se debe usar en las expresiones apropiadas para evaluar las presiones de viento.

$K_z = 0.7$ (El coeficiente de exposición a la presión dinámica que refleja al cambio de velocidad del viento con la altura y rugosidad del terreno, según la tabla N°11 anexo A-1)

$K_{zT} = 1$ (El factor topográfico que contempla la aceleración del viento sobre colinas o escapada).

$K_d = 0.85$ (EL factor de direcciones del viento).

V = Velocidad básica del viento.

$I = 1$ (Factor de importancia, que ajusta la velocidad asociada con la probabilidad anual. Ver tabla 13 anexo A-1).

Obtenida la carga de viento, esta deberá ser distribuida como carga puntual en los nudos de la estructura, para realizar esto las cargas deben ser multiplicadas por sus áreas de aporte según la figura 30

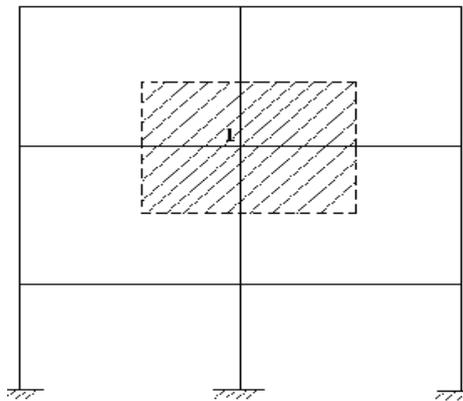


Figura 30 Distribución de la carga de viento
Fuente: Elaboración propia

De tal manera que la carga de viento en un nudo este dada por:

$$F = q_z \times C_f \times G_f \times A_f$$

Donde:

$G_f = 0.85$ para estructuras rígidas según norma SIRSOC 102-2005 (Factor de ráfaga)

C_f = Coeficientes de fuerza ver tabla N°12 de anexo A-1

A_f = Área de fluencia.

Para la introducción de datos en el programa CYPECAD versión 2014 se utiliza:

- Debido a la falta de normativa de viento en nuestro país, en el CYPECAD 2014 se optará usar la normativa CIRSOC 12-205 con el método simplificado que es la normativa argentina vigente en su país y está próximo a lugar de emplazamiento de dicho proyecto.
- De acuerdo a la ubicación del proyecto, según los datos proporcionados por SISMET plataforma virtual que proporciona para poder obtener las velocidades máximas dentro de los años de registros (Ver anexo A-1. Tabla N°10) la velocidad máxima de Villazón es 20,4 m/s.
- Velocidad máxima del viento de la capital del departamento de Potosí es 30,2 m/s.

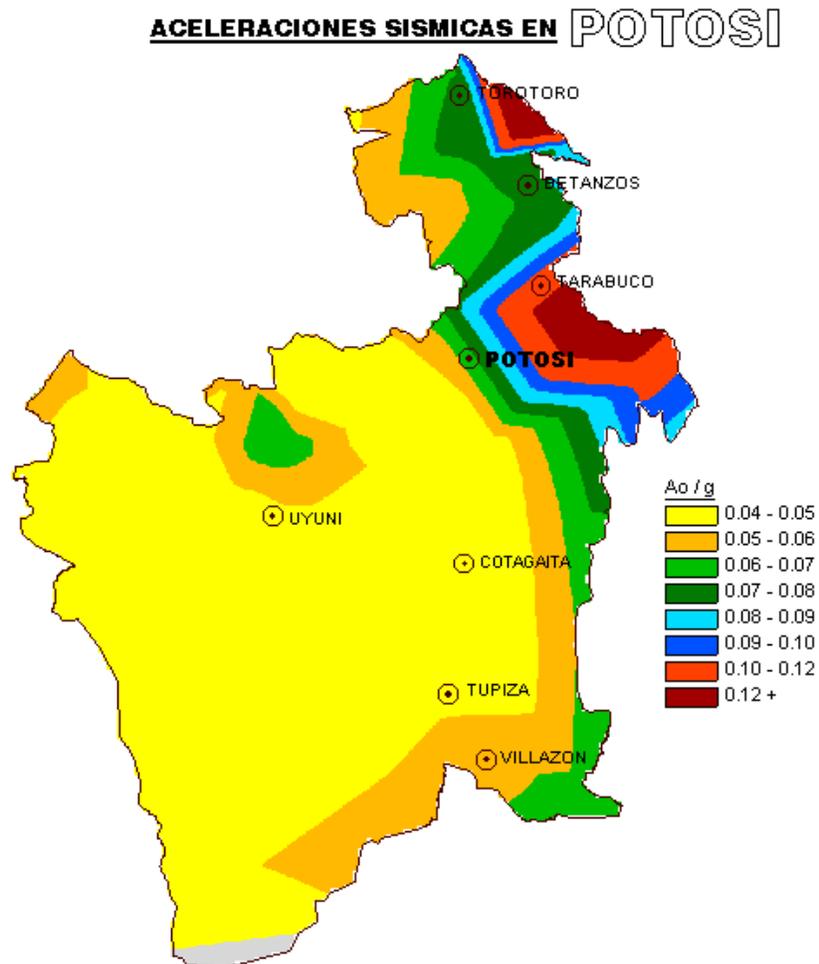
Tabla 3-2 Velocidades básicas del viento en Bolivia

CIUDAD	V(m/seg)
COCHABAMBA	44,30
LA PAZ	29,50
ORURO	29,40
POTOSI	30,20
SANTA CRUZ	42,60
SUCRE	32,40
TARIJA	24,00
TRINIDA	40,00
COBIJA	26,50

Fuente: Guía Boliviana de Vientos

- Carga de sismo:

Tabla 3-3 Aceleración sísmicas en Tarija



Fuente: Norma Boliviana del Sismo

- Zona 1° <VI No es necesario hacer un estudio sísmico, a no ser que se trata de edificios nucleares o radioactivos.
- Zona 2° >VI < VIII Estudio sísmico necesario para obras importantes, como ser edificios nucleares radiactivos, arsenales y almacenes, aeropuertos, presas, depósitos de agua, cuarteles de bomberos.
- Zona 3° >= VIII Se recomienda hacer el estudio sísmico de todo tipo de edificios para mayor seguridad.

Nota: Debido a que el proyecto se encuentra ubicado en una zona 3 (Potosí), más aun Villazón se encuentra en la zona 2 así que no es necesario considerar cargas generadas por sismos porque la Unidad Educativa 6 de Junio tiene solamente 3 plantas y además no es una estructura similar a las citadas como obras importantes que acreditan un estudio sísmico para la zona 2°.

3.5.3. Estructura de sustentación cubierta

3.5.3.1. Diseño de 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 0.50 m.

El material utilizado para la cubierta será con complemento de plastroformo 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 de ϕ 6 cada 25 cm para controlar la fisuración.

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

La ubicación de las viguetas pretensadas se lo hará como muestra la figura 32 en donde se ve claramente la disposición de las viguetas.

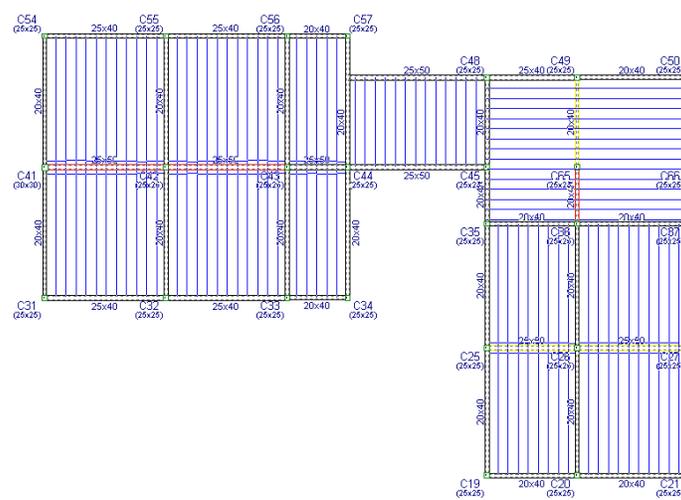


Figura 32 Cubierta Modulo Talleres y Laboratorios.
Fuente: Elaboración propia.

Limite elástico característico del acero.

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

Propiedades geométricas de los materiales:

- **Dimensión del plastroformo**

20 x 47 x 100 (Según la guía de productos CONCRETEC).

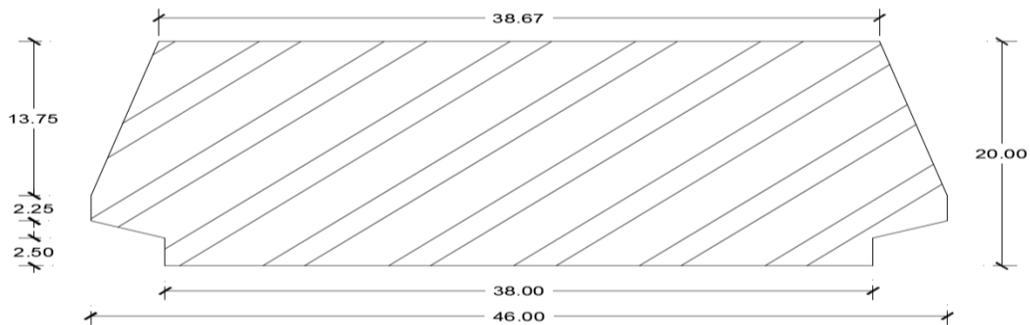


Figura 34 Características geométricas del plastroformo

Fuente: Ficha técnica de plastroformo CONCRETEC

- **Dimensión de las viguetas pretensadas**

(Según la guía de productos de CONCRETEC)

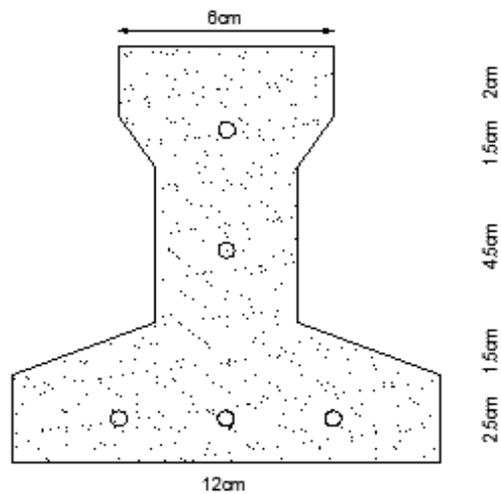


Figura 35 Dimensiones de viga

Fuente: Ficha técnica de viguetas CONCRETEC.

- **Determinación del canto del paquete estructural**

Según la normativa (CBH-87 sección 9.9.10.4.3.b relación canto/luz Pag-198), propone que el canto mínimo para forjados unidireccionales de viguetas pretensadas es:

$$h = \frac{l}{28} = \frac{605 \text{ cm}}{28} = 21.61 \text{ cm}$$

Se asumirá por tanto como altura del paquete estructural 25 cm uniformizándose esta altura para todos los forjados. En la cual el espesor de la capa de compresión será de “ $h_o = 5 \text{ cm}$ ”.

- **Determinación de la armadura de reparto**

Según la normativa (CBH-87 sección 9.9.10.4.3. Condiciones que debe cumplir los forjados Pag-195) propone, que la armadura de reparto se determina con la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{50 \times h_o}{f_{sd}} = \frac{50 \times 5 \text{ cm}}{4347.83 \text{ Kg/cm}^2} = 0.058 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Con: } f_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ kg/cm}^2}{1.15} = 4347.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se empleará una malla electro soldada de diámetro igual a 6 mm donde los alambres estarán separados cada 25 cm ($A_s=1.13 \text{ cm}^2/\text{m}$), para controlar la fisuración.

- **Losa superior de hormigón armado**

La losa será de hormigón con una altura de 5 cm y con una armadura de reparto para controlar las fisuras de $\phi 6$ espaciadas cada 25 cm.

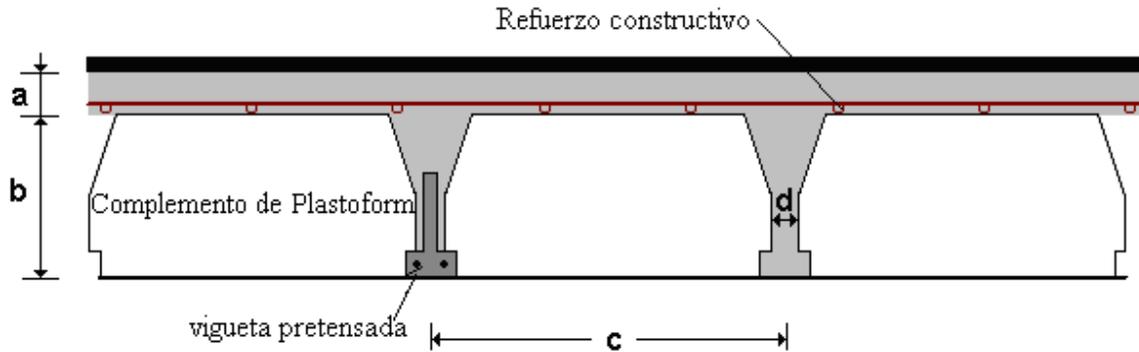


Figura 36 Geometría de la losa alivianada

Fuente: Ficha técnica de viguetas CONCRETEC

a = 5 cm

b = 20 cm

c = 50 cm

- **Acciones de carga considerado sobre la losa alivianada**

Resumen de cargas consideradas sobre la losa alivianada (Del apartado 3.6.1 del presente proyecto):

Peso por entre piso = 110 kg/m^2

Peso propio de la losa = 250 kg/m^2

Sobrecarga viva = 300 kg/m^2

Luz de cálculo de las viguetas pretensadas: $L = 6.05 \text{ m}$

Separación entre viguetas = 50 cm

3.5.3.2. Verificación de la vigueta pretensada

Esta verificación se realizará empleando la normativa ACI 318-2005 (American Concrete Institute) empleando el método ASD (Allowable Stress Design - Método de los esfuerzos admisibles), dado que la normativa CBH-87 no contempla elementos de hormigón pretensado.

Propiedades de los materiales:

Resistencia característica del hormigón a compresión “ $f_c=350 \text{ kg/cm}^2$ ”

Resistencia del hormigón a compresión en el momento del presfuerzo “ $f_{ci}=245 \text{ kg/cm}^2$ ”

Resistencia característica a tracción del acero de presfuerzo “ $f_{pu}=18000 \text{ kg/cm}^2$ ”

Luz de la vigueta “ $L=6,05 \text{ m}$ ”

Se debe hacer la verificación para 2 estadios de diseño, los cuales son los siguientes:

1) Estadio 2 (Tiempo cero $t=0$)

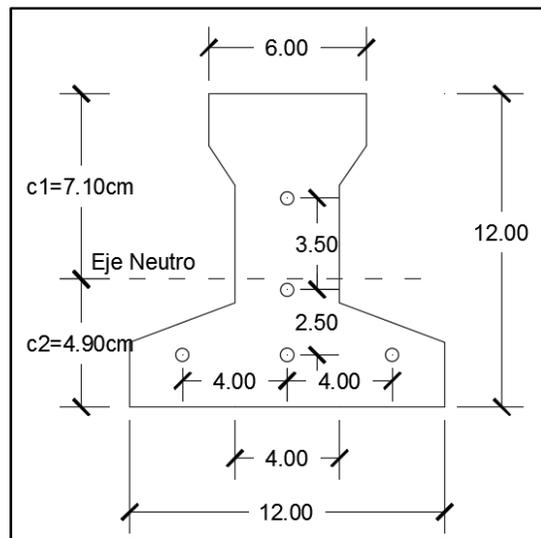


Figura 37 Sección transversal de la vigueta

Fuente: Elaboración Propia

- Propiedades geométricas.

Área “ $A_o: 79.50 \text{ cm}^2$ ”

Inercia “ $I_o: 1115.46 \text{ cm}^4$ ”

Brazo mecánico inferior “ $c_{20}: 4.90 \text{ cm}$ ”

Brazo mecánico superior “ c_{10} : 7.10 cm”

Excentricidad “ e_0 = 1.20 cm”

- Esfuerzos adecuados.

Esfuerzo admisible a la tracción en tiempo cero.

$$f_{ti} = 0.80 \times \sqrt{f'_{ci}} = 0.80 \times \sqrt{245 \frac{kg}{cm^2}} = 12.52 \frac{kg}{cm^2}$$

Esfuerzo admisible a la compresión en tiempo cero.

$$f_{ci} = 0.60 \times f'_{ci} = 0.60 \times 245 \frac{kg}{cm^2} = 147 \frac{kg}{cm^2}$$

- Momentos actuantes.

