

CAPÍTULO I

ASPECTOS GENERALES

1.1. Problema.

En la actualidad la ciudad de Tarija nace de la preocupación que generó el nivel tan bajo de lectura y comprensión que se detectó en la cantidad de preuniversitarios que no aprueban el examen de ingreso, dando como resultado que los estudiantes presentaran múltiples problemáticas como: apatía y desinterés por la lectura, deficiente interpretación de textos y escasa participación crítica, creativa y dinámica con respecto al abordaje de diferentes tipos de texto, y la total ausencia de hábitos de lectura.

Constantemente, los docentes se quejan de las deficiencias respecto a la lectura, aludiendo que los estudiantes recuerdan muy poco lo que leen o solo recuerdan los títulos, que no pueden expresar las ideas centrales del texto, que se les presenta dificultad para expresar lo leído con sus propias palabras y no encuentran un mecanismo para hacer que los estudiantes desarrollen el agrado por la lectura. contar con un proyecto como el presente.

1.1.1. Planteamiento.-

La población en la ciudad de Tarija ha crecido bastante en estos últimos años, de acuerdo al Censo Poblacional verificado en 2001, la población para ese año en el Departamento de Tarija alcanzaba a 391.226 habitantes, y una tasa media de crecimiento para el período 1992-2001 alta de 3,2% anual. La misma explica que Tarija es un departamento de población predominantemente joven, con 59% de su población está en el rango de 0 a 24 años. Lo que conlleva a que mas y mas proyectos de necesidad social se ejecuten en la ciudad, por lo cual una necesidad social es la de fomentar la lectura de nuestra región y mas en estos tiempos donde la juventud y la niñez se dedican a actividades no culturales.

Las principales causas por las cuales no se cumplen este tipo de actividad en la ciudad de Tarija son los siguientes

- No existe infraestructura disponible para dicha actividad.
- No hay planificación alguna por parte del Gob. Municipal de Tarija.
- No hay planificación alguna por parte de la Gobernación de Tarija.
- Recursos económicos escasos.
- Débil organización de las juntas vecinales.

De mantenerse esta situación nos conlleva a que en la ciudad de Tarija la juventud sea mediocre, y aún peor que la juventud se dedique a tareas improductivas.

- Bajo nivel académico
- Escasa participación crítica, creativa y dinámica niños y jóvenes

Como unas soluciones serian:

- Adquisición de Laptops para cada niño y joven .
- Implementación de Bibliotecas en cada colegio de la ciudad de Tarija
- Construcción de una Biblioteca Virtual en la ciudad de Tarija.

1.1.2. Formulación.-

En el desarrollo del perfil se analizó las alternativas de solución al problema planteado, donde se definió que la mejor alternativa es la construcción de una infraestructura.

1.1.3. Sistematización.-

De la alternativa de solución seleccionada se realizó un análisis previo de los elementos estructurales que se implementarán en el diseño estructural de la infraestructura, donde se sistematizó contemplando lo siguiente:

- Fundación.- Por establecer de acuerdo al suelo que se tenga.
- Estructura aporricada.- Esta contempla vigas y columnas de H° A°
- Losas.- Losa maciza y casetonada.
- Estructura de sustentación de la cubierta.- Losa casetonada

1.2. Objetivos.-

1.2.1. Objetivo general.-

Realizar el diseño estructural de una "Biblioteca Virtual - Barrio Lourdes" en la ciudad de Tarija cumpliendo los lineamientos de la Norma Boliviana del Hormigón CBH 87 para la estructura.

1.2.2. Objetivos específicos.-

- Realizar el estudio de la capacidad portante del suelo de fundación
- Elaborar el diseño de la estructura de sustentación Losa Casetonada.
- Diseñar las vigas, columnas y zapatas de hormigón armado siguiendo la normativa CBH-87.
- Construir el diseño de planos estructurales del proyecto de acuerdo a las escalas que correspondan.
- Realizar el análisis de precios unitarios y especificaciones técnicas del proyecto.
- Determinar el costo total del emplazamiento del proyecto.
- Determinar cronograma de actividades y plazo de ejecución.

1.3. Justificación.-

Las razones por las cuáles se plantea la propuesta de proyecto de ingeniería civil son las siguientes

1.3.1. Académica.-

Profundizar y poner en práctica todos los criterios de diseño de los conocimientos adquiridos en la formación universitaria acerca del diseño de estructuras, tales como zapatas, vigas, columnas, losas.

1.3.2. Técnica.-

Se realizara el diseño empleando el software SAP 2000 Vs. 14, para el bosquejo de la estructura de sustentación, mediante software CYPECAD (2010 Castellano) se obtendrá los planos estructurales.

Se diseñarán los elementos estructurales mediante el uso de hojas de cálculo en EXCEL 2010.

1.3.3. Social - Institucional.-

Contribuir a la Gobernación del Departamento de Tarija con el diseño estructural de la Biblioteca Virtual.

A través del crecimiento poblacional en la ciudad de Tarija, tomando en cuenta en la actualidad la influencia del internet la tecnología a la cual nos estamos dirigiendo, la necesidad de contar con bibliotecas virtuales en Tarija, ha incursionado recientemente el internet en cada casa, pero para ello hay que tener recursos económicos nadie toma en cuenta a las personas que no pueden acceder a este servicio, de esta manera se pretende apoyar el desarrollo pedagógico en el departamento, además de estar a la par de las demás ciudades. Brindará a la sociedad un centro de lectura, que asimismo será aprovechado para otras actividades de capacitación pedagógica contando con salas virtuales.

Es importante destacar que el presente proyecto es de bien social para nuestra juventud de bajos recurso y su creación contribuiría a la igualdad de nuestra sociedad

1.4. Alcance del proyecto.-

Solución estructural.-

Con la información secundaria, en el perfil de proyecto se han analizado y definido las siguientes alternativas:

- La estructura de sustentación de losa casetonada
- El tipo de estructura será aporticada con elementos estructurales de H°A° ya que se trata de una estructura de dos plantas y que tendrá cargas considerables por existir gran concurrencia de personas.
- La estructura de separación, estructura de techo o piso (cierre horizontal) será losa casetonada.

- El tipo de fundación esta por instaurar de acuerdo a la información primaria.
- En lo que respecta a las instalaciones de agua potable y alcantarillado, se compondrar sólo un pre diseño y una estimación de los costos no llegando a elaborar el diseño final debido a que el proyecto está enfocado al diseño estructural, como prioridad.
- Así mismo, de manera referencial, se incluye la instalación eléctrica en la parte del presupuesto final

1.5. Localización.-

La “Biblioteca Virtual” se encuentra ubicado en el distrito ocho de la ciudad de Tarija, capital de la primera sección de la provincia cercado del Departamento de Tarija, referenciada por las siguientes coordenadas geográficas: 21°30′51.87” de latitud Sur y 64°43′22.71” de longitud Oeste, y una altitud promedio de 1895 m.s.n.m.

Figura N° 1 Fotografía satelital del área de proyecto.



Fuente: imagen de [googleart](#) 2013

1.6 Disposición de servicios.-

El lugar de emplazamiento cuenta con los siguientes servicios públicos como son: Agua potable y alcantarillado sanitario administrados por COSAALT

(cooperativa de servicios de agua y alcantarillado de Tarija), energía eléctrica administrada por SETAR (servicios eléctricos de Tarija), gas domiciliario administrada por EMTAGAS (empresa tarijeña del gas).

1.7 Aporte del estudiante.-

- **Método para el cálculo de "Losa casetonada"**

- Marco Referencial: Ver en Anexos A-9

- Análisis de cargas
- Diseño de losa casetonada
- Hoja "Exel" para el cálculo en base al diagrama de flujo

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2. Introducción

Para poder lograr el objetivo general del proyecto “Diseñar la estructura de sustentación para la construcción de la "Biblioteca Virtual" se debe tener conocimiento de las características físico-mecánicas del suelo de fundación, idealizar el comportamiento estructural, definir el tipo de infraestructura y superestructura de sustentación, definir los materiales a emplear en el emplazamiento físico y realizar los diseños correspondientes.

En consecuencia, con lo señalado en el anterior párrafo se pueden nombrar las siguientes referencias teóricas:

2.1 Levantamiento topográfico

En todo proyecto de ingeniería se requiere la modificación del terreno original ya sea de poca o gran medida de cualquier manera es necesario determinar el volumen de material a fin de estimar el costo del acarreo del material a su destino final.

La combinación de equipos informáticos e instrumentos topográficos junto con el desarrollo de avanzados programas de cálculos topográficos y el modelado digital han hecho de que sea posible hoy en día la utilización generalizada de instrumentos topográficos de avanzada tecnología tales como la estación total el cual tiene grandes ventajas como la toma y registro de datos que 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 efectúan 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.