Momento de peso propio

$$o = \gamma c \times A = 2400 \frac{kg}{m^3} \times 0.00795 m^2 = 19.08 kg/m$$

$$M_o = \frac{q_o \times L^2}{8} = \frac{19.08 \frac{kg}{m} \times (6.05m)^2}{8} = 87.297 kg \times m = 8729.70 kg \times cm$$

La fuerza de pretensado viene dada por:

El esfuerzo en el acero de presfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión es:

$$“f_{ps} = 0.74 \times f_{pu} = 0.74 \times 18000 kg/cm^2” = 13320 kg/cm^2$$

El área del acero de pretensado es:

$$A_{ps} = n \times A_{\phi 4} = 5 \times \frac{\pi \times (0.4cm)^2}{4} = 0.63 cm^2$$

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

$$P_o = f_{ps} \times A_{ps} \times 0.9 = 13320 \frac{kg}{cm^2} \times 0.63cm^2 \times 0.9 = 7552.44 kg$$

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

$$P_f = f_{ps} \times A_{ps} \times 0.8 = 13320 \frac{kg}{cm^2} \times 0.63cm^2 \times 0.8 = 6713.28 kg$$

Verificación de esfuerzos para la fibra traccionada:

$$-\frac{M_o \times c_{10}}{I_o} + \frac{P_o \times e_o \times c_{10}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \leq f_{ti}$$

$$\frac{-8729.70 \times 7.10}{1115.46} + \frac{7552.44 \times 1.20 \times 7.10}{1115.46} - \frac{7552.44}{79.50} \leq 12.52 \frac{kg}{cm^2}$$

$$-92.88 \frac{kg}{cm^2} \leq 12.52 \frac{kg}{cm^2} \text{ (ok)}$$

Para la fibra comprimida tenemos:

$$+\frac{M_o \times c_{20}}{I_o} - \frac{P_o \times e_o \times c_{20}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \geq f_{ci}$$

$$\frac{8729.70 \times 4.90}{1115.46} - \frac{7552.44 \times 1.20 \times 4.90}{1115.46} - \frac{7552.44}{79.50} \geq -147 \frac{kg}{cm^2}$$

$$-96.46 \frac{kg}{cm^2} \geq -147 \frac{kg}{cm^2} \text{ (ok)}$$

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

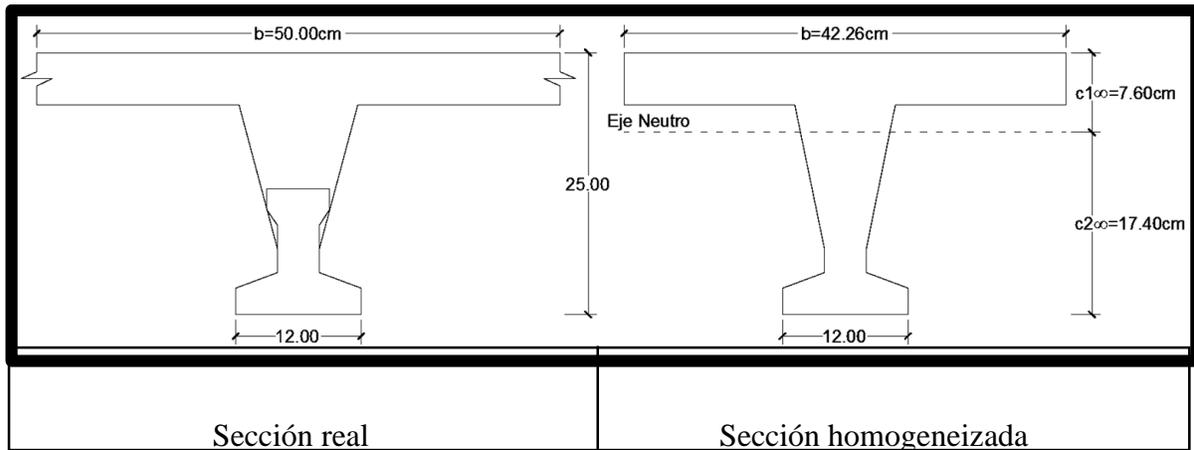


Figura 38 Sección real y homogeneizada

Fuente: Elaboración Propia

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

$$n = \frac{E_{25}}{E_{35}} = \frac{15200 \times \sqrt{250}}{15200 \times \sqrt{350}} = 0.845$$

$$b_h = b \times n = 50\text{cm} \times 0.845 = 42.26\text{cm}$$

- Propiedades geométricas:

Área “ A_{∞} : 355.66 cm^2 ”

Inercia “ I_{∞} : 20009.21 cm^4 ”

Brazo mecánico inferior “ $c_{2\infty}$: 17.40 cm ”

Brazo mecánico superior “ $c_{1\infty}$: 7.60 cm ”

Excentricidad “ e_{∞} : 13.7 cm ”

- Esfuerzos admisibles:

Esfuerzo admisible a la tracción en tiempo infinito

$$f_{ts} = 1.6 \times \sqrt{f'_c} = 1.6 \times \sqrt{350 \frac{kg}{cm^2}} = 29.93 \frac{kg}{cm^2}$$

Esfuerzo admisible a la compresión en tiempo infinito

$$f_{cs} = 0.45 \times f'_c = 0.45 \times 350 \frac{kg}{cm^2} = 157.50 \frac{kg}{cm^2}$$

- Momentos actuantes:

Momento de peso propio

$$q_o = \gamma_c \times A = 2400 \frac{kg}{m^3} \times 0.036 m^2 = 86.40 kg/m$$

$$M_o = \frac{q_o \times L^2}{8} = \frac{86.40 \frac{kg}{m} \times (6.05m)^2}{8} = 395.307 kg \times m = 39530.70 kg \times cm$$

Momento debido a la carga muerta no estructural

$$q_d = q_d' \times c = 110 \frac{kg}{m^2} \times 0.50m = 55 kg/m$$

$$M_d = \frac{q_d \times L^2}{8} = \frac{55 \frac{kg}{m} \times (6.05m)^2}{8} = 251.64 kg \times m = 25164.22 kg \times cm$$

Momento debido a la carga viva

$$q_l = q_l' \times c = 300 \frac{kg}{m^2} \times 0.50m = 150 kg/m$$

$$M_l = \frac{q_l \times L^2}{8} = \frac{150 \frac{kg}{m} \times (6.05m)^2}{8} = 686.30 kg \times m = 68629.69 kg \times cm$$

Momento total

$$M_t = M_o + M_d + M_l = 39530.70 + 25164.22 + 68629.69 = 137899.92 kg \times cm$$

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

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

$$-\frac{137899.92 \times 7.60}{20009.21} + \frac{6713.28 \times 13.70 \times 7.60}{20009.21} - \frac{6713.28}{355.66} \geq -157.50 \frac{kg}{cm^2}$$

$$-36.32 \frac{kg}{cm^2} \geq -157.50 \frac{kg}{cm^2} \text{ (ok, para la seccion homogeneizada)}$$

El esfuerzo máximo de compresión en el hormigón de la carpeta de compresión (H25), viene dado por:

$$\sigma_c = -36.32 \frac{kg}{cm^2} \times n = -36.32 \frac{kg}{cm^2} \times 0.845 = -30.69 \frac{kg}{cm^2}$$

El esfuerzo admisible a la compresión en tiempo infinito, para la carpeta de compresión (H25) es:

$$f_{cs} = 0.45 \times f'_c = 0.45 \times 250 \frac{kg}{cm^2} = 112.50 \frac{kg}{cm^2}$$

$$-30.69 \frac{kg}{cm^2} \geq -112.50 \frac{kg}{cm^2} \text{ (ok,)}$$

Para la fibra traccionada tenemos:

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

$$\frac{137899.92 \times 17.40}{20009.21} - \frac{6713.28 \times 13.70 \times 17.40}{20009.21} - \frac{6713.28}{355.66} \leq 29.93 \frac{kg}{cm^2}$$

$$-21.06 \frac{kg}{cm^2} \leq 29.93 \frac{kg}{cm^2} \text{ (ok)}$$

3.5.4. Estructura de sustentación de la edificación

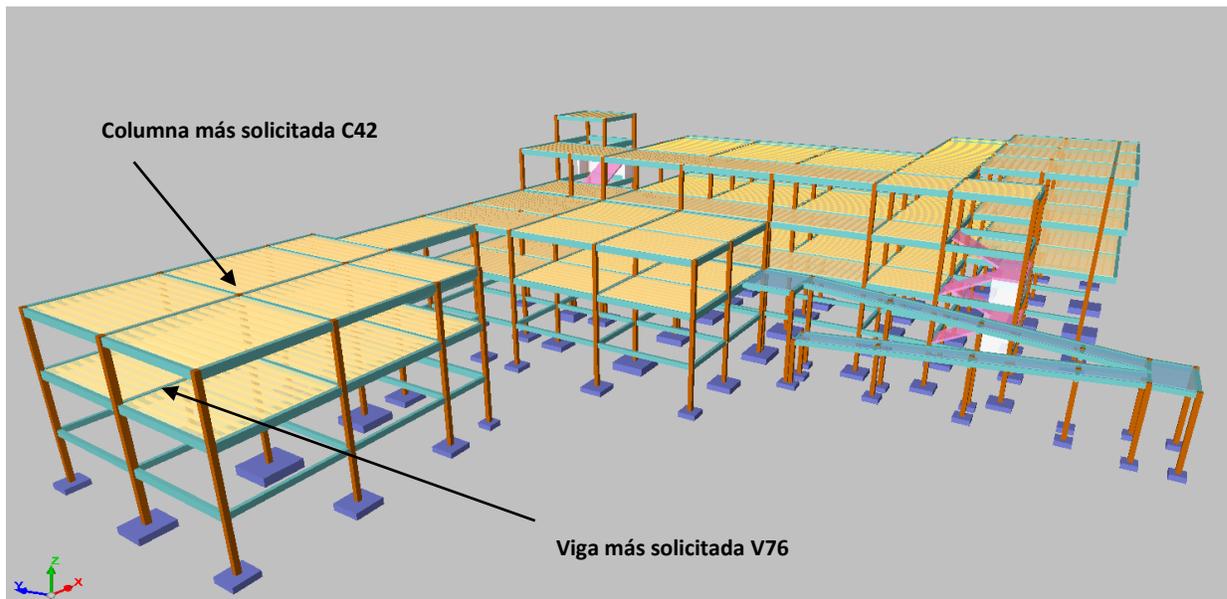


Figura 39 Elementos más Solicitados.

3.5.4.1. Verificación de los elementos de la estructura porticada

Se realizará la comprobación de los siguientes elementos estructurales.

- Verificación de la viga más solicitada.
- Verificación de la columna más solicitada.
- Verificación de la escalera.
- Verificación de la zapata aislada más solicitada.
- Verificación de la zapata combinada más solicitada.

3.5.4.2. Verificación del diseño estructural de la viga

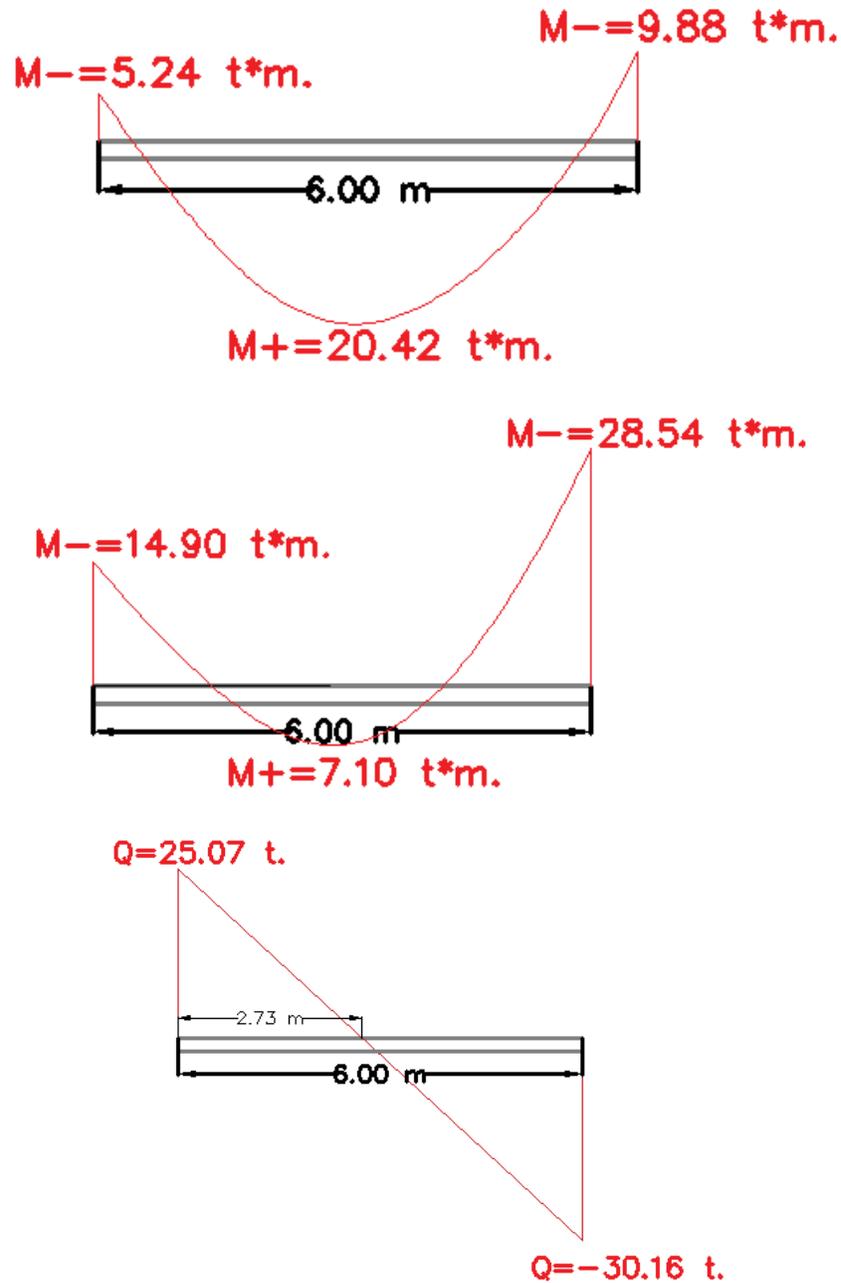


Figura 40 Envolvente de momentos flectores(+^-) y cortantes

Fuente: Elaboración propia

ANÁLISIS DE CÁLCULO PARA EL MOMENTO POSITIVO

$h =$	50.00 cm	[Altura de la Viga V76]
$b_w =$	25.00 cm	[Ancho de la Viga V76]
$d_1 = d_2 =$	2.00 cm	[Recubrimiento de la Viga]
$f_{ck} =$	250 kg/cm ²	[Resistencia característica del hormigón a compresión]
$f_{yk} =$	5000 kg/cm ²	[Límite elástico característico para un acero CA -50]
$\gamma_s =$	1.15	[Coeficiente de seguridad o minoración del límite elástico del acero]
$\gamma_c =$	1.50	[Coeficiente de seguridad o minoración del límite elástico del hormigón]
$X_{1-2} =$	20420 kg x m	[Momento final positivo de la Viga V76]

Determinación del momento reducido de cálculo.

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

Donde:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \text{ kg/cm}^2}{1.50} = 166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ kg/cm}^2}{1.15} = 4347.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = h - d_1 = (50 - 2.00) = 48 \text{ cm}$$

$$M_d = 2042000 \text{ kg x cm}$$

$$\mu_d = \frac{2042000}{25 \times 48^2 \times 166.67} = 0.213$$

Entramos a la tabla 2 del anexo A-2 para un acero CA-50 y obtenemos μ_{lim}

$$\mu_{lim} = 0.319$$

$\mu_d < \mu_{lim}$ Pertenece al dominio 2 o 3

$$0.213 < 0.319$$

Determinación de la cuantía mecánica del acero de la Tabla 1 del anexo A-1

$$W_s = 0.25115$$

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

$$A_s = 0.25115 \times 25 \times 48 \times \frac{166.67}{4347.83}$$

$$A_s = 11.55 \text{ cm}^2$$

Determinación del área mínima de acero

$$A_{s \min} = W_{s \min} \times b_w \times d$$

De la tabla 3 del anexo A-1 $W_{s \min} = 0.0028$

$$A_{s \min} = 0.0028 \times 25 \times 48$$

$$A_s = 3.36 \text{ cm}^2$$

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

Valor Adoptado = 11.56 cm²

Determinación del número de barras de acero

$$1\emptyset 20 \text{ mm} \rightarrow 2 * \frac{\pi}{4} \times 2^2 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$2\emptyset 25 \text{ mm} \rightarrow 2 \times \frac{\pi}{4} \times 2.5^2 = 9.82 \text{ cm}^2$$

Con un área igual a 12.96 cm²

Adoptamos = 1 \emptyset 20 + 2 \emptyset 25

Donde:

12.96 > 11.56 cm² Incremento de 10.8 %

Separación libre entre armaduras principales

Se adoptará un diámetro mínimo para el estribo de \emptyset_{est} 8 mm

$$s = \frac{b_w - (N^{\circ} \text{ de barras} \times \emptyset) - (2 \times r)}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1}$$

$$s = \frac{25 - (1 \times 2) - (2 \times 2.5) - (2 \times 2)}{3 - 1} = 7.00 \text{ cm}$$

Usar: 1 ϕ 20 + 2 ϕ 25, con separaciones entre barras de 7.00 cm

Verificación de la separación libre entre armaduras principales

Como la separación mínima entre armaduras principales calculada es de 4.00 cm, se verificará si ésta cumple con las exigencias de la norma CBH-87, la misma que indica lo siguiente:

- 1) Los áridos más gruesos tendrán valores inferiores a:¹

$$l = \frac{5}{6} \text{ de la distancia horizontal libre entre armaduras independientes}$$

$$l = \frac{5}{6} \times S = 5.83 \text{ cm}$$

El tamaño máximo del árido considerado en vigas es de 1 pulgada (2.54 cm).

$$5.83 \text{ cm} > 2.54 \text{ cm} \quad \text{Siendo esto satisfactorio.}$$

- 2) La distancia horizontal libre entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que los valores siguientes²:

- 2 cm
- El diámetro de la barra más gruesa $\rightarrow S = 25 \text{ mm}$
- 1.2 veces el tamaño del árido $\rightarrow S = 3.048 \text{ cm}$

¹ Véase: Norma Boliviana del Hormigón CBH-87 Capítulo 2.2.2. pág. 13

² Véase: Norma Boliviana del Hormigón CBH-87 Capítulo 12.5.3. pág. 235

- 3) La compactación del elemento se lo realizará con vibrador de diámetro igual a 1.50 pulgadas o 3.81 cm.

De lo anterior se tiene que la separación libre mínima entre armaduras principales es:

$$S = 3.81 \text{ cm}$$

Donde:

$$7.00 \text{ cm} > 3.81 \text{ cm} \text{ Siendo esto satisfactorio.}$$

ANÁLISIS DE CÁLCULO PARA EL MOMENTO NEGATIVO

$h = 50 \text{ cm}$ [Altura de la Viga V76]

$b_w = 25 \text{ cm}$ [Ancho de la Viga V76]

$d_1 = 2 \text{ cm}$ [Recubrimiento de la Viga]

$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$ [Resistencia característica del hormigón a compresión]

$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$ [Límite elástico característico para un acero CA -50]

$\gamma_s = 1.15$ [Coeficiente de seguridad o minoración del límite elástico del acero]

$\gamma_c = 1.5$ [Coeficiente de seguridad o minoración del límite elástico del hormigón]

$X_1 = 28540 \text{ kg x m}$ [Momento final negativo de la Viga V76]

Determinación del momento reducido de cálculo

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \text{ Kg/cm}^2}{1.50} = 166.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ Kg/cm}^2}{1.15} = 4347.83 \text{ kg/cm}^2$$

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

Donde:

$$d = h - d_1 = (50 - 2,00) = 48$$

$$M_d = 2854000.00 \text{ kg x cm}$$

$$\mu_d = \frac{2854000.00}{25 \times 48^2 \times 166.67} = 0.297$$

Entramos a la tabla 2 del anexo A-1 para un acero CA-50 y obtenemos μ_{lim}

$$\mu_{lim} = 0.319$$

$\mu_d < \mu_{lim}$ Pertenece al dominio 2 o 3

$$0.297 < 0.319$$

Determinación de la cuantía mecánica del acero

Tabla 1 del anexo A-1

$$W_s = 0.38809$$

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

$$A_s = 0.38809 \times 25 \times 48 \times \frac{166.67}{4347.83}$$

$$A_s = 17.85 \text{ cm}^2$$

Determinación del área mínima de acero

$$A_{s \min} = W_{s \min} \times b_w \times d$$

De la tabla 3 del anexo A-1 $W_{s \min} = 0.0028$

$$A_{s \min} = 0.0028 \times 25 \times 48$$

$$A_s = 3.36 \text{ cm}^2$$

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

Valor Adoptado = 17.85 cm ²
--

Determinación del número de barras de acero

$$1\emptyset 20 \text{ mm} \rightarrow \frac{\pi}{4} \times 2^2 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$3\emptyset 25 \text{ mm} \rightarrow 3 \times \frac{\pi}{4} \times 2.5^2 = 14.73 \text{ cm}^2$$

Con un área igual a 17.87 cm²

Adoptamos = 1 \emptyset 20+3 \emptyset 25

Separación libre entre armaduras principales

Se adoptará un diámetro mínimo para el estribo de $\emptyset_{\text{est}} 8 \text{ mm}$

$$s = \frac{b_w - (N^{\circ} \text{ de barras} \times \emptyset) - (2 \times r)}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1}$$

$$s = \frac{25 - (1 * 2.0) - (3 \times 2.5) - (2 \times 2)}{4 - 1} = 3.83 \text{ cm}$$

Usar: 1 ϕ 20+3 ϕ 25, con separaciones entre barras de 3.83 cm

Donde:

$$17.87 > 17.85 \text{ cm}^2 \quad \text{Incremento de 0.11 \%}$$

Verificación de la separación libre entre armaduras principales

Como la separación mínima entre armaduras principales calculada es de 3.83 cm, se verificará si ésta cumple con las exigencias de la norma CBH-87, la misma que indica lo siguiente:

- 1) Los áridos más gruesos tendrán valores inferiores a: ¹

$$l = \frac{5}{6} \text{ de la distancia horizontal libre entre armaduras independientes}$$

$$l = \frac{5}{6} \times S = 3.83 \text{ cm}$$

El tamaño máximo del árido considerado en vigas es de 1 pulgada (2.54 cm).

$$3.83 \text{ cm} > 2.54 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

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

- 2 cm

¹ Véase: Norma Boliviana del Hormigón CBH-87 Capítulo 2.2.2. pág. 13

² Véase: Norma Boliviana del Hormigón CBH-87. Capítulo 12.5.3. pág. 235

- El diámetro de la barra más gruesa $\rightarrow S = 25 \text{ mm}$
- 1.2 veces el tamaño del árido $\rightarrow S = 3.048 \text{ cm}$

3) La compactación del elemento se lo realizará con vibrador de diámetro igual a 1.50 pulgadas o 3.81 cm.

De lo anterior se tiene que la separación libre mínima entre armaduras principales es:

$$S = 3.81 \text{ cm}$$

Donde:

$$3.83 \text{ cm} > 3.81 \text{ cm} \quad \text{Cumple satisfactorio}$$

Por tal motivo se tendrá que realizar un mejor acomodo de armaduras negativas, para que satisfaga dicha condición.

CÁLCULO DE LA LONGITUD DE ANCLAJE PARA LAS ARMADURAS

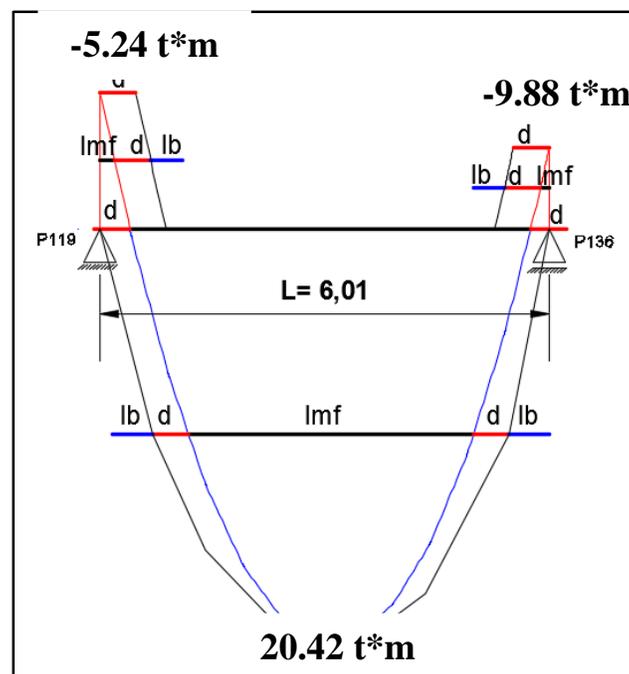


Figura 3.26 Decalaje de momentos flectores en la viga N°76

Fuente: Elaboración Propia

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

$$l_{b1} \geq \frac{\varnothing}{4} \times \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}}$$

Las resistencias de cálculo de los materiales son:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} = 166.67 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \frac{kg}{cm^2}}{1.15} = 4347.83 \frac{kg}{cm^2}$$

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

$$\tau_{bu} = 0.9 \times \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 0.9 \times \sqrt[3]{166.67^2} = 27.26 \frac{kg}{cm^2}$$

$$l_{b1} \geq \frac{\varnothing}{4} \times \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{2.5cm}{4} \times \frac{4347.83 \frac{kg}{cm^2}}{27.26 \frac{kg}{cm^2}} = 99.68 \text{ cm}$$

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

$$l_b = l_{b1} \times \frac{As. Calculada}{As. Real} = 99.68 \times \frac{11.56}{12.96} = 88.91 \text{ cm}$$

$$l_b \geq \begin{cases} 0,30 l_{b1} = 0.30 \times 99.68 = 29.904 \text{ cm} \\ 10 \varnothing = 10 \times 2,5 = 25 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Por tanto, $l_b = 89 \text{ cm}$

- Se tienen 2 niveles de armaduras (nivel de decalaje), por tanto, se tiene:
Nivel superior. - Este presenta una longitud de Momento flector de 263.6 cm.

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

$$L_p = (l_{mf} + 2 \times d + 2 \times l_b) = (263.6 + 2 \times 48 + 2 \times 89) = 537.6 \text{ cm}$$

Esta longitud "L" es la longitud total de las barras.

Nivel inferior. - Dispuesto a lo largo de todo el elemento estructural.

b) Para una región de mala adherencia tenemos (Caso del momento negativo):

$$\tau'_{bu} = \tau_{bu} \times \frac{2}{3} = 27.26 \times \frac{2}{3} = 18.17 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$l_{b1} \geq \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{2.5 \text{ cm}}{4} \times \frac{4347.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{27.26 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 99.68 \text{ cm}$$

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

$$l_b = l_{b1} \times \frac{\text{As. Calculada}}{\text{As. Real}} = 99.68 \times \frac{17.85}{17.87} = 99.57 \text{ cm}$$

$$l_b \geq \begin{cases} 0.30 \times l_{b1} = 0.30 \times 99.68 = 29.87 \text{ cm} \\ 10 \emptyset = 10 \times 2.5 = 25 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Por tanto, $l_b = 99.57 \text{ cm}$

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

Nivel superior. - Este presenta una longitud de Momento flector de 239.3 cm.

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

$$L_n = (l_{mf} + d + l_b) = (239.3 + 2 * 48 + 2 * 99.57) = 534.44 \text{ cm}$$

Esta longitud "L_n" es referida desde el punto del vano de la viga en estudio has el vano de la viga adyacente.

Nivel inferior. - Dispuesto a lo largo de todo el elemento estructural.

ANÁLISIS DE CÁLCULO PARA LA CORTANTE

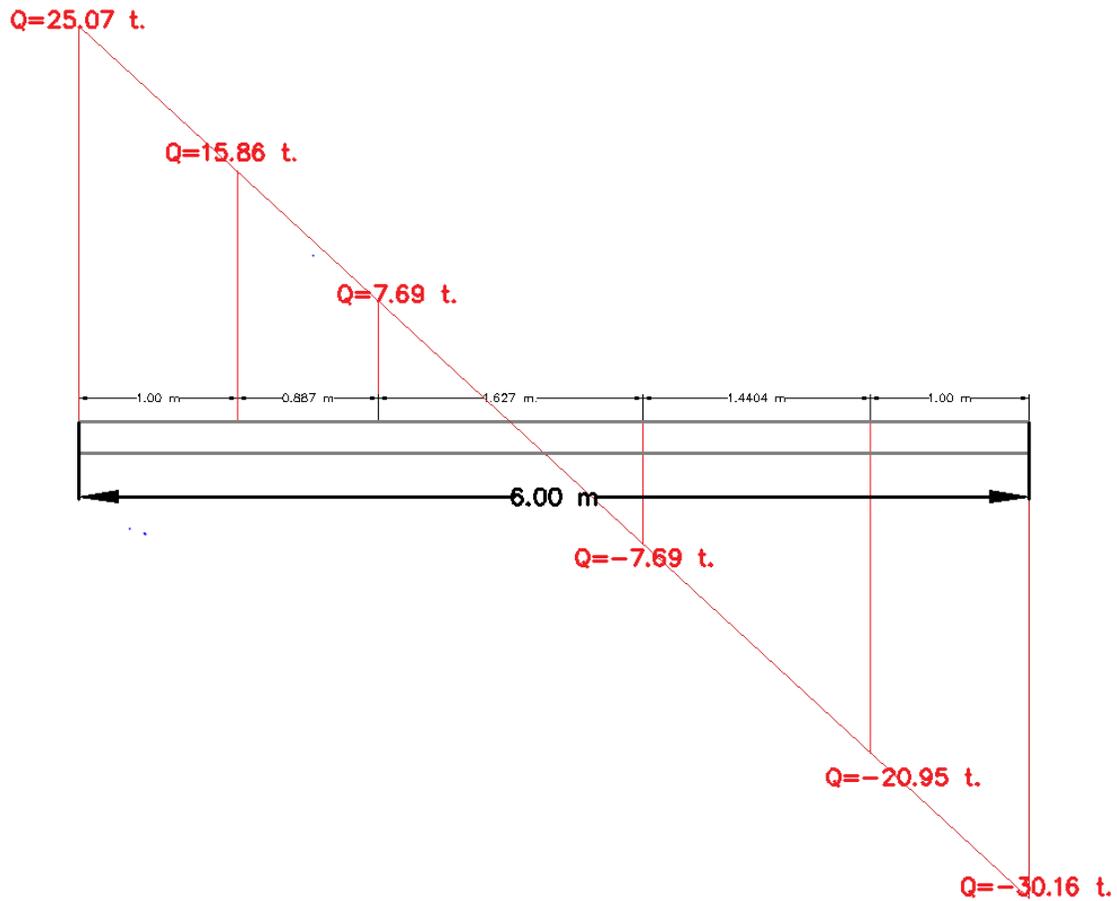


Figura 41 Diagrama de cortante "V-76"

Fuente: Elaboración propia

$h = 50 \text{ cm}$	[Altura de la Viga V76]
$b_w = 25 \text{ cm}$	[Ancho de la Viga V76]
$d_1 = 2 \text{ cm}$	[Recubrimiento de la Viga]
$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$	[Resistencia característica del hormigón a compresión]
$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$	[Límite elástico característico para un acero CA -50]
$\gamma_s = 1.15$	[Coeficiente de seguridad o minoración del límite elástico del acero]

$\gamma_c = 1.5$ [Coeficiente de seguridad o minoración del límite elástico del hormigón]

$V_{\max (-)} = 30160 \text{ kg}$ [Máximo cortante de la Viga V76]

$V_{\max (+)} = 25070 \text{ kg}$ [Máximo cortante de la Viga V76]

Determinación de los esfuerzos de cálculo

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \text{ kg/cm}^2}{1.50} = 166.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = h - d_1 = (50 - 2,00) = 48 \text{ cm}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ kg/cm}^2}{1.15} = 4347.83 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación del esfuerzo cortante que resiste el hormigón

$$V_{cu} = 0.50 \times \sqrt{f_{cd}} \times b_w \times d$$

$$f_{cd} = 166.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = 7746.044 \text{ kg}$$

Verificación al caso que pertenece.