Por consiguiente es vital realizar varios puntos dentro y fuera del terreno con el fin de instaurar curvas de nivel, cortes transversales y un replanteo del lugar completando así el levantamiento topográfico.

2.2 Estudio de suelos de fundación.-

El estudio de suelos es procedimiento indispensable a la hora de emplazar cualquier estructura ya que se debe conocer las características físico – mecánicas del suelo de fundación para realizar un correcto diseño de la estructura a emplazarse. Para ello el estudio de suelos está conformado por dos etapas:

- En campo donde se debe efectuar el ensayo del SPT. (Ensayo de Penetración Estándar)
- En gabinete donde se debe determinar la granulometría y límites para la clasificación del suelo. Las normativas más comúnmente utilizadas en el medio son para la clasificación: AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) y S.U.C.S. (Unified Soil Clasification System, conocido como Sistema unificado de clasificación de suelos).

Y finalmente se combina los resultados de la clasificación y SPT para caracterizar el suelo de fundación en cuanto a la resistencia portante del terreno se refiere. A continuación se hacen referencia los ensayos necesarios para el estudio de suelos con mayor detalle.

2.2.1 Granulometría.-

Es la determinación de los porcentajes de grava, arena, limo y arcilla que se encuentra en cierta masa de suelo. El método mecánico se usa en caso de que los suelos sean granulares lo que permite fácilmente determinar los porcentajes de grava y arena mediante el uso de un juego de tamices. Estos tamices con aberturas calibradas, varían desde 10.16 cm. que equivale a 4' hasta 0.074 mm.; equivalente al tamiz No 200 y significa que una pulgada está dividida en 200 partes iguales, los cuales pertenecen a la serie de tamices de U.S. Bureau of Standard.

El análisis granulométrico consiste en pasar el suelo por una serie de tamices, previo conocimiento del peso total de la muestra; la parte del suelo retenido por cada tamiz se calcula en forma individual con relación al peso total y seguidamente se delimitan los porcentajes que pasan por cada tamiz. En los comienzos de la investigación de las

propiedades de los suelos se creyó que las propiedades mecánicas dependían directamente de la distribución de las partículas constituyentes según sus tamaños; por ello era preocupación especial de los ingenieros la búsqueda de métodos adecuados para obtener tal distribución. Aún hoy, tal parece que todo técnico interesado en suelos debe pasar a modo de etapa de iniciación, por una época en que se siente obligado a creer que, con suficiente experiencia, es posible deducir las propiedades mecánicas de los suelos a partir de su distribución granulométrica o descripción por tamaños. Solamente en suelos gruesos, cuya granulometría puede determinarse por mallas, la repartición por tamaños puede revelar algo de lo referente a las propiedades físicas del material; en efecto, la experiencia indica que los suelos gruesos bien graduados, o sea con amplia gama de tamaños, tienen comportamiento ingenieril más favorable, en lo que atañe a algunas propiedades importantes, que los suelos de granulometría muy uniforme. En suelos finos en estado inalterado, las propiedades mecánicas e hidráulicas dependen en tal grado de su estructuración e historia geológica, que el conocimiento de su granulometría, resulta totalmente inútil.

2.2.2 Clasificación de suelos basado en criterios granulométricos .-

Los límites de tamaño de las partículas que constituyen un suelo, ofrecen un criterio obvio para una clasificación descriptiva del mismo. Tal criterio fue usado en Mecánica de Suelos desde un principio e incluso antes de la etapa moderna de esta ciencia. Originalmente, el suelo se dividía en tres o cuatro fracciones debido a lo engorroso 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 pueden ampliar notablemente las curvas en los tamaños finos, gracias a la aplicación de técnicas de análisis de suspensiones. Algunas ordenaciones granulométricas de los suelos según su tamaño, son las siguientes:

Tabla 1: Clasificación Granulométrica Según el Tamaño

Material	Características	Tamaño mm.
Piedra	---	Mayor de 70
Grava	Gruesa	30 a 70
	Media	5 a 30
	Fina	2 a 5
Arena	Gruesa	1 a 2
	Media	0,2 a 1
	Fina	0,1 a 0,2
Polvo	Grueso	0,05 a 0,1
	Fino	0,02 a 0,05
Limo	Grueso	0,006 a 0,02
	Fino	0,002 a 0,006
Arcilla	Gruesa	0,0006 a 0,002
	Fina	0,0002 a 0,0006
Ultra arcilla	---	0,00002 a 0,0002

Tabla 2: Descripción Aproximada de Partículas

Material	Tamaño
Piedra Bolón	12 pulgadas
Cantos Rodados	6 a 12 pulgadas
Grava	2 mm. a 6 pulgadas
Arena	0,06 mm. a 2 mm.
Limo	0,002 mm. a 0,06
Arcilla	Menores a 0,002 mm.

Debido a la gran variedad de tamaños, de granos se ha tratado de dividir en secciones toda la escala de tamaños existiendo para esto varios tipos de proporciones y el más aceptable es la adoptada por A.S.T.M. (American Society of Testing and Materials). En esta escala las gravas corresponden a las partículas más gruesas que incluyen a los granos mayores al tamiz No 4 (4.76 mm.), la arena está comprendida entre el tamiz No 200 (0.074 mm.). Los granos finos menores que el tamiz No 200 se subdividen en limos que son mayores a 0.002 mm. y menores a 0.002 mm. se encuentran las denominadas arcillas. Puede notarse que las clasificaciones anteriores y otras existentes se contradicen en ocasiones, y a un intervalo que se nombra de una manera en una clasificación, le corresponde otra palabra en otro sistema. Pero sin duda, la objeción más importante que puede hacerse a estos sistemas es el uso que hacen de las palabras *limo* y *arcilla* para designar fracciones de suelo definidas exclusivamente por tamaños. Estos términos se han usado en ingeniería como nombres para designar tipos de suelo con propiedades físicas definidas; la razón por la que estos nombres se introdujeron para ciertas fracciones de tamaños fue la idea errónea de que tales tamaños eran las causas de aquellas peculiaridades típicas. Sin embargo, hoy se sabe que las características de una arcilla típica se deben en forma muy preponderante a las propiedades de su fracción más fina.

Tamaño patrón de tamices.-

Todos los tamices de tipo U. S. pueden conseguirse en un diámetro de 20 cm. la mayoría en 30.5 cm. 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 3: Serie de Tamices A.S.T.M.

Tamiz	3”	2”	1 ½”	1”	¾”	½”	⅜”	Nº4	Nº10	Nº40	Nº200
φ mm.	75,00	50,00	37,50	25,00	19,00	12,50	9,50	4,75	2,00	0,425	0,075

Representación de la distribución granulométrica.-

Siempre que se cuente con suficiente número de puntos, la representación gráfica de la distribución granulométrica debe estimarse preferible a la numérica en tablas. 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) resulta preferible a la simple representación natural, pues en la primera se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos, que en escala natural resultan muy comprimidos, usando un módulo práctico de escala.

La forma de la curva da inmediata idea de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituido por partículas de un sólo tamaño, estará representado por una línea vertical (pues el 100% de sus partículas, en peso, es de menor tamaño que cualquier mayor que el que el suelo posea); una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños (suelo bien graduado). Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Donde:

D_{60} : Tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor.

D_{10} : Llamado por Hazen diámetro efectivo; es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10%, en peso, del suelo.

En realidad es un coeficiente de *no uniformidad*, pues su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Los suelos con $C_u < 3$ se considera muy uniforme; aún las arenas

naturales muy uniformes rara vez presentan $C_u < 2$.

Como dato complementario, necesario para definir la uniformidad, se precisa el coeficiente

de curvatura del suelo con la expresión.
$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \cdot D_{10}}$$

Esta relación tiene un valor entre 1 y 3 en suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

2.2.3 Límites de atterberg.-

Se define Límites de Atterberg o Límites de Consistencia como las diferentes fronteras convencionales entre cualquier de los estados o fases que un suelo pueda estar, según su contenido de agua en orden decreciente; los estados de consistencia definidos por Atterberg son: *Estado líquido, estado semilíquido, estado plástico, estado semisólido y estado sólido*. Llamándose *límites de plasticidad* a las fronteras (límite líquido y límite plástico) que definen el intervalo plástico.

Existen suelos que al ser remoldeados, cambiando su contenido de agua si es imprescindible, adoptan una consistencia característica, que desde épocas antiguas se ha denominado *Plástica*. Estos suelos han sido llamados arcillas, originalmente por los hombres dedicados a la cerámica; la palabra pasó a la Mecánica de Suelos, en épocas recientes, con idéntico significado. La plasticidad es, en este sentido, una propiedad tan evidente que ha servido desde antaño para clasificar suelos en forma puramente descriptiva. En Mecánica de Suelos puede definirse la *plasticidad* como la *propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse*.

El ensayo se denomina “*Límites de Atterberg*” y es posible estudiar más a fondo el suelo designado, es decir con la información del análisis granulométrico y los límites líquido y plástico poder clasificar un suelo por cualquier sistema de clasificación.

En Mecánica de Suelos el concepto de plasticidad se ha introducido a partir como queda dicho, de ideas antiguas, resultando muy útil manejar en nuestros días dicho concepto simple de plasticidad, basado en ideas con un sentido físico inmediato, pero al tratar de definir en términos simples la plasticidad de un suelo, no resulta suficiente decir que un suelo plástico puede deformarse y remodelarse sin agrietamiento, pues una arena fina y

húmeda tiene esas características cuando la deformación se produce lentamente y, sin embargo, no es plástica en un sentido más amplio de la palabra; hay entre el comportamiento de la arcilla y el de la arena en cuestión una importante diferencia: El volumen de la arcilla permanece constante durante la deformación, mientras que el de la arena varía, además, la arena se desmorona en deformación rápida.

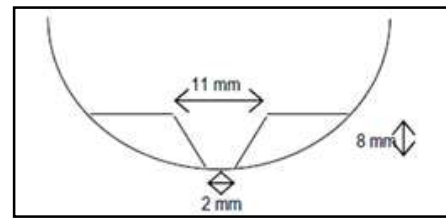


Figura 2: Ensayo de Casagrande

Según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia:

- *Estado líquido*, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
- *Estado semilíquido*, con las propiedades de un fluido viscoso.
- *Estado plástico*, en que el suelo se comporta plásticamente.
- *Estado semisólido*, en que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado.
- *Estado sólido*, en que el volumen del suelo no varía con el secado.

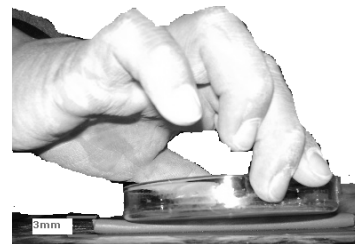


Figura 3: Ensayo de límite

Los anteriores estados son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando y no existen criterios estrictos para distinguir sus fronteras. El establecimiento de éstas ha de hacerse en forma puramente convencional. Atterberg estableció las primeras convenciones para ello, bajo el nombre general de *límites de consistencia*.

• Límite Líquido.-

La frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico fue llamada por Atterberg *límite líquido*, nombre que hoy se conserva. Atterberg lo definió en términos de una cierta técnica de laboratorio que consistía en colocar el suelo remoldeado en una capsula, formando en él una ranura, según se muestra en la figura 2, y en hacer cerrar la ranura golpeando secamente la capsula contra una superficie dura, el suelo tenía el contenido de agua correspondiente al límite líquido, según Atterberg, cuando los bordes inferiores de la

ranura se tocaban, sin mezclarse, al cabo de un cierto número de golpes.

• **Límite Plástico.-**

La frontera convencional ente los estados plástico y semisólido fue llamada por Atterberg *límite plástico* y está definido también en términos de una manipulación de laboratorio. Atterberg colaba un fragmento de suelo hasta convertirlo en un cilindro de espesor no especificado; el agrietamiento y desmoronamiento del rollito, en un cierto momento, indicaba que se había alcanzado el límite plástico y el contenido de agua en tal momento era la frontera deseada.

Índice de Plasticidad.-

A las fronteras anteriores, que definen el intervalo plástico del suelo se les ha llamado *límites de plasticidad*. Atterberg consideraba 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, estando éste 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.

$$I_p = LL - LP$$

Además de los límites de plasticidad (líquido y plástico) ya señalados, Atterberg definió otros límites de consistencia, que se mencionan a continuación:

- **El límite de adhesión**, definido como el contenido de agua con el que la arcilla pierde sus propiedades de adherencia con una hoja metálica, por ejemplo, una espátula. Es de importancia en agricultura.

- **El límite de cohesión**, precisado como el contenido de agua con el que los grumos de arcilla ya no se adhieren entre sí.

- **El límite de contracción**, frontera entre los estados de consistencia semisólido y sólido, definido con el contenido de agua con el que el suelo ya no disminuye su volumen al seguirse secando.

La diferencia que existe entre el límite líquido y límite plástico es que, el límite plástico es el contenido de humedad por debajo del cual se puede considerar el suelo como material no plástico. Y límite líquido es el contenido de humedad por debajo del cual el suelo se comporta como un material plástico.

Los límites líquidos y plásticos han sido ampliamente utilizados en las regiones del mundo, principalmente con el objetivo de identificar y clasificar los suelos. El límite de contracción ha sido aprovechado en varias áreas geográficas donde el suelo sufre grandes cambios de volumen entre el estado seco y su estado húmedo. La localización relativa de los límites de contracción W_s , plástico W_p y líquido W_l , se muestra sobre una escala de humedad en la siguiente figura.

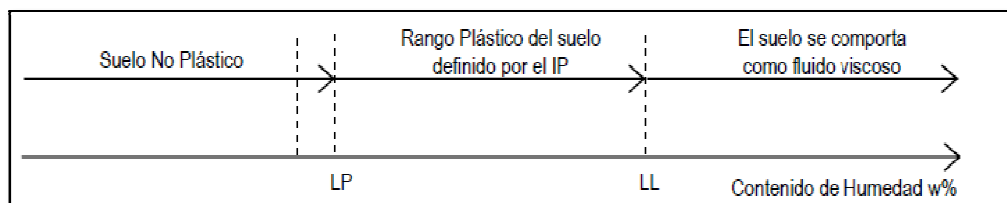


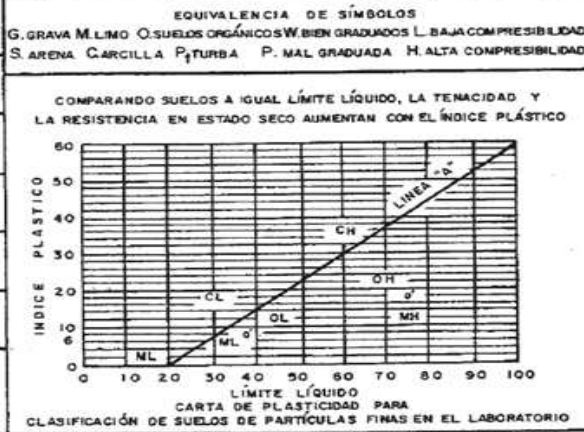
Figura 4: Escala de Humedad

Clasificación de suelos.-

Tabla 4: Clasificación Unificada de Suelos

CRITERIO DE CLASIFICACIÓN EN EL LABORATORIO				
		SÍMBOLOS DEL GRUPO		
SUELOS DE PARTICULAS GROSAS MÁS DE LA MITAD DEL MATERIAL ES RETENIDO EN LA MALLA Nº200 (A) (USESE LA CURVA GRANULOMÉTRICA PARA IDENTIFICAR LAS FRACCIONES DE SUELO)	ARENAS MÁS DE LA MITAD DE LA FRACCIÓN GROSA PASA LA MALLA Nº4 (USESE la curva granulométrica para identificar las fracciones de suelo)	GRAVAS MÁS DE LA MITAD DE LA FRACCIÓN GROSA ES RETENIDA EN LA MALLA Nº4	GW	DETERMINENSE LOS PORCENTAJES DE GRASA Y ARENA DE LA CURVA GRA - NOMÉTRICA DEPENDIENDO DEL PORCENTAJE DE FINOS (FRACCIÓN QUE PASA LA MALLA Nº200) LOS SUELOS ORGÁNICOS SE CLASIFICAN COMO SIQUEN MENOS DE 5% : GW, GP, SW, SP MÁS DE 12% : GM, GC, SM, SC
		GRAVAS LIMPAS (POCO O NADA DE PARTICULAS FINAS)	GP	
		GRAVAS CON FINOS (CANT. APRECIABLE DE PART. FINAS)	GM	
		ARENAS LIMPAS (POCO O NADA DE PARTICULAS FINAS)	GC	
		ARENAS CON FINOS (CANT. APRECIABLE DE PART. FINAS)	SW	
		ARENAS LIMPAS (POCO O NADA DE PARTICULAS FINAS)	SP	
	LIMOS Y ARCILLAS LÍMITE LÍQUIDO MENOR DE 50	GRAVAS LIMPAS (POCO O NADA DE PARTICULAS FINAS)	SM	EQUIVALENCIA DE SÍMBOLOS G. GRAVA M. LIMO O. SUELOS ORGÁNICOS W. BIEN GRADUADOS L. BAJA COMPRESIBILIDAD S. ARENA C. ARCILLA P. TURBA P. MAL GRADUADA H. ALTA COMPRESIBILIDAD
		GRAVAS CON FINOS (CANT. APRECIABLE DE PART. FINAS)	SC	
		ARENAS LIMPAS (POCO O NADA DE PARTICULAS FINAS)	ML	
		ARENAS CON FINOS (CANT. APRECIABLE DE PART. FINAS)	CL	
SUELOS DE PARTICULAS FINAS MÁS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA LA MALLA Nº200 (USESE LA CURVA GRANULOMÉTRICA PARA IDENTIFICAR LAS FRACCIONES DE SUELO)	LIMOS Y ARCILLAS LÍMITE LÍQUIDO MAYOR DE 50	GRAVAS LIMPAS (POCO O NADA DE PARTICULAS FINAS)	OL	COMPARANDO SUELOS A IGUAL LÍMITE LÍQUIDO, LA TENACIDAD Y LA RESISTENCIA EN ESTADO SECO AUMENTAN CON EL ÍNDICE PLÁSTICO
		GRAVAS CON FINOS (CANT. APRECIABLE DE PART. FINAS)	MH	
		ARENAS LIMPAS (POCO O NADA DE PARTICULAS FINAS)	CH	
		ARENAS CON FINOS (CANT. APRECIABLE DE PART. FINAS)	OH	
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS		P _t		