CASO N° 1

$$Vd < Vcu$$

donde:

$$Vd =$$

$$30160.00 \text{ kg} \leq 7746.044 \text{ kg}$$

$$25070.00 \text{ kg} \leq 7746.044 \text{ kg}$$

Verificación

No cumple

CASO N° 2

$$Vcu < Vd \leq Vou$$

donde:

$$Vou = 0.30 \times fcd \times bw \times d$$

$$Vou = 0.30 \times 166.67 \times 25 \times 48 = 60001.20 \text{ kg}$$

$$7746.044 \text{ kg} < 30160.00 \text{ kg} \leq 60001.20 \text{ kg}$$

$$7746.044 \text{ kg} < 25070.00 \text{ kg} \leq 60001.20 \text{ kg}$$

Verificación

Si cumple

Determinación del área [CASO N°2]

$$A_s = \frac{V_{su} \times S}{0.90 \times d \times f_{yd}}$$

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

$$V_{su} = 30160.00 - 7746.044 = 22413.96 \text{ kg}$$

$$V_{su} = 25070.00 - 7746.044 = 17323.96 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{22413.96 \times 100}{0.90 \times 48 \times 4347.83} \quad A_s = \frac{17323.96 \times 100}{0.90 \times 48 \times 4347.83}$$

$$A_s = 11.93 \text{ cm}^2/\text{m} \quad A_s = 9.22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación del área mínima.

$$A_{s\text{mín}} = \frac{0.02 \times f_{cd} \times b_w \times t}{f_{yd}}$$

$$A_{s\text{mín}} = \frac{0.02 \times 166.67 \times 25 \times 100}{4347.83}$$

$$A_{s\text{mín}} = 1.917 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptamos la mayor área de acero.

$$A_s = 11.93 \text{ cm}^2/\text{m} \quad A_s = 9.22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

$$A_s = \frac{A_{smax}}{2} = \frac{11.93}{2} = 5.97 \text{ cm}^2/m \quad A_s = \frac{A_{smax}}{2} = \frac{9.22}{2} = 4.61 \text{ cm}^2/m$$

Determinación del número de barras de acero " n "

Para el Cortante Negativo (-30,16 t):

$$\emptyset 8 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 \times A_s}{\pi \times \emptyset^2} = \frac{4 \times 5,97}{\pi \times 0.8^2} = 11,87 \text{ estribos}$$

$$\emptyset 1 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 \times A_s}{\pi \times \emptyset^2} = \frac{4 \times 5,97}{\pi \times 1^2} = 7,60 \text{ estribos}$$

$$esp \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{8} = 12.5 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0.85 \times d = 0.85 \times 48 = 40.8 \end{array} \right\} = 12.5 \text{ cm}$$

Para el Cortante Negativo (-20,95 t):

$$\emptyset 8 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 \times A_s}{\pi \times \emptyset^2} = \frac{4 \times 3,52}{\pi \times 0.8^2} = 7,00 \text{ estribos}$$

$$esp \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{7} = 15.3 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0.85 \times d = 0.85 \times 48 = 40.8 \end{array} \right\} = 15.3 \text{ cm}$$

Para el Cortante Positivo (25.07 t):

$$\emptyset 8 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 \times A_s}{\pi \times \emptyset^2} = \frac{4 \times 4,61}{\pi \times 0.8^2} = 9,17 \text{ estribos}$$

$$\emptyset 1 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 \times A_s}{\pi \times \emptyset^2} = \frac{4 \times 4,61}{\pi \times 1^2} = 5,87 \text{ estribos}$$

$$esp \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0.85 \times d = 0.85 \times 48 = 40.8 \text{ cm} \end{array} \right\} = 17 \text{ cm}$$

Para el Cortante Positivo (15.86 t):

$$\begin{aligned} \phi 8 \text{ mm} \rightarrow n &= \frac{4 \times A_s}{\pi \times \phi^2} = \frac{4 \times 2,16}{\pi \times 0,8^2} = 4,30 \text{ estribos} \\ \text{esp} &\leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{5} = 20,00 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0,85 \times d = 0,85 \times 48 = 40,8 \text{ cm} \end{array} \right\} = 20,0 \text{ cm} \end{aligned}$$

Armadura mínima:

$$\begin{aligned} \phi 8 \text{ mm} \rightarrow n &= \frac{4 \times A_s}{\pi \times \phi^2} = \frac{4 \times 0,96}{\pi \times 0,8^2} = 1,91 \text{ estribos} \\ \text{esp} &\leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{n} = \frac{100}{2} = 50,00 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 0,85 \times d = 0,85 \times 48 = 40,8 \text{ cm} \end{array} \right\} = 30 \text{ cm} \end{aligned}$$

Entonces el número de barras para ese tramo será:

$$6\phi 10 \frac{c}{17 \text{ cm}} + 5\phi 8 \frac{c}{20 \text{ cm}} + 6\phi 8 \frac{c}{30 \text{ cm}} + 10\phi 8 \frac{c}{15,3 \text{ cm}} + 8\phi 10 \frac{c}{12,5 \text{ cm}}$$

En la siguiente tabla se muestra el resumen de las armaduras obtenidas por el CYPECAD 2014 y la verificación manual.

Tabla 3-4 Variación de armado en Viga

	M. positivo	M. negativo	V. cortante
CYPECAD 2014	1Ø20 + 2Ø25	4Ø25	10Ø8c/13+11 Ø8c/23+12 Ø10c/15
VERIFICACIÓN MANUAL	1Ø20 + 2Ø25	1Ø20+3Ø25	6Ø10c/17+ 5Ø8c/20+6

			$\text{Ø}8\text{c}/30+10$ $\text{Ø}8\text{c}/15.3+8\text{Ø}10\text{c}/12.5$
% VARIACIÓN	0.00	- 9.02	+ 7.28

Fuente: Elaboración propia

3.5.4.3. Verificación del diseño estructural de la columna

Se realizará el análisis para la “columna C42” dado que es el elemento más solicitado de la estructura, el cual presenta tres tramos (2.5, 3 y 3 metros de altura).

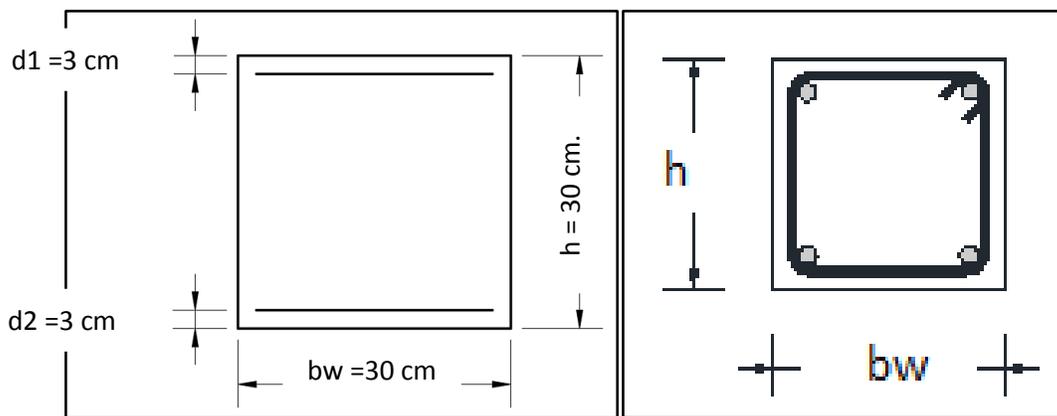


Figura 42 Sección de la columna “C42”

Fuente: Elaboración Propia

De la geometría de la pieza, se tienen los siguientes datos:

Se tienen 3 tramos todos de sección constante:

Ancho del alma “b” = 30 cm

Altura de la pieza “h” = 30 cm

Recubrimiento “d1” y “d2” = 3 cm

El tramo N°2 (Forjado 1 –Forjado 2)

Longitud de la pieza “l” = 300 cm

Normal de cálculo “Nd” = 109440 kg

Momentos de cálculo

$$\text{“Mdx.sup”} = 160 \text{ kg x m} \qquad \text{“Mdx.inf”} = 160 \text{ kg x m}$$

$$\text{“Mdy.sup”} = 480 \text{ kg x m} \qquad \text{“Mdy.inf”} = 440 \text{ kg x m}$$

- Resistencias de cálculo de los materiales

$$f_{cd} = 0.9 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.9 \times \frac{250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.5} = 150.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.15} = 4347.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo del coeficiente de pandeo:

$$\Psi_A = \frac{\sum \frac{EI}{L} \text{ columnas De todas las columnas que concurren en A}}{\sum \frac{EI}{L} \text{ vigas De todas las vigas que concurren en A}}; \quad (\text{igual para } \Psi_B)$$

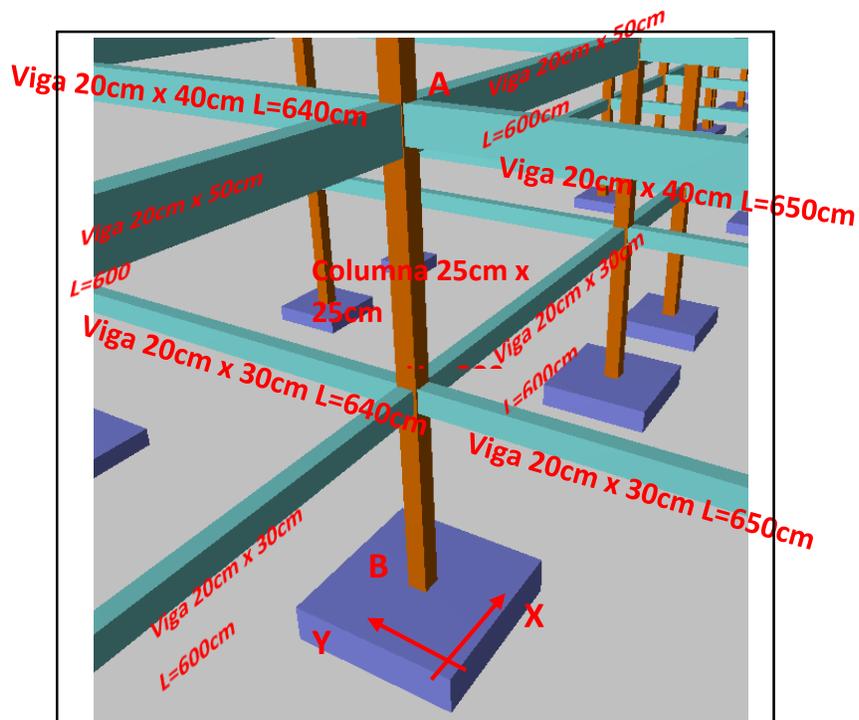


Figura 43 Nudos de la columna “P119”

Fuente: Elaboración Propia

-Dirección X:

$$\Psi_A = \frac{\frac{\frac{30 \times 30^3}{12}}{300} + \frac{\frac{30 \times 30^3}{12}}{300}}{\frac{\frac{25 \times 50^3}{12}}{600} + \frac{\frac{25 \times 50^3}{12}}{600} + \frac{\frac{20^3 \times 40}{12}}{640} + \frac{\frac{20^3 \times 40}{12}}{650}} = .45$$

$$\Psi_B = \frac{\frac{\frac{30 \times 30^3}{12}}{300} + \frac{\frac{30 \times 30^3}{12}}{250}}{\frac{\frac{20 \times 30^3}{12}}{600} + \frac{\frac{20 \times 30^3}{12}}{600} + \frac{\frac{20^3 \times 30}{12}}{640} + \frac{\frac{20^3 \times 30}{12}}{650}} = 2.23$$

Dirección Y:

$$\Psi_A = \frac{\frac{\frac{30 \times 30^3}{12}}{300} + \frac{\frac{30 \times 30^3}{12}}{300}}{\frac{\frac{25^3 \times 50}{12}}{600} + \frac{\frac{25^3 \times 50}{12}}{600} + \frac{\frac{20 \times 40^3}{12}}{640} + \frac{\frac{20 \times 40^3}{12}}{650}} = 0.78$$

$$\Psi_B = \frac{\frac{\frac{30 \times 30^3}{12}}{300} + \frac{\frac{30 \times 30^3}{12}}{250}}{\frac{\frac{20^3 \times 30}{12}}{406} + \frac{\frac{20^3 \times 30}{12}}{570} + \frac{\frac{20 \times 30^3}{12}}{640} + \frac{\frac{20 \times 30^3}{12}}{650}} = 2.29$$

Coeficiente de pandeo para el caso más desfavorable (ocurre en la dirección “X”), “ α ” = 1,35
(Cap. 2 Tabla 2.9)

Eslbeltez de la pieza:

$$\lambda_g = \frac{l \times \alpha}{h} = \frac{300 \text{ cm} \times 1.35}{30 \text{ cm}} = 13.50$$

Como λ_g es mayor que 10, se tiene que tomar en cuenta los efectos de segundo orden.

Excentricidades de cálculo:

- Excentricidad mínima accidental

$$e_c = \frac{h}{20} = \frac{30 \text{ cm}}{20} = 1.5 \text{ cm (Adopto 2cm minimo)}$$

- Excentricidad de primer orden. - Debido a que la estructura es menor a 15 plantas, se la puede considerar como intraslacional, de acuerdo al capítulo 8.3.4. de la Norma CBH-87.

$$e_{oxs} = \frac{Md_{x.s}}{N_d} = \frac{16000 \text{ kg x cm}}{109440 \text{ kg}} = 0.15 \text{ cm}$$

$$e_{oxi} = \frac{Md_{x.i}}{N_d} = \frac{16000 \text{ kg x cm}}{109440 \text{ kg}} = 0.15 \text{ cm}$$

$$e_{ox} = 0.6 \times e_2 + 0.4 \times e_1 = 0.6 \times 0.14 - 0.4 \times 0.14 = 0.00 \text{ cm}$$

$$e_{ox} = 0.4 \times e_2 = 0.4 \times 0.14 = 0.06 \text{ cm}$$

Por tanto, se asume el mayor:

$$e_{ox} = 0.06 \text{ cm} < 2 \text{ cm}$$

$$e_{oys} = \frac{Md_{y.s}}{N_d} = \frac{46000 \text{ kg x cm}}{109440 \text{ kg}} = 0.42 \text{ cm}$$

$$e_{oyi} = \frac{Md_{y.i}}{N_d} = \frac{44000 \text{ kg x cm}}{109440 \text{ kg}} = 0.40 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = 0.6 \times e_2 + 0.4 \times e_1 = 0.6 \times 0.42 - 0.4 \times 0.40 = 0.08 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = 0.4 \times e_2 = 0.4 \times 0.42 = 0.17 \text{ cm}$$

Por tanto, se asume el mayor:

$$e_{oy} = 0.17 \text{ cm} < 2 \text{ cm}$$

- Excentricidad ficticia, equivalente a efectos de segundo orden

$$e_a = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) x \frac{h + 20 x e_o}{h + 10 x e_o} x \frac{l_o^2}{h} x 10^{-4} =$$

$$e_{ax} = \left(3 + \frac{4347.83}{3500} \right) x \frac{30 + (20 x 2)}{30 + (10 x 2)} x \frac{405^2}{25} x 10^{-4} = 4.01 \text{ cm}$$

$$e_{ay} = \left(3 + \frac{4347.83}{3500} \right) x \frac{30 + (20 x 2)}{30 + (10 x 2)} x \frac{405^2}{25} x 10^{-4} = 4.01 \text{ cm}$$

- Excentricidad total

$$e_{fx} = e_{ox} + e_{ax} = 2 \text{ cm} + 4.01 \text{ cm} = 6.01 \text{ cm}$$

$$e_{fy} = e_{oy} + e_{ay} = 2 \text{ cm} + 4.01 \text{ cm} = 6.01 \text{ cm}$$

Diseño a flexión esviada:

- Capacidad mecánica del hormigón

$$U = f_{cd} x b x h = 150 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} x 30 \text{ cm} x 30 \text{ cm} = 135000.00 \text{ kg}$$

- Los esfuerzos reducidos valen:

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{109440 \text{ kg}}{135000 \text{ kg}} = 0.81$$

$$\mu_x = \frac{N_d x e_{fx}}{U_c x h} = \frac{109440 \text{ kg} x 6.01 \text{ cm}}{135000 \text{ kg} x 30 \text{ cm}} = 0.16 (\mu_2)$$

$$\mu_y = \frac{N_d x e_{fy}}{U_c x b} = \frac{109440 \text{ kg} x 6.01 \text{ cm}}{135000 \text{ kg} x 30 \text{ cm}} = 0.16 (\mu_1)$$

- Dado que no hay un nivel de compresión igual a “ $v = 0.81$ ” se lo asumirá como nivel $v = 1.00$ del diagrama en roseta (Anexo 1, Tabla N°4).

Para $v = 1,00$ $w = 0.36$

- La capacidad mecánica de la armadura es:

$$U_{tot} = w * U_c = 0.36 * 135000 \text{ kg} = 48600 \text{ kg}$$

- El área de acero calculada es:

$$A_s = \frac{U_{tot}}{f_{yd}} = \frac{48600.00 \text{ kg}}{4347.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 11.18 \text{ cm}^2$$

- El área de acero mínima es:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{5}{1000} * b * h = \frac{5}{1000} * 30 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 4.50 \text{ cm}^2$$

- El área de acero se asume como la mayor entre la mínima y la calculada.

$$A_s = 11.18 \text{ cm}^2$$

- El número de barras, empleando barras de 6 de 16 mm:

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 16}} = \frac{11.18 \text{ cm}^2}{2.01 \text{ cm}^2} = 5.56 = (6 \text{ barras})$$

Para este caso nos resultó 6 barras de 16 mm de diámetro, por mantener la simetría de las armaduras:

se adopta 6Ø16 mm

- Para la armadura transversal, se empleará estribos cerrados a 2 piernas Ø 6 distanciados a el menor entre:

a) 30 cm

$$b) 0.85 \times d = 0.85 \times 27 \text{ cm} = 22.95 \text{ cm}$$

$$c) 15 \times \emptyset \text{ de la barra longitudinal más delgada} = 15 \times 1.6 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$$

Por tanto, se los dispondrá cada 20.00 cm.

El tramo N°3 (Forjado 1 – Cimentación)

Longitud de la pieza “l” = 250 cm

Normal de cálculo “Nd” = 118590.00 kg

Momentos de cálculo

$$\text{“Mdx.sup”} = 140.0 \text{ kg x m}$$

$$\text{“Mdy.sup”} = 0.00 \text{ kg x m}$$

- Resistencias de cálculo de los materiales

$$f_{cd} = \frac{0.90 \times f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.90 \times 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.5} = 150.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.15} = 4347.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Cálculo del coeficiente de pandeo

$$\Psi_A = \frac{\sum \frac{EI}{L} \text{ columnas} \text{ De todas las columnas que concurren en A}}{\sum \frac{EI}{L} \text{ vigas} \text{ De todas las vigas que concurren en A}}; \quad (\text{igual para } \Psi_B)$$

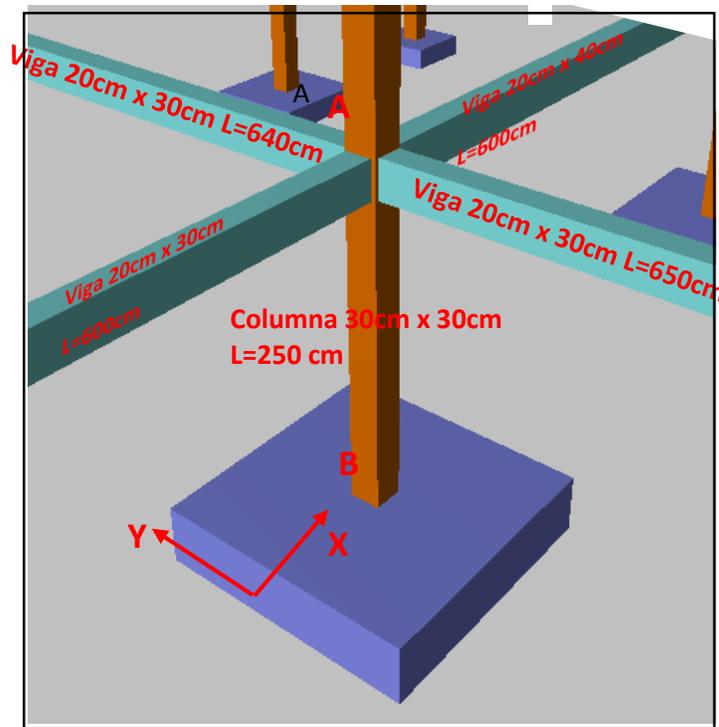


Figura 44 Nudos de la columna "C42"

Fuente: Elaboración Propia

-Dirección X:

$$\Psi_A = \frac{\frac{30 \times 30^3}{12} + \frac{30 \times 30^3}{250}}{\frac{20 \times 30^3}{12} + \frac{20 \times 30^3}{600} + \frac{20^3 \times 30}{12} + \frac{20^3 \times 30}{12}} = 2.23$$

$$\Psi_B = \frac{\frac{25 \times 25^3}{12}}{0,00} = 0,00$$

Dirección Y:

$$\Psi_A = \frac{\frac{30 \times 25^3}{12}}{\frac{20^3 \times 30}{12} + \frac{20^3 \times 30}{600} + \frac{20 \times 30^3}{12} + \frac{20 \times 30^3}{650}} = 1.25$$

$$\Psi_B = \frac{\frac{30 \times 30^3}{12}}{\frac{250}{0,00}} = 0,00$$

Coefficiente de pandeo para el caso más desfavorable (ocurre en la dirección “X”), “ α ” = 1.2
(De la tabla 2.9)

Esbeltez de la pieza

$$\lambda_g = \frac{l \times \alpha}{h} = \frac{250 \text{ cm} \times 1.2}{30 \text{ cm}} = 9.92$$

Como λ_g es menor que 10, se trata de una pieza corta donde se pueden despreciar los efectos de segundo orden y no hace falta realizar ninguna comprobación a pandeo.

- Coeficiente de mayoración de las cargas.

$$\gamma_n = \frac{b + 6}{b} = \frac{30 + 6}{30} = 1.2$$

- El área de acero calculada es:

$$A_s = \frac{\gamma_n \times N_d - 0.85 \times b \times h \times f_{cd}}{f_{yd}} =$$

$$A_s = \frac{1.2 \times 118590 \text{ kg} - 0.85 \times 30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} \times 150 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 6.34 \text{ cm}^2$$

- El área de acero mínima es:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{5}{1000} \times b \times h = \frac{5}{1000} \times 30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} = 4.50 \text{ cm}^2$$

- El área de acero se asume como la mayor entre la mínima y la calculada.

$$A_s = 6.34 \text{ cm}^2$$

- El número de barras, empleando barras de 12 mm es:

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 16}} = \frac{6.34 \text{ cm}^2}{2.01 \text{ cm}^2} = 3.15 \quad (4 \text{ barras})$$

- Para la armadura transversal, se empleará estribos cerrados a 2 piernas \emptyset 6 mm distanciados a el menor entre:
 - a) 30 cm
 - b) $0.85 \times d = 0.85 \times 27 \text{ cm} = 22.95 \text{ cm}$
 - c) $15 \times \emptyset$ de la barra longitudinal más delgada = $15 \times 1.6 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$

Por tanto, se los dispondrá cada 24 cm.

Resumen de cuantías en la columna

En resumen, la columna “C42” presenta las siguientes cuantías.

Tabla 3-5 Armado en Columna

Tramo	Armadura longitudinal total
Forjado N°2 – Forjado N°1	6 \emptyset 16
Forjado N°1 – Planta baja	6 \emptyset 16
Forjado N°1– Cimentación	4 \emptyset 16

Fuente: Elaboración propia

Por metodología constructiva en el armado se asume que toda la columna tendrá 6 \emptyset 16, empleando estribos cerrados \emptyset 6 mm espaciados cada 20 cm.

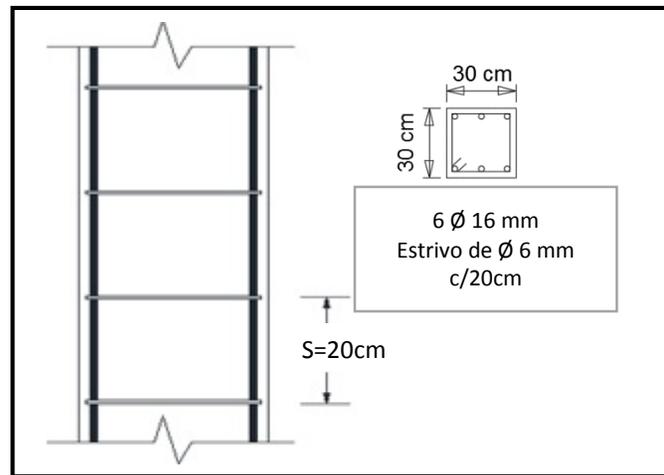


Figura 45 Detalle de armado de la columna “P199”

Fuente: Elaboración Propia

En la siguiente tabla se muestra el resumen de las armaduras obtenidas por el CYPECAD 2014 y la verificación manual.

Tabla 3-6 Variación de armado en Columna

	A. longitudinal	Estribos
CYPECAD 2014	6Ø16	Ø6c/20
VERIFICACIÓN MANUAL	6Ø16	Ø6c/20
% VARIACIÓN	0.00	0.00

Fuente: Elaboración Propia

3.5.5. Estructura complementaria (Escalera)

A continuación, se muestra el cálculo de una escalera de hormigón armado, la cual presenta dos tramos (tiros) y un descanso (meseta).

Diseño geométrico:

- Se tiene un desnivel a salvar “ $z = 300 \text{ cm}$ ”
- La huella mínima es 15 cm, por lo que se adoptara “ $h = 30 \text{ cm}$ ”.
- La contrahuella será “ $c = 15 \text{ cm}$ ”
- Según Neufert se debe cumplir al menos una de las siguientes condiciones:

$$h + 2c = 30 \text{ cm} + 2 \times 15 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

$$h - c = 30 \text{ cm} - 15 \text{ cm} = 15 \text{ cm (ok)}$$

- El número de peldaños (escalones) es:

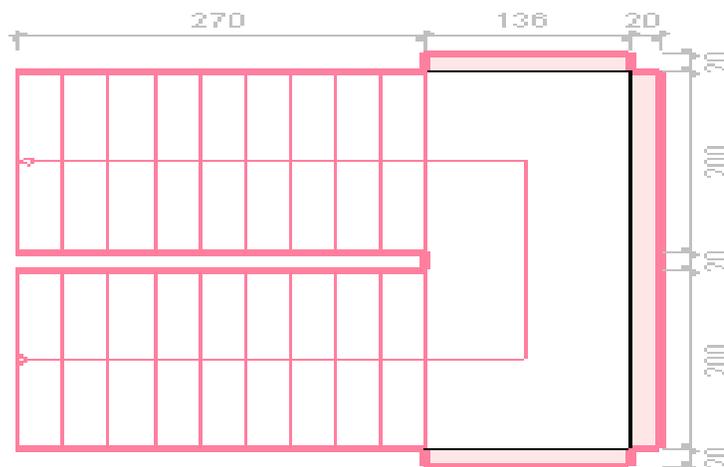
$$n_e = \frac{z}{c} = \frac{300 \text{ cm}}{15 \text{ cm}} = 20$$

- El ancho de los escalones (ámbito) debe ser como mínimo 120 cm en edificios por lo que se adopta “ $a = 200 \text{ cm}$ ”.
- El espesor de la losa viene dado por la siguiente expresión:

$$h_f = \frac{L}{20} = \frac{270 \text{ cm}}{20} = 13.50 \text{ cm (Asumo 15 cm)}$$

- La pendiente de la escalera viene dada por:

$$m = \frac{c}{h} = \frac{15 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 0.5 \quad \alpha = \arctg(m) = 26.56^\circ$$



Huella: 0.300 m
 Contrahuella: 0.150 m
 Nº de escalones: 20
 Desnivel que salva: 3.00 m

Figura 46 Vista en planta escalera

Fuente: CYPECAD 2014

- 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:

$$g = \gamma \times hf = 2500 \frac{kg}{m^3} \times 0.15m = 375 \frac{kg}{m^2}$$

Para transformar esta carga a una carga uniforme horizontal tenemos que:

$$\frac{g}{\cos\alpha} = \frac{375 \frac{kg}{m^2}}{\cos(26.56)} = 419.24 \frac{kg}{m^2}$$

Peso propio de los peldaños por unidad de área:

$$g_1 = \frac{\gamma \times c}{2} = \frac{2500 \frac{kg}{m^3} \times 0.15m}{2} = 187.5 \frac{kg}{m^2}$$

Acabado “ $g_2 = 130 \text{ kg/m}^2$ ”

Sobrecarga de uso “ $q = 400 \text{ kg/m}^2$ ”

Por tanto, la carga muerta total es:

$$g_t = g + g_1 + g_2 = 419.24 + 187.5 + 130 = 736.74 \frac{kg}{m^2}$$

La carga viva total actuante es:

$$q_t = q = 400.00 \frac{kg}{m^2}$$

Aplicando los coeficientes de mayoración de las fuerzas tenemos una carga total de:

$$q_d = \gamma_f * (g_t + q_t) = 1.6 \times (736.74 + 400) = 1818.78 \frac{kg}{m^2}$$

b) En los descansos (mesetas) actuaran las siguientes cargas:

Peso propio de la losa por unidad de área:

$$g = \gamma \times hf = 2500 \frac{kg}{m^3} \times 0.15m = 375 \frac{kg}{m^2}$$

Acabado “ $g_2 = 130 \text{ kg/m}^2$ ”

Sobrecarga de uso “ $q=400 \text{ kg/m}^2$ ”

Por tanto, la carga muerta total es:

$$g_t = g + g_2 = 375 + 130 = 505.00 \frac{kg}{m^2}$$

La carga viva total actuante es:

$$q_t = q = 400.00 \frac{kg}{m^2}$$

Aplicando los coeficientes de mayoración de las fuerzas tenemos una carga total de:

$$q_d = \gamma_f \times (q_t + g_t) = 1.6 \times (505 + 400) = 1448.00 \frac{kg}{m^2}$$

MOMENTO POSITIVO ²

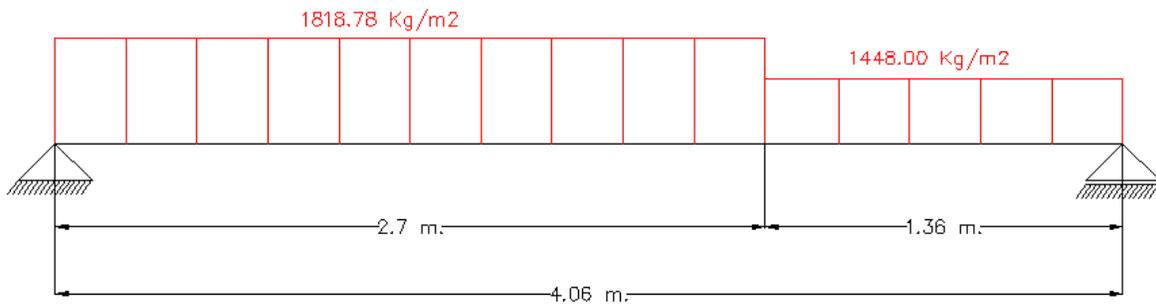


Figura 47 Esquema estructural

Fuente: Elaboración Propia

Análisis de la Viga Simplemente apoyada

$$M_d = 3578.00 \text{ kg x m/m}$$

$$R_a = 3609.22 \text{ kg}$$

$$R_b = 3273.67 \text{ kg}$$

$$V_{\max} = 3609.22 \text{ kg}$$

Diseño a flexión

- Resistencias de cálculo de los materiales

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} = 166.67 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \frac{kg}{cm^2}}{1.15} = 4347.83 \frac{kg}{cm^2}$$

- Altura efectiva
 $d = h - d_1 = 15 \text{ cm} - 2 \text{ cm} = 13 \text{ cm}$
- Determinación del momento reducido de cálculo

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

Donde:

$$M_d = 357800.56 \text{ Kg x cm/m}$$

$$\mu_d = \frac{357800.56}{100 \times 13^2 \times 166.67} = 0.126$$

Entramos a la tabla 2 del anexo A-2 para un acero CA-50 y obtenemos $\mu_{\text{lím}}$

$$\mu_{\text{lím}} = 0.319$$

$\mu_d < \mu_{\text{lím}}$ Pertenece al dominio 2 o 3

$$0.126 < 0.319$$

- Determinación de la cuantía mecánica del acero

Tabla 1 del anexo A-1 $W_s = 0.1378$

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

$$A_s = 0.1378 \times 100 \times 13 \times \frac{166.67}{4347.83}$$

$$A_s = 6.87 \text{ cm}^2/m$$

- Determinación del área mínima de acero

$$A_{s \min} = W_{s \min} \times b_w \times h$$

De la tabla 3 del anexo A-1 $W_{s \min} = 0.0015$

$$A_{s \min} = 0.0015 \times 100 \times 15$$

$$A_s = 2.25 \text{ cm}^2/m$$

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

Valor Adoptado = 6.87 cm ² /m
--

- Determinación del número de barras de acero

$$\emptyset 12 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 * A_s}{\pi * \emptyset^2} = \frac{4 * 6.87}{\pi * 1.2^2} = 6.07 \text{ (7 barras)}$$

Adoptamos = 7 \emptyset 12 /m

Con un área igual a 7.91 cm² /m

Donde:

$$7.91 > 6.86 \text{ cm}^2 \quad \% \text{ de incremento } 13.27 \%$$

Según norma nos recomienda un desplazamiento de fase "b" de barras de 2 cm como mínimo, entonces:

$$b = \frac{100 - \# \emptyset}{\# esp} > 2 \text{ cm}$$

$$b = \frac{100 - (7 \times 1.2)}{7 - 1} > 2 \text{ cm}$$

$$15.27 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

Usar Ø12 C-15 cm (Para el acero positivo)

MOMENTO NEGATIVO

Análisis de la viga bi-empotrada

$$M_a = - 2441.75 \text{ kg x m/m}$$

$$M_b = - 2286.60 \text{ kg x m/m}$$

$$R_a = 3646.42 \text{ kg}$$

$$R_b = 3236.67 \text{ kg}$$

$$V_{\max} = 3646.42 \text{ kg}$$

$$M_d = 2441.75 \text{ kg x m/m}$$

Diseño a flexión

- Resistencias de cálculo de los materiales

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} = 166.67 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \frac{kg}{cm^2}}{1.15} = 4347.83 \frac{kg}{cm^2}$$