COEF DE UNIFORMIDAD (C _u) COEF DE CURVATURA (C _c)	
$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, MAYOR DE 4	$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$, ENTRE 1 y 3
NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACIÓN PARA GW	
LÍMITES DE PLASTICIDAD ABAJO DE LA LÍNEA "A" O I _p MENOR QUE 6	
LÍMITES DE PLASTICIDAD ARRIBA DE LA LÍNEA "A" CON I _p MAYOR QUE 6	
$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, MAYOR DE 6	$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$, ENTRE 1 y 3
NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACIÓN PARA SW	
LÍMITES DE PLASTICIDAD ABAJO DE LA LÍNEA "A" O I _p MENOR QUE 6	
LÍMITES DE PLASTICIDAD ARRIBA DE LA LÍNEA "A" CON I _p MAYOR QUE 6	



-O- TODOS LOS TAMAÑOS DE LAS MALLAS EN ESTA CARTA SON LOS US. STANDARD

Tabla 5: Clasificación de Suelos por el Método AASHTO

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos, pasa el tamiz N° 200)							Material limo-arcilloso (Más del 35% pasa el tamiz N°200)			
GRUPOS	A - 1		A - 3		A - 2			A - 4	A - 5	A - 6	A - 7
SUBGRUPO	A-1-a	A-1-b			A - 2-4	A - 2-5	A - 2-6	A - 2-7			A - 7-5 A - 7-6
Porcentaje que pasa el tamiz:											
N° 10	50max	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
N° 40	30max.	5max.	51min.	-	-	-	-	-	-	-	-
N° 200	15max.	25max.	max..	35max.	35max.	35max.	35max.	36min.	36min.	36min.	
Características del material que pasa el tamiz N° 40:											
Límite Líquido	-	-	-	40max.	41min.	40max.	41min.	40max.	41min.	40max.	41min.
Índice de Plasticidad	6max.	NP	NP	10max.	10max.	11min.	11min.	10max.	10max.	11min.	11min.*
Suelo de Fundación	Excelente Bueno	a Excelente a Bueno		Excelente	a Bueno			Regular a Malo			

* El Índice de Plasticidad del Subgrupo A - 7 - 5, Es Igual o Menor A $Ll \cdot 30$

El Índice de Plasticidad del Subgrupo A - 7 - 6, Es Mayor A $Ll \cdot 30^\circ$

El índice de grupo se calcula con la ecuación.-

$$IG = (F - 35)[0,2 + 0,005(LL - 40)] + 0,01(F - 15)(IP - 10)$$

Donde:

IG = Índice de grupo.

F = Porcentaje del suelo que pasa el tamiz N° 200, expresado como número entero.

LL = Límite Líquido [%]

IP = Índice de Plasticidad [%]

El índice de grupo siempre se reporta aproximándolo al número entero más cercano, a menos que su valor calculado sea negativo, en cuyo caso se reporta como cero.

2.2.4 Ensayo de penetración estándar SPT.-

Los penetrómetros utilizados para el estudio del suelo de fundación se hincan o se hacen penetrar a presión en el suelo, midiendo la resistencia a la penetración. La prueba más ampliamente aplicado in situ es la “penetración estándar” (o normal) que consiste en la hincia del vástago, dejando caer una maza de 140 libras (63.5 Kg.) desde una altura de 30 pulgadas (75cm.). La resistencia a la penetración se expresa por el número de golpes necesarios para hincar el vástago 1 pie (30cm.).

Los resultados de pruebas realizadas en laboratorio muestran que la resistencia a la penetración depende de diversos factores distintos de la compacidad relativa; la resistencia a la penetración es función de la presión de confinamiento del tipo de suelo. En 1927 Linston Hart y Gordon A. Fletcher de la sociedad Raymonde Concrete Pile, construyeron una cuchara hendida longitudinalmente, de dos pulgadas de diámetro que más tarde ha sido conocida con el nombre de “Standard Penetration Test” (SPT).

Influencia del nivel freático.- El número de golpes N , necesarios para hincar 30 cm. La cuchara normalizada puede variar en la arena fina según la situación del nivel freático.

Si llamamos N' al número de golpes registrados en un ensayo realizado por debajo del nivel freático, el valor equivalente N que debe considerarse en el cálculo está dado por la expresión siguiente, debida a Terzaghi y Peck.

$$N = 15 + \frac{1}{2} \cdot (N' - 15)$$

Presión admisible.- Terzaghi y Peck han dado los valores de capacidad portante en función de N; incluso han dibujado los ábacos que dan directamente la presión admisible con un coeficiente de seguridad 3 en zapatas empotradas o superficiales. En medios coherentes, tras numerosas experiencias comparativas propusieron relacionar N con la consistencia de las arcillas y con su resistencia a compresión simple medida en Laboratorio sobre muestra inalterada.

La tabla precisa estas relaciones:

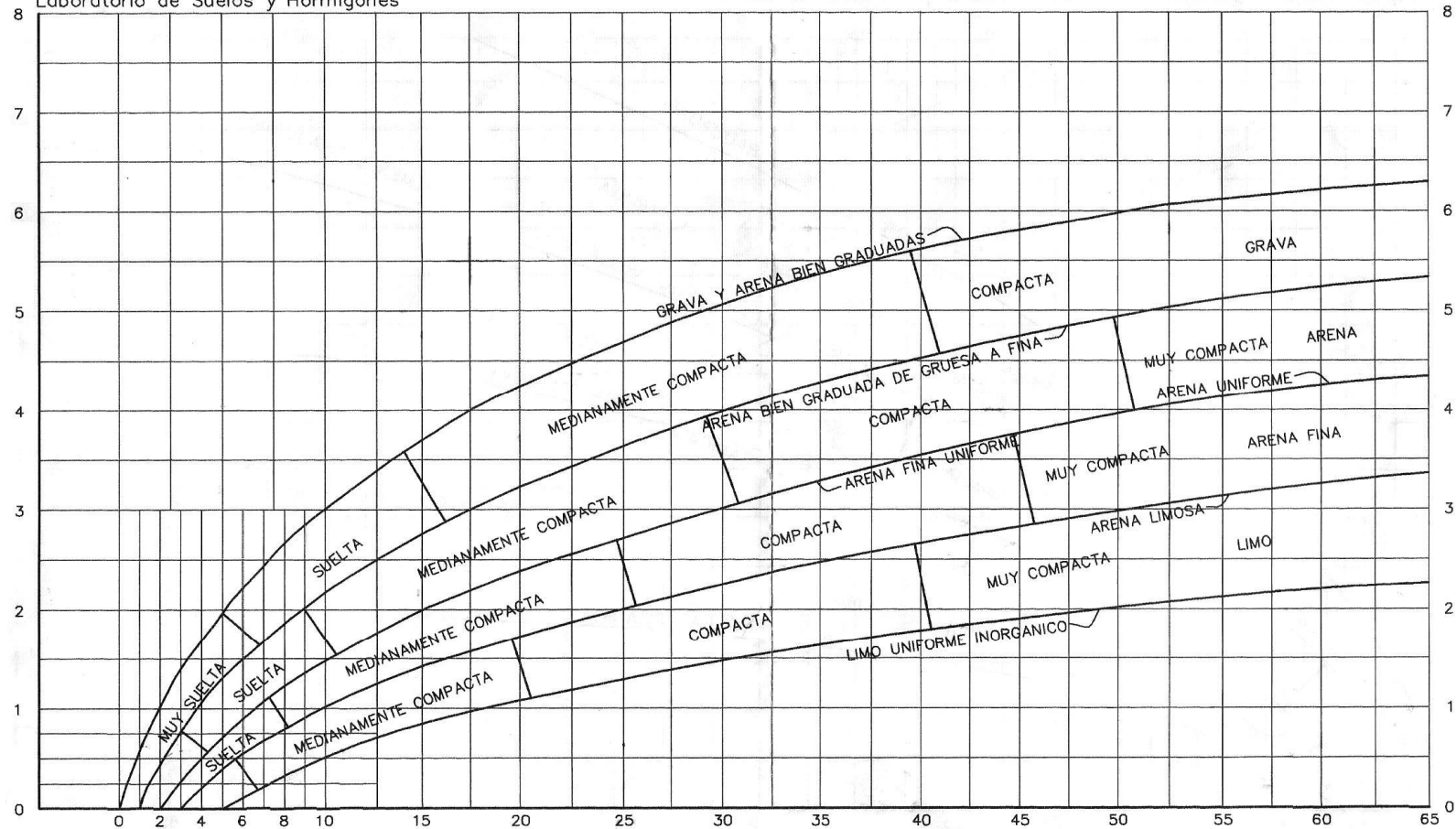
Tabla 6: Relación de Resistencia

N	Consistencia de la arcilla	Resistencia a compresión simple kg/cm ²
2	Muy blanda	0,25
2 - 4	Blanda	0,25 – 0,50
3 - 8	Media	0,50 - 1
8 – 15	Compacta	1 - 2
15 - 30	Muy Compacta	2 - 4
30	Dura	4 - 8

Los mismos autores proponen para las arenas las relaciones que se indican:

Tabla 7: Relación de Resistencia para Las Arenas

N	Compacidad de la Arena
0 – 4	Muy suelta
4 – 10	Suelta
10 – 30	Medianamente compacta
30 – 50	Densa
Más de 50	Muy densa



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

Figura 5: Capacidad Portante para Diferentes Tipos de Suelo

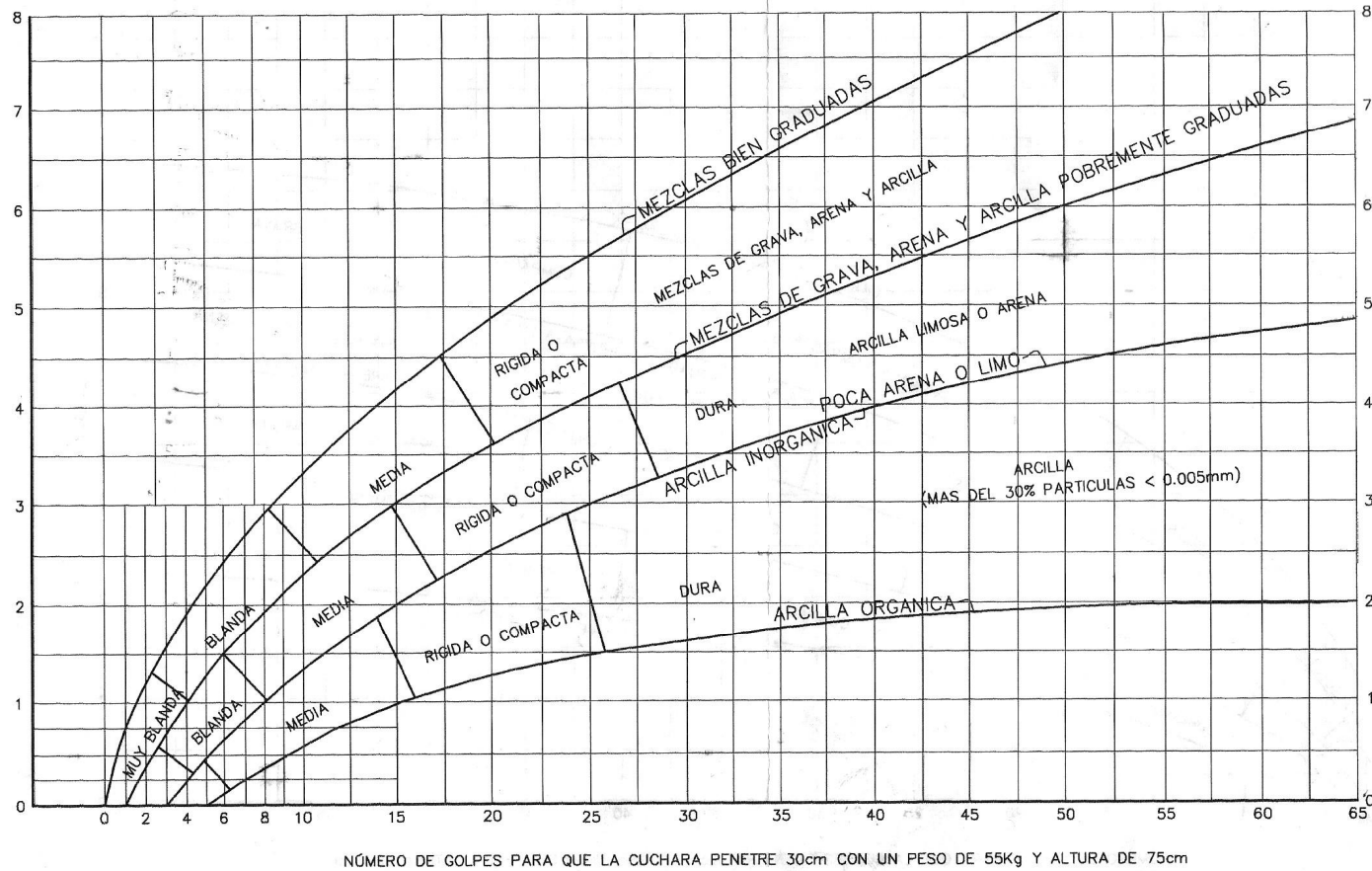


Figura 6: Capacidad Portante para Arcillas y Mezclas de Suelos

2.3. Arquitectura del proyecto.-

El diseño arquitectónico se lo realiza considerando: La morfología, funcionalidad, estética; Siendo plena responsabilidad del arquitecto.

Teniendo en cuenta factores importantes del proyecto se vio conveniente el diseño de una estructura que sea segura, económica y funcional es por ese motivo que el diseño arquitectónico del proyecto contempla una estructura que da la comodidad a los usuarios.

2.4 Idealización de las estructuras.-

2.4.1 Sustentación de cubierta.-

La idealización estructural de la cubierta está ligada a la geometría de construcción a cubrir, como se puede observar en la siguiente figura la arquitectura define, cubierta de losa casetonada.

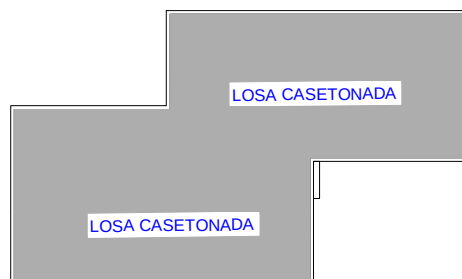


Figura 7: Vista de planta

Losa casetonada.- Las losas casetonada son rentables si la luz de cálculo (distancia entre apoyos) es mayor de 5.00 Mts. Losas de 4.00 Mts o menores dejarían una pérdida económica de hasta un 10.54% de usarse nervadas. Esto se basó en que para las losas macizas solo interviene el concreto y acero. Y en el caso de las losas nervadas además del concreto y el acero están los bloques de Poliestireno expandido (Hielo seco) y su colocación, el acero malla del topping, además de la elaboración de los nervios y los estribos que en algunos casos se necesitan. En las losas de 6.00 Mt de luz en adelante es ventajoso usar el sistema nervado, ya que el ahorro es de un 16.71% aproximadamente. Solo si los nervios son de 0.20 Mt de

CAPÍTULO III

INGENIERÍA DEL PROYECTO

En este capítulo se presenta la ingeniería del proyecto: Análisis, dimensionamientos y cálculos, basados en el capítulo II (marco teórico) aplicando normativas y metodologías mencionadas en dicho capítulo.

3.1 Análisis del levantamiento topográfico

La “Biblioteca Virtual” esta referenciado por las siguientes coordenadas geográficas: 21°30'51.87" de latitud Sur y 64°43'22.71" de longitud Oeste, y una altitud promedio de 1895 m.s.n.m.

Según lo señalado en el marco teórico el levantamiento topográfico fue realizado con estación total aprovechando el método de radiación con lo cual se obtuvieron la superficie del lugar a emplazar.

Con la planimetría, altimetría y las curvas de nivel obtenidas con el levantamiento topográfico, se pudo determinar que el terreno es semiplano con pendientes pequeñas.

3.2 Análisis del estudio del suelo

Los estudios de suelos fueron realizados en el Barrio Lourdes en el área de emplazamiento de la infraestructura se propusieron dos pozos para realizar el ensayo.

Pozo 1:

Ensayo de Penetración Normal SPT

De este ensayo realizado en campo obtuvimos un número de golpes corregido de 7.