- Altura efectiva

$$d = h - d_1 = 15 \text{ cm} - 2 \text{ cm} = 13 \text{ cm}$$

- Determinación del momento reducido de cálculo

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

Donde:

$$M_d = 244175.00 \text{ kg x cm/m}$$

$$\mu_d = \frac{244175.00}{100 \times 13^2 \times 166.67} = 0.087$$

Entramos a la tabla 2 del anexo A-2 para un acero CA-50 y obtenemos μ_{lim}

$$\mu_{lim} = 0.319$$

$\mu_d < \mu_{lim}$ Pertenece al dominio 2 o 3

$$0.087 < 0.319$$

- Determinación de la cuantía mecánica del acero

Tabla 1 del anexo A-1

$$W_s = 0.0924$$

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

$$A_s = 0.0924 \times 100 \times 13 \times \frac{166.67}{4347.83}$$

$$A_s = 4.604 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

- Determinación del área mínima de acero

$$A_{s\min} = W_{s\min} \times b_w \times h$$

De la tabla 3 del anexo A-1 $W_{s\min} = 0.0015$

$$A_{s\min} = 0.0015 \times 100 \times 15$$

$$A_s = 2.25 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

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

Valor Adoptado = 4.604 cm ² /m

- Determinación del número de barras de acero

$$\emptyset 12 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 * A_s}{\pi * \emptyset^2} = \frac{4 * 4.604}{\pi * 1^2} = 5.86 \text{ (6 barras)}$$

Adoptamos = 6\emptyset10 /m

Con un área igual a 7.91 cm² /m

Donde:

$$4.71 > 4.604 \text{ cm}^2 \quad \% \text{ de incremento } 2.25 \%$$

Según norma nos recomienda un desplazamiento de fase "b" de barras de 2 cm como mínimo, entonces:

$$b = \frac{100 - \# \emptyset}{\# esp} > 2 \text{ cm}$$

$$b = \frac{100 - (6 \times 1.0)}{7 - 1} > 2 \text{ cm}$$

$$15.67 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

Usar Ø10 C-15 cm (Para el acero negativo)

- Se debe disponer una armadura transversal de reparto igual al 25% de la armadura longitudinal principal.

$$A_{st} = \frac{25}{100} \times A_s = \frac{25}{100} \times \frac{6.87 \text{ cm}^2}{m} = 1.72 \text{ cm}^2/m$$

- Determinación del área mínima de acero

$$A_{s \text{ min}} = W_{s \text{ min}} \times b_w \times h$$

De la tabla 3 del anexo A-1 $W_{s \text{ min}} = 0.0015$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 \times 100 \times 15$$

$$A_s = 2.25 \text{ cm}^2/m$$

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

Valor Adoptado = 2.25 cm²/m

- El número de barras para armaduras de 8 mm es:

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 8}} = \frac{2.25}{0.503} = 4.47 \text{ (5 barras)}$$

- Separación entre barras

Según norma nos recomienda un desplazamiento de fase "b" de barras de 2 cm como mínimo, entonces:

$$b = \frac{100 - \# \phi}{\# esp} > 2 \text{ cm}$$

$$b = \frac{100 - (5 \times 0.8)}{5 - 1} > 2 \text{ cm}$$

$$23.73 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

Usar Ø8 C-20 cm (Para el acero transversal)

En la siguiente tabla se muestra el resumen de las armaduras obtenidas por el CYPECAD 2015 y la verificación manual.

Tabla 3-7 Variación de Armado en escalera

	A. longitudinal inferior	A. longitudinal superior	A. transversal
CYPECAD 2014	Ø10c/10	Ø8c/20	Ø8c/20
VERIFICACIÓN MANUAL	Ø12c/15	Ø10c/15	Ø8c/20
% VARIACIÓN	+ 0.8	+ 53.29	0.00

Fuente: Elaboración propia.

3.5.6. Diseño de fundación

3.5.6.1. Verificación zapata aislada

Se realizará el análisis para la “zapata aislada correspondiente a la columna C42”, dado que es el elemento más solicitado de la estructura, la cual presenta las siguientes solicitaciones obtenidas mediante el programa CYPECAD 2014.

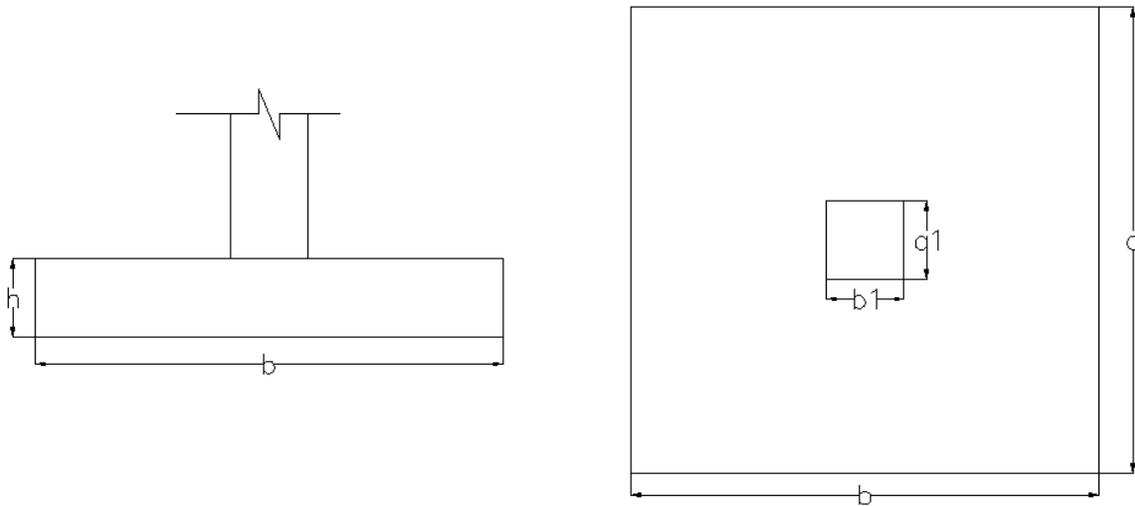


Figura 48 Geometría de la zapata aislada

Fuente: Elaboración Propia

Datos:

Normal de servicio “N” = 75950 kg

Cortante de servicio “Hx = Qx” = 50 kg

Cortante de servicio “Hy = Qy” = 0 kg

Momento “M’x” = 60 kg x m

Momento “M’y” = 0 kg x m

$\bar{\sigma}_{adm} = 1.85 \text{ kg/cm}^2$

- Resistencias de cálculo de los materiales

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.5} = 166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{vd} = 0.5 \times \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \times \sqrt{166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 6.46 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \frac{kg}{cm^2}}{1.15} = 4347.83 \frac{kg}{cm^2}$$

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”)

$$P = 0.10 \times N = 0.10 \times 75950 \text{ kg} = 7595 \text{ kg}$$

Diseño geométrico:

- Diseño en planta (Zapata cuadrada)

$$a = \sqrt{\frac{N + P}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{75950 \text{ kg} + 7595 \text{ kg}}{1.85 \frac{kg}{cm^2}}} = 212.21 \text{ cm (Se adopta 215 cm)}$$

Área adoptada = 215cm x 215cm = 46225 cm².

1º condición: A requerida < A adoptada

$$45033.08 \text{ cm}^2 < 46225.0 \text{ cm}^2$$

- El esfuerzo de tensión uniforme en el suelo viene dado por:

$$\sigma_t = \frac{N}{a^2} = \frac{75950 \text{ kg}}{(215 \text{ cm})^2} = 1.64 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_t \leq \sigma_{adm} \quad 1.64 \frac{kg}{cm^2} \leq 1.85 \frac{kg}{cm^2}$$

- Canto útil mínimo, para no tener necesidad de verificar a cortante y punzonamiento se tiene:

$$k = \frac{4 \times f_{vd}}{\gamma_f \times \sigma_t} = \frac{4 \times 6.46 \frac{kg}{cm^2}}{1.6 \times 1.68 \frac{kg}{cm^2}} = 9.61$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{a_1 \times b_1}{4} + \frac{a \times b}{2k - 1}} - \frac{a_1 + b_1}{4} =$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{30 \times 30}{4} + \frac{215 \times 215}{2 \times 9.61 - 1}} - \frac{30 + 30}{4} = 37.55 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{2(a-a_1)}{4+k} = \frac{2 \times (215 \text{ cm} - 30 \text{ cm})}{4+9.61} = 27.18 \text{ cm}$$

Por tanto, asumo una altura total “ $h = 50 \text{ cm}$ ”, empleando un recubrimiento geométrico de “ $r = 5 \text{ cm}$ ” y un diámetro “ $\varnothing = 1.6 \text{ cm}$ ”

$$d = h - r - \frac{\varnothing}{2} = 50 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - \frac{1.6 \text{ cm}}{2} = 44.20 \text{ cm}$$

- Clasificación de la zapata por la relación de sus dimensiones

$$v = \frac{a - a_1}{2} = \frac{215 \text{ cm} - 30 \text{ cm}}{2} = 92.5 \text{ cm}$$

Dado que el vuelo “ $v = 92.5 \text{ cm}$ ” es menor que “ $2h = 100 \text{ cm}$ ”, se trata una zapata rígida.

Acciones en el plano de cimentación:

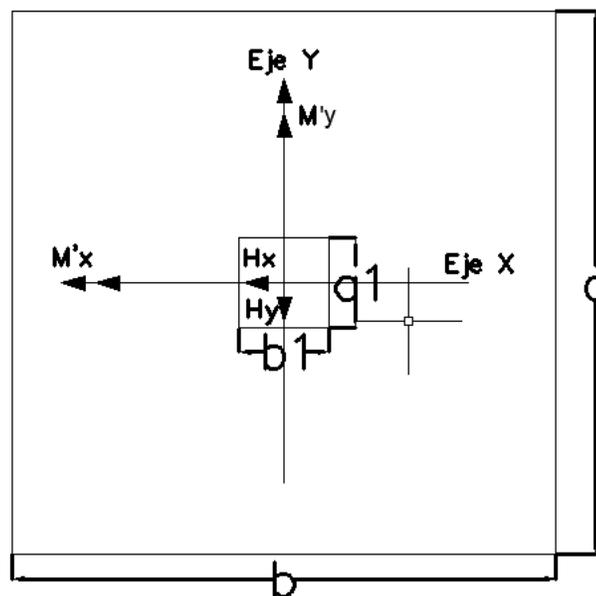


Figura 49 Acciones en el plano de cimentación

Fuente: Elaboración Propia

a) Axil 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:

$$P.P._{zapata} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot Volumen = 2500 \times (2.15 \times 2.15 \times 0.5) = 5778.12 \text{ kg.}$$

Carga real: $N_{real} = N_T + PP_{zapata}$

$$N_{real} = 75950 + 5778.12 = 81728.12 \text{ kg.}$$

b) Momento en el plano de cimentación:

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

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

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

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.

$$M_x = 160 - 0.0 = 160 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_y = 0.0 - 50 = 50 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Cálculo de los esfuerzos máximos y mínimos:

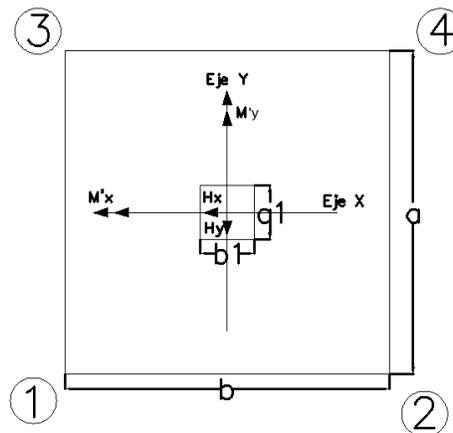


Figura 50 Esfuerzo máximo y mínimo

Fuente: Elaboración Propia

Cálculo de los esfuerzos en las aristas de la zapata como se muestra a continuación:

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

$$\sigma_{1max} = \frac{811728.12}{215 \times 215} - \frac{6 \times 160}{215 \times 215^2} - \frac{6 \times 50}{215 \times 215^2} = 1.77 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{2max} = \frac{81128.12}{215 \times 215} - \frac{6 \times 160}{215 \times 215^2} + \frac{6 \times 50}{215 \times 215^2} = 1.77 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{3max} = \frac{81128.12}{215 \times 215} + \frac{6 \times 160}{215 \times 215^2} - \frac{6 \times 50}{215 \times 215^2} = 1.77 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{4min} = \frac{81128.12}{215 \times 215} + \frac{6 \times 160}{215 \times 215^2} + \frac{6 \times 50}{215 \times 215^2} = 1.78 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{adm} > \sigma \text{ máx.}$$

$$1.85 \text{ kg/cm}^2 > 1.77 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{Estable frente al hundimiento}$$

Verificación al vuelco:

$$\gamma_{Va} = \frac{(N_T + P \cdot P_{zapata}) \times \frac{a}{2}}{M_x} \geq 1.5$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{(N_T + P \cdot P_{zapata}) \times \frac{b}{2}}{M_y} \geq 1.5$$

$$\gamma_{Va} = \frac{81728.12 \times \frac{215}{2}}{160} = 54911.08 \geq 1.5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{81728.12 \times \frac{215}{2}}{50} = 175715.46 \geq 1.5 \rightarrow \text{Cumple}$$

Verificación al deslizamiento:

Para el ángulo de fricción interno del suelo se realiza un análisis con los datos obtenidos en el estudio de suelos.

$$(N + P) \times \tan \varphi_d \geq V \times \gamma_2 \text{ (Válido solo para arenas)}$$

$$81728.12 \times \tan \left(\frac{2}{3} \times 30^\circ \right) \geq 1.5 \times 50$$

$$2850.90 \geq 75 \text{ (cumple)}$$

$$\phi_d = (2/3) * \phi = 30^\circ \text{ (Ver anexo A-1 Tabla 7)}$$

Cálculo de la armadura:

Diseño a flexión

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

$$M_d = \frac{\gamma_f \times N}{2 \times a} \times \left(\frac{a - a_0}{2} + 0.15 \times a_0 \right)^2$$

$$M_d = \frac{1.6 \times 75950}{2 \times 215} \times \left(\frac{215 - 30}{2} + 0.15 \times 30 \right)^2$$

$$M_{ad} = 269027.163 \text{ kg} \times \text{cm}$$

- Momento reducido de cálculo:

$$\mu = \frac{M_{ad}}{b_w \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{2659027.16 \text{ kg} \times \text{cm}}{215 \text{ cm} \times (44.2 \text{ cm})^2 \times 166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.038$$

- La cuantía mecánica para este caso vale:

$$w = \mu \times (1 + \mu) = 0.0086 \times (1 + 0.086) = 0.039$$

- El área de acero calculada "As"

$$A_s = w \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.039 \times 215 \text{ cm} \times 44,2 \text{ cm} \times \frac{166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} =$$

$$A_s = 14.36 \text{ cm}^2$$

- La armadura mínima geométrica necesaria es:

$$A_{s.min} = w \times b \times h = 0.0015 \times 215 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} = 16.12 \text{ cm}^2$$

- Por tanto se adopta como área de acero, la mayor entre la mecánica calculada y la mínima geométrica, siendo:

$$A_s = 16.12 \text{ cm}^2$$

- Numero de barras:

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 16}} = \frac{16.12 \text{ cm}^2}{2.01 \text{ cm}^2} = 8.02 \text{ (9 barras)}$$

Verificación al corte y punzonamiento:

Debido a que se empleó las formulas 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.

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.