Clasificación de suelos:

Realizado los ensayos de granulometría y Límites de Atterberg se determinó el tipo de suelo **A-4** (limos inorgánicos con presencia de arenas finas) y una humedad natural al momento del ensayo de **10.95%**.

Capacidad portante del terreno

Una vez obtenidos el valor de número de golpes corregido y la clasificación del suelo de los ábacos se determinó la capacidad portante con un valor de **1.04 kg/cm²**.

Pozo 2:

Ensayo de Penetración Normal SPT

De este ensayo realizado en campo obtuvimos un número de golpes corregido de **6**.

Clasificación de suelos:

Realizado los ensayos de granulometría y Límites de Atterberg se determinó el tipo de suelo **A-4** (limos inorgánicos con presencia de arenas finas) y una humedad natural al momento del ensayo de **14.26%**.

Capacidad portante del terreno

Una vez obtenidos el valor de número de golpes corregido y la clasificación del suelo de los ábacos se determinó la capacidad portante con un valor de **0.8 kg/cm²**.

Se tomara 0.8 kg/cm² como capacidad portante para el diseño estos resultados se obtienen de una excavación manual de una profundidad de 2 metros.

3.3 Análisis del diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico fue realizado tomando en cuenta todo lo mencionado previamente en el marco teórico.

3.4 Planteamiento estructural

Una vez obtenida la topografía el estudio de suelos y el diseño estructural se procederá a realizar el planteo estructural, de la edificación.

Con los criterios mencionados en el marco teórico se procederá a hacer la idealización de la estructura

En consecuencia con lo establecido en el perfil de proyecto como en el análisis de suelo del presente proyecto se cita a continuación los elementos estructurales que se diseñan.

3.4.1. Estructura de sustentación de la cubierta.

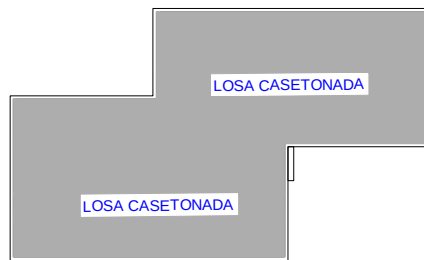


Figura 21: Planteo estructural de la cubierta H°A°.

3.4.2. Estructura de sustentación de la edificación.

Estructura aporticada con elementos estructurales de H°A°.

Losa casetonada.

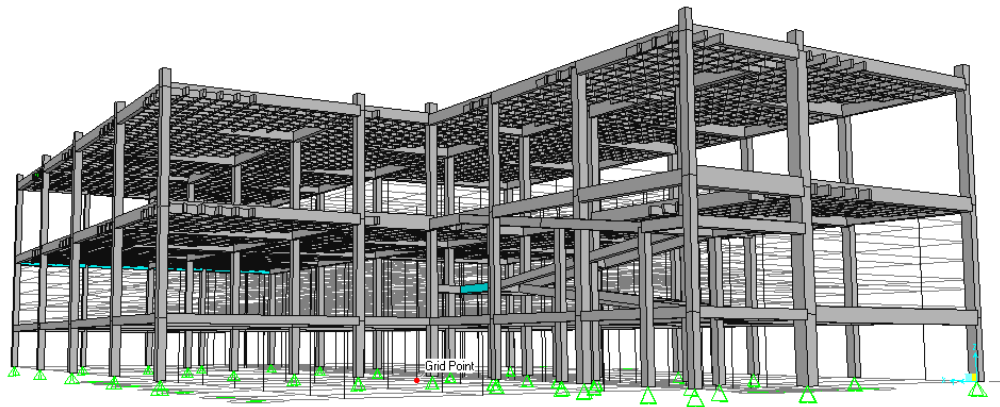


Figura 22. Vista 3d del edificio

3.4.3. Estructuras complementarias.

Rampa de H° A°

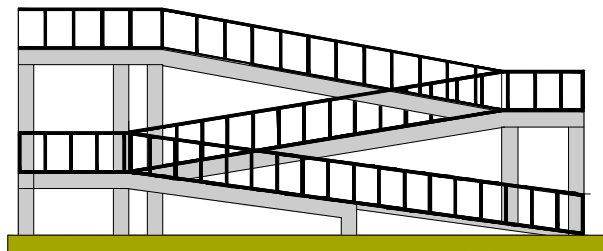


Figura 23: Planteo estructural de la rampa.

3.4.4. Cimentación.

Zapata aislada de H°A°.

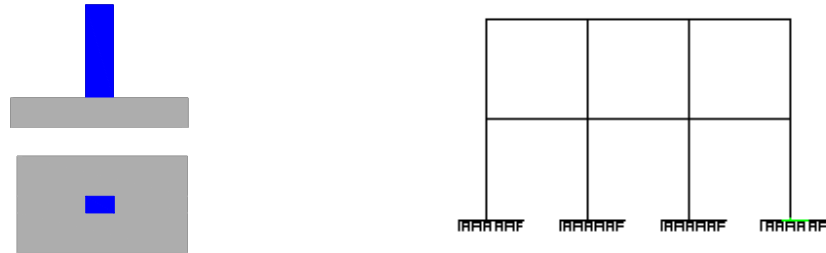


Figura 24: planteo estructural de fundaciones.

3.5 Análisis, calculo y diseño estructural (análisis de cargas y resultados).

3.5.1 Estructura de sustentación de la edificación.

Análisis de cargas (ver anexo II)

Cargas actuantes en cada losa

-Peso Propio = Peso específico del hormigón x Altura de la losa

-Peso Específico del Hormigón = 25 KN/m^3

- Sobre Piso = 0.5 KN/m^2

- Sobre Carga de uso: Según Jiménez Montoya

Para escaleras, acceso → S.C. = 400 Kg/m^2

Aulas, despachos y comedores → S.C. = 300 kg/m^2 (Ver a detalle en Anexos-2)

a) Cargas actuantes en cada viga

-Cargas de muro: Se refiere al peso de los ladrillo sobre las vigas, en anexos se puede ver detalladamente cómo se determinó el peso del muro tanto para uno ($e=18\text{cm}$) ($e=12\text{cm}$):

$e=18\text{cm} \Rightarrow 837 \text{ kg/m}$

$e=12\text{cm} \Rightarrow 551 \text{ kg/m}$

-Cargas de gradería: Se refiere al peso propio de las mismas y la sobrecarga que sujetan.

3.5.1.1 Diseño de Vigas:

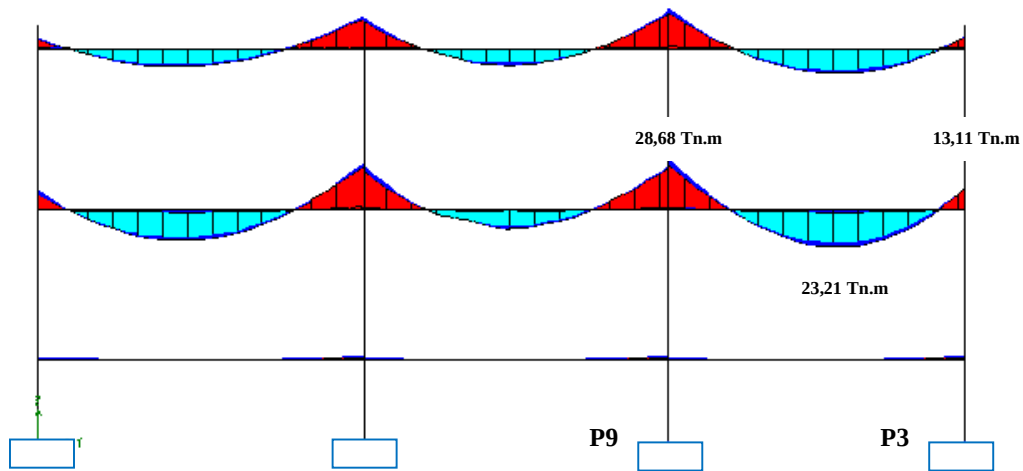
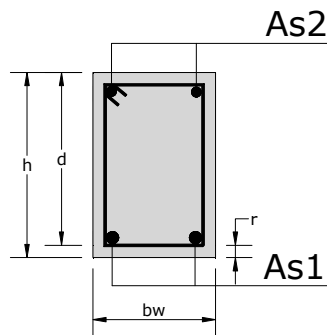


Figura 25: Diagrama de envolventes de momentos flectores.



Para el dimensionamiento de las vigas se procedió a cargar los pórticos en el programa SAP 2000 V14 para obtener las máximas solicitaciones.