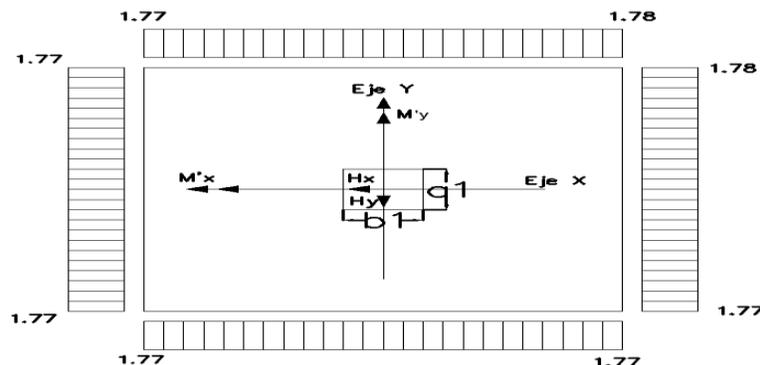


Figura 51 Tensiones actuantes en la Zapata "C42"

Fuente: Elaboración propia

Lado Y

$$L = \frac{b - b_1}{2} + 0.15 \times b_1 = 96.1$$

$$\sigma_y = \sigma_4 - \frac{L}{b} \times (\sigma_4 - \sigma_2)$$

$$\sigma_y = 1.78 - \frac{96.1}{215} \times (1.78 - 1.77)$$

$$\sigma_y = 1.77 \frac{Kg}{cm^2}$$

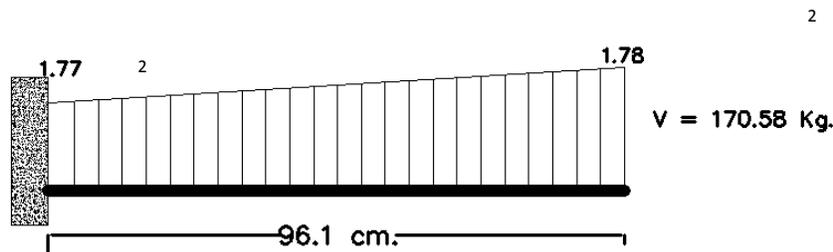


Figura 52 Esquema y respuesta estructural en la zapata "C42"

Fuente: Elaboración propia

- Cortante de diseño:

$$V_d = \gamma_f \times V \times b = 1.6 \times 170.58 \times 215 = 58679.52 \text{ kg}$$

$$\frac{V_d}{0.9 \times d \times n \times \pi \times \phi} \leq k \times \sqrt[3]{f_{cd}^2} \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$\frac{58679.52 \text{ kg}}{0.9 \times 44.20 \text{ cm} \times 9 \times \pi \times 1.6 \text{ cm}} \leq 0.9 \times \sqrt[3]{\left(166.67 \frac{kg}{cm^2}\right)^2}$$

$$32.61 \frac{kg}{cm^2} \leq 27.26 \frac{kg}{cm^2} \text{ (No cumple)}$$

Para cumplir con la verificación de la adherencia asumo 11 barras de ϕ 16 mm.

$$\frac{58679.52 \text{ kg}}{0.9 \times 44.20 \text{ cm} \times 11 \times \pi \times 1.6 \text{ cm}} \leq 0.9 \times \sqrt[3]{\left(166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)^2}$$

$$26.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 27.26 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (ok)}$$

- Espaciamiento entre barras:

$$s = \frac{b - 2r}{n} = \frac{215 \text{ cm} - 2 \times 5 \text{ cm}}{11} = 18.64 \text{ cm} \approx 18 \text{ cm}$$

- Para ambas direcciones se deberá usar:

11Ø16 C-18 cm

Anclaje de las armaduras:

Dado que el vuelo “v=92.5cm” es mayor que el peralte “h=50cm”, el anclaje se contará a partir de una distancia “h” desde el paramento del soporte.

$$l_{b1} \geq \frac{\phi}{4} * \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}}$$

$$\tau_{bu} = 0.9 \times \sqrt[3]{f_c d^2} = 0.9 \times \sqrt[3]{166.67^2} = 27.26 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$l_{b1} \geq \frac{\phi}{4} \times \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{1.6 \text{ cm}}{4} \times \frac{4347.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{27.26 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 63.80 \text{ cm}$$

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

$$l_b = l_{b1} \times \frac{As_{Calculada}}{As_{Real}} = 63.80 \times \frac{18.10}{22.12} = 52.20 \text{ cm}$$

$$l_b \geq \left\{ \begin{array}{l} 0.30 \times l_{b1} = 0.30 \times 63.80 = 19.14 \text{ cm} \\ 10 \phi = 10 \times 1.6 = 16 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Por tanto, $l_b = 52.2$ 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.

En la siguiente tabla se muestra el resumen de las armaduras obtenidas por el CYPECAD 2015 y la verificación manual.

Tabla 3-8 Variación de armado en Escalera

	A. flexión
CYPECAD 2014	9Ø16c/25
VERIFICACIÓN MANUAL	11Ø16c/18
% VARIACIÓN	+ 8.18

Fuente: Elaboración propia

3.6. Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

1. Adquisición – provisión de materiales.
2. Instalación de faenas (en emplazamiento del proyecto).
 - Desbroce, explanación y limpieza.
 - Cercado del predio.
 - Acometidas e instalaciones de servicio.
 - Obrador taller y depósito.
 - Movilizaciones y desmovilizaciones.
3. Replanteo general (Preliminar).
 - Trazado y replanteo.
4. Excavaciones.
 - Excavación con maquinaria para zapatas.
 - Excavación manual de cimientos.
5. Construcción de zapatas.
 - Replanteo.
 - Armado, vaciado y compactado de hormigones.
 - Desencofrado y curado de hormigones.
6. Construcción de cimientos.
 - Replanteo.
 - Armado, vaciado y compactado de hormigones.
 - Relleno y compactado del suelo.
 - Protección contra la humedad.
7. Encofrado, armado y vaciado de la estructura de sustentación de la edificación.
 - Replanteo de vigas, columnas y losas.
 - Encofrado, colocado de la armadura.
 - Vaciado y compactado de hormigones.
 - Desencofrado de hormigones.
8. Ejecución de las obras complementarias
 - Replanteo
 - Encofrado, armado y vaciado de escaleras (Gradas)

- Encofrado y vaciado de la vereda de hormigón
- Desencofrado y curado del hormigón

9. Ejecución de muros de cerramiento

- Replanteo
- Mampostería de cerámica
- Mampostería de fabrica

10. Instalación de servicios (Tendidos de ductos, accesorios y artefactos)

- Replanteo
- Agua potable
- Alcantarillado sanitario y pluvial
- Energía eléctrica
- Instalación telefónica

11. Ejecución de carpintería de madera o metálica (Marcos para puertas y ventanas)

- Replanteos.
- Marcos para puertas y ventanas.

12. Ejecución obra fina (acabados).

- Revoque exterior.
- Revoque interior.
- Colocado de puertas y ventanas.
- Quincallería, vidrios ventanas.
- Pinturas.

13. Limpieza.

- Retiro de escombros.
- Pulimientos.

14. Entrega de obra.

- Provisional.
- Ejecución de obras correctivas.
- Definitivo.

3.6.1. 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 correcta realización del ítem y por último la forma de pago. Véase anexo A-6.

3.6.2. Precios unitarios

El análisis de los precios unitarios fue realizado como se indicó en el marco teórico del presente proyecto. Las planillas de precios unitarios se encuentran detallado en el anexo A-4.

3.6.3. Cómputos métricos

Los cómputos métricos sirven para cuantificar la cantidad de material que va entrar en nuestra obra de esa forma poder estimar el presupuesto total del proyecto anexo A-4.

3.6.4. Presupuesto general de la obra

Se obtiene en función a los volúmenes de la obra y precios unitarios correspondiente a cada ítem. Tomando como presupuesto general la de las cantidades, llegando a un presupuesto total de la obra de Bs. 5'580.277 detallado en el anexo A-4.

3.6.5. Planteamiento y cronograma

Se realizó un cronograma de actividades que se recomienda seguir en la construcción de la "Unidad Educativa 6 de Junio". Según el cronograma mostrado en el Anexo A-5 se tiene planificada la construcción de la unidad educativa, aproximadamente 386 días calendarios.

CAPÍTULO IV

4. APORTE ACADÉMICO DEL ESTUDIANTE (Diseño de rampa con losa maciza inclinada)

4.1. Marco conceptual

4.1.1. Rampa (Parámetros geométricos)

La posibilidad de diseño de una rampa permite – sin olvidar la noción de superar las barreras físicas urbanas y arquitectónicas.

Aunque básicamente se conforma por una superficie continua que salva una diferencia de altura, con un determinado grado de pendiente, es necesario señalar una serie de especificaciones constructivas, y como sabemos, la normativa mínima relativa al diseño.

Las siguientes precisiones auxiliar y determinar las dimensiones adecuadas para diseñar una rampa donde pueda ser cómodas y eficientes.

Las especificaciones mínimas vienen dadas por el Norma Nacional de establecimiento de la salud de primer nivel que son las siguientes:

- Deben tener pendientes máximas admisibles de 12 % a 10 % hasta los 3 m de largo
- Pendientes de 10% a 8% cuando la longitud esté entre 3 m y 10 m de largo.
- Pendientes de 8% a 6% para tramos de más de 10 m de largo.
- Las rampas deben tener un ancho mínimo de 1.20 m si son diseñadas para un solo sentido de circulación, un ancho mínimo de 1.80 m para aquellas de doble circulación.
- Cuando los tramos sean muy largos (más de 20 m), debe colocarse un descanso, el cual debe medir como mínimo 1.5 m x 1.5 m o tener una superficie mínima de 2.25 m². La altura de pasamanos debe ser de 0.75 a 0.9 m medidos desde la superficie de la rampa y en toda su extensión.
- La superficie de contacto debe ser uniforme y antiderrapante.

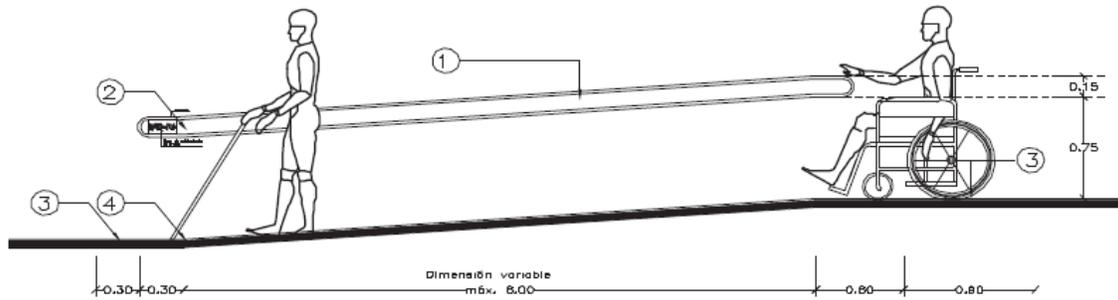


Figura 53 Posiciones y longitudes de elementos en rampa

Fuente: Norma nacional de caracterización de establecimientos de salud de primer nivel

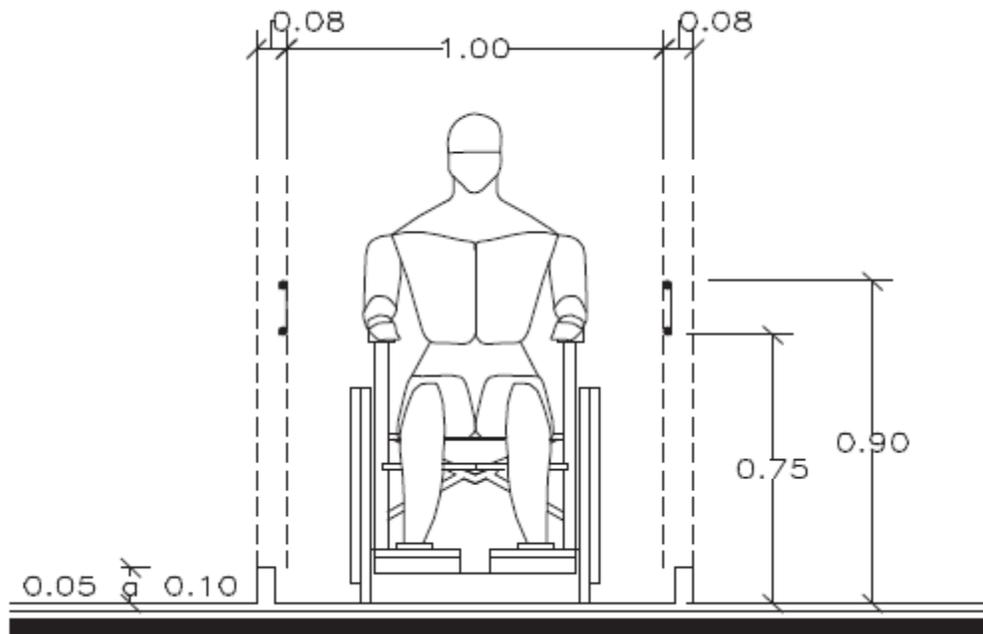


Figura 54 Dimensiones mínimas de sección transversal en rampa.

Fuente: Norma nacional de caracterización de establecimientos de salud de primer nivel.

4.2. Marco teórico

Para el diseño de placas de sustentación se tomará en cuenta lo siguiente:

4.2.1. Placas sustentadas en dos bordes paralelos

En el caso de cargas uniformemente repartidas, el cálculo de la placa se realizará asimilándola a:

- i. Una viga, si la anchura l_x de la placa es igual o menor que la mitad de su luz.
- ii. Una placa rectangular sustentada en su contorno, supuesto los bordes libres como simplemente apoyados, si el ancho l_x de la placa es mayor que la mitad de su luz l_y .

En este caso, y a los efectos de aplicación de 9.4.3, se supondrá siempre que la relación l_x/l_y , entre lados de la placa, es superior a 2.5.

En el caso ii), esta prescripción se cumple, automáticamente, al utilizar la tabla 9.4.3.2 (placas sustentadas en todo su borde).

La asimilación a placa rectangular sustentada en su contorno, que se establece en el caso ii) debe entenderse válida tan sólo a efectos de determinación de momentos y disposición de armaduras.

Con lo descrito anteriormente el diseño de tal losa se la realizara como una viga simplemente apoyada, siguiendo lo descrito en anteriores capítulos (Ver CAP II, 2.5.2.3. Diseño a flexión de elemento de hormigón armado). De modo que debe de cumplir la siguiente relación.

$$\frac{l_{mayor}}{l_{menor}} > 2$$

4.3. Idealización de la estructura y diseño estructural de la rampa

4.3.1. Datos de la rampa

Tramo 2 (Entre CR 3 – CR 5).

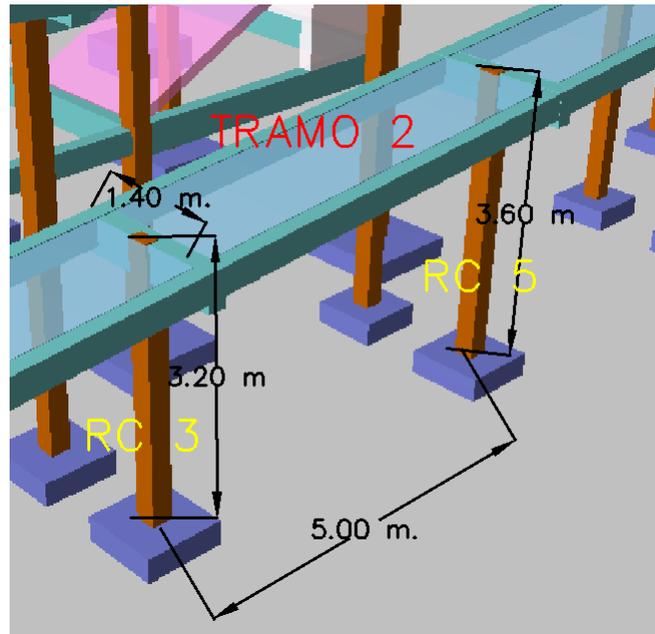


Figura 55 Detalle de rampa

Fuente: Elaboración propia

- **Clasificación de placa.**

$$\frac{l_{mayor}}{l_{menor}} > 2$$

$$\frac{5.02}{1.40} > 2$$

3.59 > 2 (Armado en una dirección)

- **Pendiente de la rampa.**

$$m = \frac{(h_2 - h_1) \times 100\%}{L_{Horizontal}}$$

$$m = \frac{(3.60 - 3.20) \times 100\%}{5.00} = 8\% \text{ (Cumple)}$$

$$\alpha = \arctg(m) = 4.57^\circ$$

- **Longitud de la losa.**

$$l_Y = \sqrt{l_H^2 + (h_2 - h_1)^2}$$

$$l_Y = \sqrt{5^2 + (3.60 - 3.20)^2} = 5.02 \text{ (m)}$$

- **Cargas actuantes.**

Peso propio de la losa.

$$g = \gamma \times hf = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 0.15\text{m} = 375 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Para transformar esta carga a una carga uniforme horizontal tenemos que:

$$\frac{g}{\cos\alpha} = \frac{375 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}}{\cos(4.57)} = 376.20 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Sobrecarga de uso.

$$q = 400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Carga de diseño

$$q_d = \gamma_f * (g + q) = 1.6 \times (376.20 + 400) = 1241.92 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

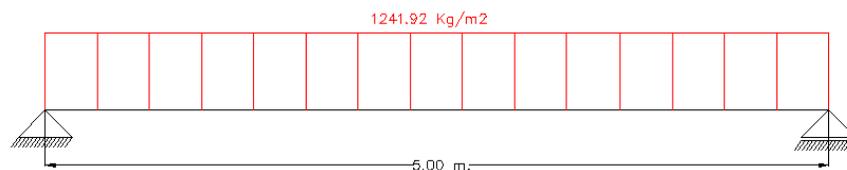


Figura 56 Esquema estructural

Elaboración propia

4.3.2. Diseño a flexión

ARMADURA POSITIVA

Para el cálculo de la armadura positiva se procede a encontrar la combinación más desfavorable (envolvente), determinado con la ayuda del software SAP2000 tenemos lo siguiente momento máximo.

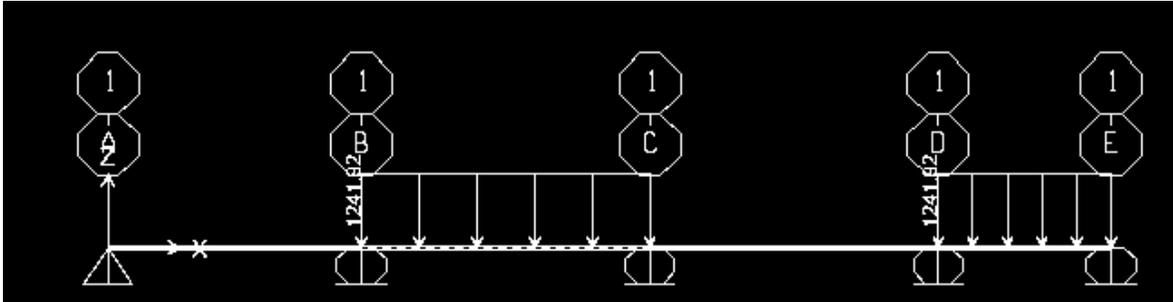


Figura 57 Carga para momento positivo más desfavorable.

Elaboración propia

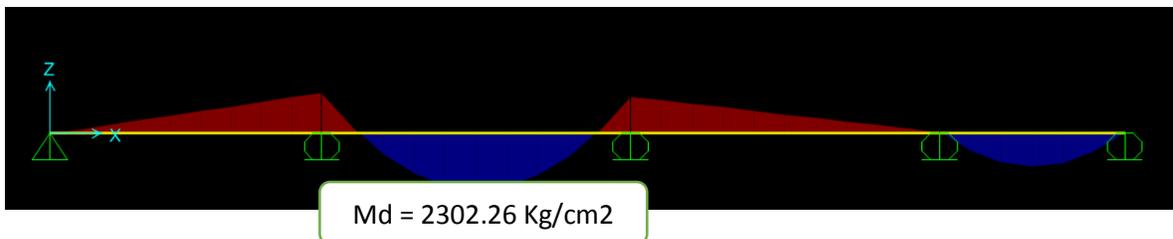


Figura 58 Envolvente para momento positivo máximo.

Elaboración propia.

- Resistencia de cálculo de los materiales.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} = 166.67 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \frac{kg}{cm^2}}{1.15} = 4347.83 \frac{kg}{cm^2}$$

- Altura efectiva

$$d = h - d_1 = 15 \text{ cm} - 2 \text{ cm} = 13 \text{ cm}$$

- Determinación del momento reducido de cálculo

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

Donde:

$$M_d = 230226 \text{ kg x cm/m}$$

$$\mu_d = \frac{230226}{100 \times 13^2 \times 166.67} = 0.082$$

Entramos a la tabla 2 del anexo A-2 para un acero CA-50 y obtenemos $\mu_{\text{lím}}$

$$\mu_{\text{lím}} = 0.319$$

$\mu_d < \mu_{\text{lím}}$ Pertenece al dominio 2 o 3

$$0.082 < 0.319$$

- Determinación de la cuantía mecánica del acero

Tabla 1 del anexo A-1

$$W_s = 0.08713$$

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

$$A_s = 0.08713 \times 100 \times 13 \times \frac{166.67}{4347.83}$$

$$A_s = 4.34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Determinación del área mínima de acero

$$A_{s \min} = W_{s \min} \times b_w \times h$$

De la tabla 3 del anexo A-1

$$W_{s \min} = 0.0015$$

$$A_{s \min} = 0.0015 \times 100 \times 15$$

$$A_s = 2.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

Valor Adoptado = 4.34 cm ² /m
--

- Determinación del número de barras de acero

$$\emptyset 12 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 * A_s}{\pi * \emptyset^2} = \frac{4 * 4.34}{\pi * 1^2} = 5.53 \text{ (6 barras)}$$

Adoptamos = 6φ12 /m

Con un área igual a 4.71 cm² /m

Donde:

$$4.71 > 4.34 \text{ cm}^2 \quad \% \text{ de incremento } 7.86 \%$$

Según norma nos recomienda un desplazamiento de fase "b" de barras de 2 cm como mínimo, entonces:

$$b = \frac{100 - \# \phi}{\# esp} > 2 \text{ cm}$$

$$b = \frac{100 - (6 \times 1)}{6 - 1} > 2 \text{ cm}$$

$$18.8 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

Usar Ø10 C-15 cm (Para el acero positivo)

ARMADURA NEGATIVA

Para el cálculo de la armadura negativa se procede a encontrar la combinación más desfavorable (envolvente), determinado con la ayuda del software SAP2000 tenemos lo siguiente momento máximo.

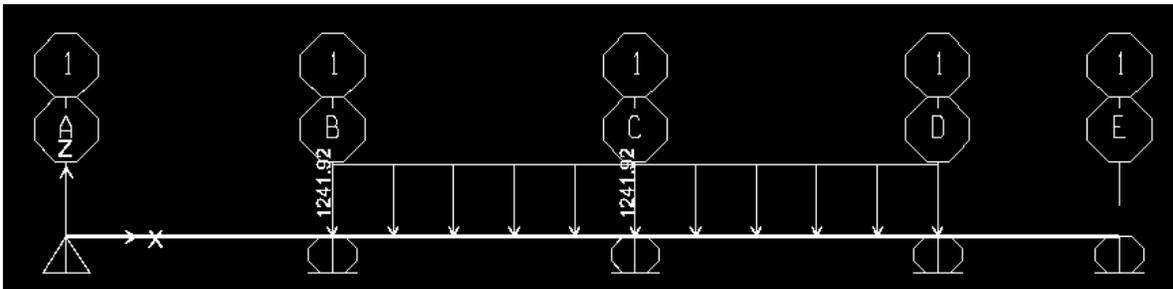


Figura 59 Carga para momento positivo más desfavorable.

Elaboración propia

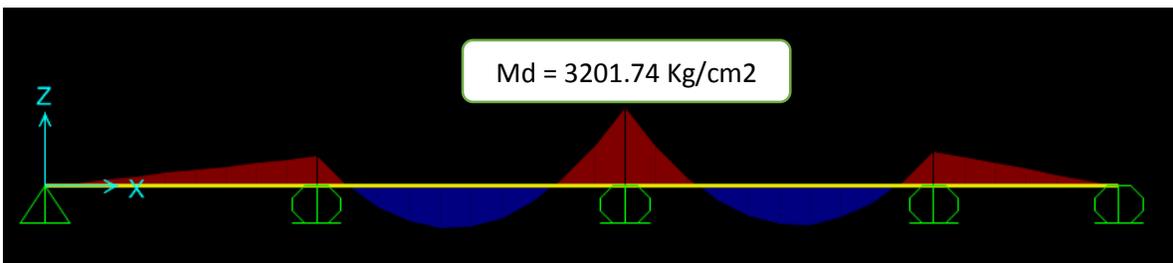


Figura 60 Envolvente para momento positivo máximo.

Elaboración propia.

- Determinación del momento reducido de cálculo

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

Donde:

$$M_d = 320174 \text{ Kg x cm/m}$$

$$\mu_d = \frac{320174}{100 \times 13^2 \times 166.67} = 0.124$$

Entramos a la tabla 2 del anexo A-2 para un acero CA-50 y obtenemos μ_{lim}

$$\mu_{lim} = 0.319$$

$\mu_d < \mu_{lim}$ Pertenece al dominio 2 o 3

$$0.124 < 0.319$$

- Determinación de la cuantía mecánica del acero

Tabla 1 del anexo A-1

$$W_s = 0.1353$$

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

$$A_s = 0.1353 \times 100 \times 13 \times \frac{166.67}{4347.83}$$

$$A_s = 6.74 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

- Determinación del área mínima de acero

$$A_{s\min} = W_{s\min} \times b_w \times h$$

De la tabla 3 del anexo A-1 $W_{s\min} = 0.0015$

$$A_{s\min} = 0.0015 \times 100 \times 15$$

$$A_s = 2.25 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

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

Valor Adoptado = 6.74 cm ² /m
--

- Determinación del número de barras de acero

$$\phi 12 \text{ mm} \rightarrow n = \frac{4 * A_s}{\pi * \phi^2} = \frac{4 * 6.74}{\pi * 1^2} = 8.58 \text{ (9 barras)}$$

Adoptamos = 9φ10 /m

Con un área igual a 7.07 cm² /m

Donde:

$$7.06 > 6.74 \text{ cm}^2 \quad \% \text{ de incremento } 4.53 \%$$

Según norma nos recomienda un desplazamiento de fase "b" de barras de 2 cm como mínimo, entonces:

$$b = \frac{100 - \# \phi}{\# esp} > 2 \text{ cm}$$

$$b = \frac{100 - (9 \times 1)}{9 - 1} > 2 \text{ cm}$$

$$11.37 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

Usar Ø10 C-10 cm (Para el acero positivo)

- Se debe disponer una armadura transversal de reparto igual al 25% de la armadura longitudinal principal.

$$A_{st} = \frac{25}{100} \times A_s = \frac{25}{100} \times \frac{4.71 \text{ cm}^2}{\text{m}} = 1.18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Determinación del área mínima de acero

$$A_{s \text{ min}} = W_{s \text{ min}} \times b_w \times h$$

De la tabla 3 del anexo A-1 $W_{s \text{ min}} = 0.0015$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 \times 100 \times 15$$

$$A_s = 2.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

Valor Adoptado = 2.25 cm²/m

- El número de barras para armaduras de 8 mm es:

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 8}} = \frac{2.25}{0.503} = 4.47 \text{ (5 barras)}$$

- Separación entre barras

Según norma nos recomienda un desplazamiento de fase "b" de barras de 2 cm como mínimo, entonces:

$$b = \frac{100 - \# \phi}{\# esp} > 2 \text{ cm}$$

$$b = \frac{100 - (5 \times 0.8)}{5} > 2 \text{ cm}$$

$$19.20 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

Usar Ø8 C-15 cm (Para el acero transversal)

En la siguiente tabla se muestra el resumen de las armaduras obtenidas por el CYPECAD 2015 y la verificación manual.

Tabla 4-1 Armado de Rampa

A. longitudinal inferior	A. longitudinal superior	A. transversal Inferior	A. transversal superior
Ø10c/15	Ø10c/10	Ø8c/15	Ø8c/15

Fuente: Elaboración propia

4.3.3. Comprobación de la Flecha

$$\delta_{max} = \frac{q \times L^4}{394 \times E \times I}$$

Ecuación válida para una viga biempotrada apoyada donde se producirá el mayor momento positivo y por consiguiente la mayor flecha.

Donde:

q = Carga de diseño.

L = Longitud más desfavorable de la losa.

x = 2.5 m (Distancia a ser controlada donde).

$E = 333000 \text{ Kg/cm}^2$ Modulo de deformación longitudinal

$I =$ Inercia de la sección a ser controlada.

$$\delta_{max} = \frac{0.124192 \times 502^4}{384 \times 333000 \times \frac{502 \times 15^3}{12}} < \frac{502}{300}$$

$$\delta_{max} = 0.08 \text{ cm} < 1.43 \text{ cm (Cumple)}$$

4.3.4. Cálculo de la longitud de anclaje para las armaduras negativas

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

$$lb_1 \geq \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}}$$

Las resistencias de cálculo de los materiales son:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} = 166.67 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \frac{kg}{cm^2}}{1.15} = 4347.83 \frac{kg}{cm^2}$$

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

$$\tau_{bu} = 0.9 \times \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 0.9 \times \sqrt[3]{166.67^2} = 27.26 \frac{kg}{cm^2}$$

$$lb_1 \geq \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{1 \text{ cm}}{4} \times \frac{4347.83 \frac{kg}{cm^2}}{27.26 \frac{kg}{cm^2}} = 39.87 \text{ cm}$$

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

$$l_b = l_{b1} \times \frac{As. Calculada}{As. Real} = 39.87 * \frac{6.74}{7.06} = 38.06 \text{ cm}$$

$$l_b \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,30 l_{b1} = 0.30 \times 39.87 = 11.42 \text{ cm} \\ 10 \varnothing = 10 \times 1,0 = 10 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Por tanto, $l_b = 38.06 \text{ cm}$

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

Nivel superior. - Este presenta una longitud de Momento flector de 234 cm.

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

$$L_p = (l_{mf} + 2 \times d + 2 \times l_b) = (234 + 2 \times 13 + 2 \times 38.06) = 298.06 \text{ cm}$$

Esta longitud "L" es la longitud total de las barras.

Nivel inferior. - Dispuesto a lo largo de todo el elemento estructural.

Nivel inferior. - Dispuesto a lo largo de todo el elemento estructural.

CONCLUSIONES

Una vez finalizado el diseño estructural del presente proyecto se llegó a tener las siguientes conclusiones.

- Se constató que el software CYPECAD 2014 reduce el tiempo considerablemente del diseño y cálculo estructural de la infraestructura de la "Unidad Educativa 6 de Junio".
- En los resultados obtenidos de armaduras y secciones que arroja el software CIPECAD 2014 se realizó la comprobación manual de los elementos más solicitados de la infraestructura, tanto de la cubierta como la de la estructura aporticada bajo los requerimientos y condiciones que rige la norma CBH-87 (Norma boliviana del hormigón armado) los cuales se cumplieron satisfactoriamente.
- Se pudo observar y cuantificar que la variación que existe entre la verificación manual y los resultados que lanza el software CYPECAD 2014 no tienen una diferencia significativa lo cual se puede decir que los resultados lanzados por el software CYPECAD 2014 son confiables. La variación se observa en la siguiente tabla.

ELEMENTO ESTRUCTURAL	CYPECAD 2014	VERIFICACIÓN MANUAL	VARIACIÓN (%)
VIGA "V-76"			
M. Positivo	1Ø20 + 2Ø25	1Ø20 + 2Ø25	0.00
M. Negativo	4Ø25	1Ø20 + 3Ø25	- 9.02

Cortante	10Ø8c/13+ 11Ø8c/23+12Ø10c /15	6Ø10c/17+ 5Ø8c/20+6Ø8c/30 +10Ø8c/15+8Ø10c /12.5	+ 7.28
COLUMNA "C-42"			
Forjado N°3 - Forjado N°2	6Ø16	6Ø16	0.00
Forjado N°2 - Forjado N°1	6Ø16	6Ø16	0.00
Forjado N°1 - Cimentación	6Ø16	6Ø16	0.00
ESCALERA			
A. longitudinal inferior	Ø10c/10	Ø12c/15	+ 0.8
A. longitudinal superior	Ø8c/20	Ø8c/20	0.00
A. transversal	Ø8c/20	Ø8c/20	0.00
FUNDACIÓN "C-42"			

Diseño a Flexión	9Ø16c/25	11Ø16c/18	+ 18.18
------------------	----------	-----------	---------

- El diseño de la rampa se comprobó que actúa como una viga por dicha relación de sus longitudes $L_{mayor} / L_{menor} > 2$ y, se desarrolló todas las exigencias geométricas y relaciones mínimas y máximas que se debe tener en cuenta según la Norma Nacional de Caracterización de establecimientos de salud de primer nivel. Los resultados obtenidos son mostrados en la siguiente tabla.

A. longitudinal inferior	A. longitudinal superior	A. transversal Inferior	A. transversal superior
Ø10c/15	Ø10c/10	Ø8c/15	Ø8c/15

- El costo estimado del proyecto según el presupuesto es de Bs. 5'580.277,00 para un área total construida de 3.437,42 m². El precio por m² es de 16.233,89 Bs/m² el costo contempla la estructura portante es decir obras preliminares, obra gruesa y obra fina.
- El proyecto tiene un plazo de ejecución de 386 días calendario.

RECOMENDACIONES

- Hay que tener un cuidado minucioso en la introducción de datos en el software CIPECAD 2014, como ser cargas permanentes, accidentales, etc., como también en las restricciones y recomendaciones que nos brinda la norma boliviana del hormigón armado. Ya que el software (CIPECAD2014) no realiza un control de dichos datos en su totalidad.
- Para la optimización de los materiales obtenidos en el software (CIPECAD 2014), se podrá hacer una revisión de las longitudes de las armaduras longitudinales ya que no el software no une barras en vigas adyacentes.

Se recomienda que para la idealización de la estructura se utilicen vigas con una luz máxima de 6 metros, ya que a mayores longitudes de la planteada se pudo observar que la viga logra tener una sección considerable.