Determinación de la armadura positiva para la viga entre la columna P9 y columna P3 (planta 1)

Datos:

$$M_d = 2321000 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$h = 55 \text{ cm}$$

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

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

$$d = 55 \text{ cm} - 2.5 \text{ cm} = 52.5 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3652.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1.5 ; \gamma_s = 1.15$$

Determinación del momento reducido de cálculo: (μ_d)

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{2321000 \text{ kg} * \text{cm}}{30 \text{ cm} * (52.5 \text{ cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0.2005$$

Entonces: $\mu_{lim}=0.252$ valor obtenido en función al tipo de acero(AE-42)

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

Determinación de la cuantía mecánica: se obtiene (W_s) de tablas

Con: $\mu_d=0.2005$ logro una cuantía mecánica de $W_s=0.2334$

Determinación de la armadura: (A_s)

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,2334 * 30 \text{ cm} * 52.5 \text{ cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3652.17 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s=14.09 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: (A_s) $w_{min}=0.0033$ (de tabla, de acuerdo al tipo de acero”AE-42” y tipo de elemento estructural “viga”)

$$A_{s \min} = w_{\min} * b_w * h = 0.0033 * 30 \text{ cm} * 55 \text{ cm} = 5.445 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \min}$

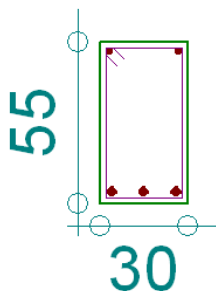
Con el área de $A_s = 14,09 \text{ cm}^2$:

Se utilizara **3Φ25mm**

$$A_{s1} = 3 * 4.909 = 14.72 \text{ cm}^2$$

$$A_s=14.09 \text{ cm}^2$$

$$14.72 \text{ cm}^2 > 14.09 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$



Cálculo de la armadura negativa para la viga 45 en la columna P9 (planta 1)

Datos:

$$M_d = 2868000 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$h = 55 \text{ cm}$$

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

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

$$d = 55 \text{ cm} - 2.5 \text{ cm} = 52.5 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3652.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1.5 ; \gamma_s = 1.15$$

Determinación del momento reducido de cálculo: (μ_d)

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{2868000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{30 \text{ cm} * (52.5 \text{ cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0.2477$$

Entonces: $\mu_{lim} = 0.252$ valor obtenido en función al tipo de acero

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

Determinación de la cuantía mecánica: (W_s) de tablas

Con: $\mu_d = 0.2477$ se obtiene una cuantía mecánica de $W_s = 0.3007$

Determinación de la armadura: (A_s)

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.3007 * 30 \text{ cm} * 52.5 \text{ cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3652.17 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 18.155 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: (A_s) $w_{min} = 0.0033$

$$A_{s \min} = w_{min} * b_w * h = 0.0033 * 30 \text{ cm} * 55 \text{ cm} = 5.445 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \min}$

Se escogerá el área $A_s = 18.155 \text{ cm}^2$

Se utilizara **4Φ12+4Φ20+2Φ25mm**

$$A_{s2} = 2 * 1.13 + 4 * 3.14 + 2 * 4.909 \text{ cm}^2 = 18.363 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 18.155 \text{ cm}^2$$

$$18.363 \text{ cm}^2 > 18.155 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

Cálculo de la armadura negativa para la viga 45 en la columna P3 (planta 1)

Datos:

$$M_d = 1311000 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$h = 55 \text{ cm}$$

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

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

$$d = 55 \text{ cm} - 2.5 \text{ cm} = 52.5 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3652.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1.5 ; \gamma_s = 1.15$$

Determinación del momento reducido de cálculo: (μ_d)

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{1311000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{30 \text{ cm} * (52.5 \text{ cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0.1132$$

Entonces: $\mu_{lim} = 0.252$ valor obtenido en función al tipo de acero

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

Determinación de la cuantía mecánica: (W_s) de tablas

Con: $\mu_d = 0.1132$ se obtiene una cuantía mecánica de $W_s = 0.1224$

Determinación de la armadura: (A_s)

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.1224 * 30 \text{ cm} * 52.5 \text{ cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3652.17 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 7.391 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: (A_s) $w_{min} = 0.0033$

$$A_{s \min} = w_{min} * b_w * h = 0.0033 * 30 \text{ cm} * 55 \text{ cm} = 5.445 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \min}$

Se escogerá el área $A_s = 7.391 \text{ cm}^2$

Se utilizará 2Φ12+3Φ16 mm

$$A_{s2} = 2 * 1.13 + 3 * 2.01 \text{ cm}^2 = 8.294 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.391 \text{ cm}^2$$

$$8.294 \text{ cm}^2 > 7.391 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

Cálculo de la armadura transversal para la viga 45 en la columna P9 (planta 1)

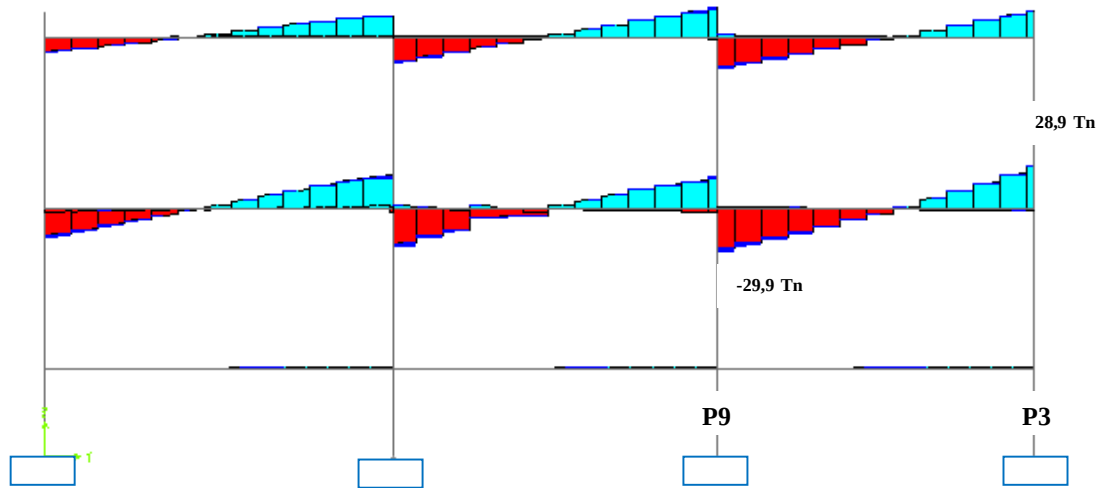


Figura 26: Diagrama de envoltentes de cortantes.

Datos:

$$V_d = 29900 \text{ Kg}$$

$$h = 55 \text{ cm}$$

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

$$r = 2,5 \text{ cm}$$

$$d = 55 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} = 52,5 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$v_d = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} = 0,5 * \sqrt{140} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 5,92 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 30 \text{ cm} * 52,5 \text{ cm} = 9317,83 \text{ kg}$$

$$V_d \leq V_{cu} \text{ No cumple}$$

$$29900 \text{ Kg} \leq 9317,83 \text{ Kg Necesita armadura transversal}$$

Como:

$$V_d > V_{cu} = 29900 \text{ kg} > 9317,83 \text{ kg}$$

$$V_{ou} = 0.30 * f_{cd} * bw * d = 0.30 * 140 \frac{Kg}{cm^2} * 30 cm * 52.5 cm = 66150 Kg$$

$$V_{cu} < V_d < V_{ou} = 9317.83 kg < 29900 kg < 66150 kg$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 29900 kg - 9317.83 kg = 20582.2 kg$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0.90 * d * f_{yd}} = \frac{20582.2 kg * 100 cm}{0.90 * 52.5 cm * 3652.17 kg/cm^2} = 11.93 cm^2$$

Cálculo de la armadura mínima

$$A_{st min} = 0.02 * bw * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.02 * 30 cm * 100 cm * \frac{140 kg/cm^2}{3652.17 kg/cm^2}$$

$$A_{st} = 2.30 cm^2$$

Asumiendo el mayor $A_{st}=11.93 cm^2/m$

La armadura transversal para dos pierna será: $5.96 cm^2/m$

Se adoptará un diámetro $\Phi=8mm$

Se tiene un área $A=0.503 cm^2$

Se adopta un espaciamiento de 8 cm

$$N^{\circ}barras = \frac{100}{8} = 12.5 \approx 12 barras$$

$$A_{st}=N^{\circ}barras * A_{\phi 8mm} = 12 * 0.503 cm^2 = 6.036 cm^2$$

$$6.036 cm^2 > 5.96 cm^2 \quad ok$$

Se utilizara: $12\Phi 8mm$ c/8 cm

Cálculo de la armadura transversal para la viga 45 en la columna P3 (planta 1)

Datos:

$V_d=28900 Kg$

$h=55 cm$

$b_w=30 cm$

$r=2.5 cm$

$d=55cm-2.5cm=52.5 cm$

$f_{cd}=140 kg/cm^2$

$f_{yd}=3652.17 kg/cm^2$

$\gamma_c=1.5$; $\gamma_s=1.15$

$$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} = 0.5 * \sqrt{140} = 5.92 kg/cm^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} * bw * d = 5.92 \frac{Kg}{cm^2} * 30 cm * 52.5 cm = 9317.83 kg$$

$$Vd \leq V_{cu} \text{ No cumple}$$

28900 Kg $\leq$ 9317.83 Kg Necesita armadura transversal

Como:

$$Vd > V_{cu} = 28900 kg > 9317.83 kg$$

$$V_{ou} = 0.30 * f_{cd} * bw * d = 0.30 * 140 \frac{Kg}{cm^2} * 30 cm * 52.5 cm = 66150 Kg$$

$$V_{cu} < V_d < V_{ou} = 9317.83 kg < 28900 kg < 66150 kg$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 28900 kg - 9317.83 kg = 19582.2 kg$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0.90 * d * f_{yd}} = \frac{19582.2 kg * 100 cm}{0.90 * 53 cm * 3652.17 kg/cm^2} = 11.35 cm^2$$

Cálculo de la armadura mínima

$$A_{st min} = 0.02 * bw * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.02 * 30 cm * 100 cm * \frac{140 kg/cm^2}{3652.17 kg/cm^2}$$

$$A_{st} = 2.30 cm^2$$

Asumiendo el mayor $A_{st} = 11.35 cm^2/m$

La armadura transversal para dos pierna será: $5.67 cm^2/m$

Se adoptará un diámetro $\Phi = 8mm$

Se tiene un área $A = 0.503 cm^2$

Se adopta un espaciamiento de 10 cm

$$N^{\circ}barras = \frac{100}{8} = 12.5 \approx 12 barras$$

$$A_{st} = N^{\circ}barras * A_{\phi 6mm} = 12 * 0.503 cm^2 = 6.036 cm^2/m$$

$$6.036 cm^2/m > 5.67 cm^2/m \text{ ok}$$

Se utilizará por seguridad y constructivamente:

12 Φ 8mm c/8 cm

Verificación de la flecha máxima en la viga más cargada

$$f_{max} = 1.09 cm$$

$$f_{adm} = \frac{L_{viga}}{500} = \frac{715 cm}{500} = 1.43 cm$$

1.09 cm < 1.43 cm OK

3.5.1.2 Diseño de Columnas

Diseño de la columna P9 de la Planta Baja

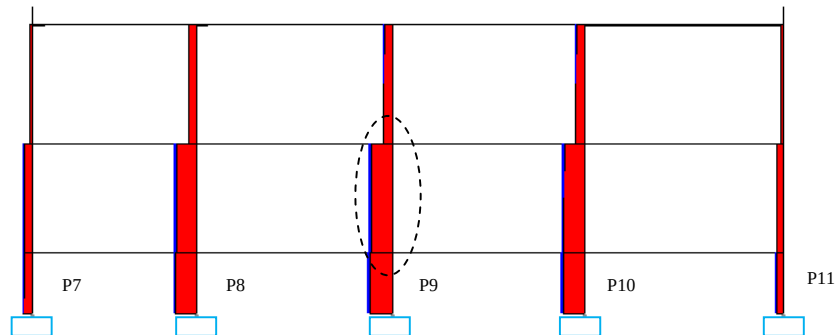


Figura 27: Diagrama de envolventes de axiales.

Los datos correspondientes son los siguientes:

Esfuerzo normal de cálculo	$N_d = 131200 \text{ kg}$
Momento de cálculo en dirección x	$M_{dx} = 930 \text{ kg}\cdot\text{m}$
Momento de cálculo en dirección y	$M_{dy} = 3790 \text{ kg}\cdot\text{m}$
Resistencia característica de $H^\circ A^\circ$	$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia característica de acero	$f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Longitud de la columna analizada (C2)	$L = 3.05 \text{ m}$
Altura de la columna analizada (C2)	$h = 35 \text{ cm}$
Base de la columna analizada(C2)	$b = 35 \text{ cm}$
Altura de la vigas (V1) y (V2)	$h = 55 \text{ cm}$
Base de la viga (V1) y (V2)	$b = 20 \text{ cm}$
Longitud de la viga (V1)	$L = 6.16 \text{ m}$
Longitud de la viga (V2)	$L = 6.96 \text{ m}$
Altura de la viga (V3) y (V4)	$h = 30 \text{ cm}$
Base de las viga (V3) y (V4)	$b = 55 \text{ cm}$
Longitud de la viga (V3)	$L = 7.02 \text{ m}$
Longitud de la viga (V4)	$L = 6.97 \text{ m}$
Altura de la vigas (V5) y (V6)	$h = 30 \text{ cm}$
Base de la viga (V5) y (V6)	$b = 18 \text{ cm}$
Longitud de la viga (V5)	$L = 5.96 \text{ m}$
Longitud de la viga (V6)	$L = 6.18 \text{ m}$

Altura de la viga (V7) y (V8)	$h = 30 \text{ cm}$
Base de las viga (V7) y (V8)	$b = 18 \text{ cm}$
Longitud de la viga (V7)	$L = 7.17 \text{ m}$
Longitud de la viga (V8)	$L = 6.97 \text{ m}$
Altura de la columna superior(C1)	$h = 35 \text{ cm}$
Base de la columna superior(C1)	$b = 35 \text{ cm}$
Longitud de la columna (C1)	$L = 3.50 \text{ m}$
Altura de la columna inferior (C3)	$h = 35 \text{ cm}$
Base de la columna inferior (C3)	$b = 35 \text{ cm}$
Longitud de la columna inferior (C3)	$L = 1.20 \text{ m}$

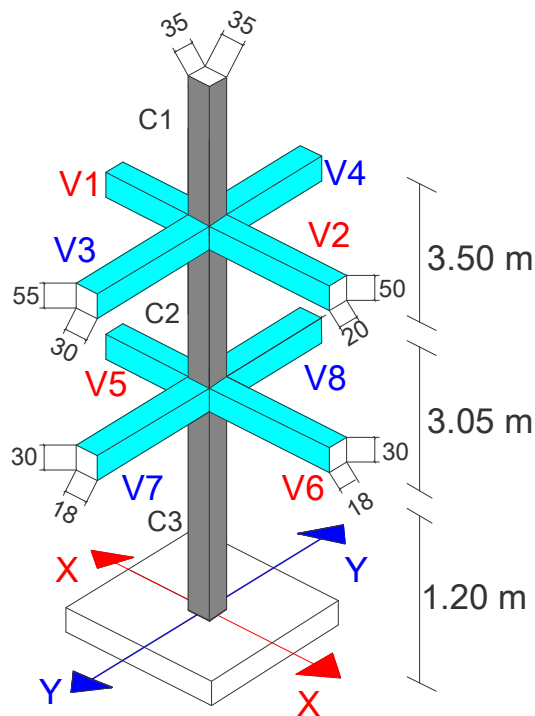


Figura 28: Modelación 3d de la columna "P9".

Momento de inercia de la columna:

$$I_{c1X-X} = I_{c1Y-Y} = I_{c2X-X} = I_{c2Y-Y} = I_{c3X-X} = I_{c3Y-Y} = \frac{b * h^3}{12}$$

$$= \frac{35 * 35^3}{12} = 125052.08 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia de las vigas:

$$I_{v1X-X} = I_{v2X-X} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{20 * 50^3}{12} = 208333.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{v3X-X} = I_{v4X-X} = \frac{b^3 * h}{12} = \frac{30^3 * 55}{12} = 123750 \text{ cm}^4$$

$$I_{v5X-X} = I_{v6X-X} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{18 * 30^3}{12} = 40500 \text{ cm}^4$$

$$I_{v7X-X} = I_{v8X-X} = \frac{b^3 * h}{12} = \frac{18^3 * 30}{12} = 14580 \text{ cm}^4$$

$$I_{v1Y-Y} = I_{v2Y-Y} = \frac{b^3 * h}{12} = \frac{20^3 * 50}{12} = 33333.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{v3Y-Y} = I_{v4Y-Y} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{30 * 55^3}{12} = 415937.5 \text{ cm}^4$$

$$I_{v5X-X} = I_{v6X-X} = \frac{b^3 * h}{12} = \frac{18^3 * 30}{12} = 14580 \text{ cm}^4$$

$$I_{v7X-X} = I_{v8X-X} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{18 * 30^3}{12} = 40500 \text{ cm}^4$$

Determinación del coeficiente de pandeo:

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{I_{c1X-X}}{l_{c1}} + \frac{I_{c2X-X}}{l_{c2}}}{\frac{I_{v1X-X}}{l_{v1}} + \frac{I_{v2X-X}}{l_{v2}} + \frac{I_{v3X-X}}{l_{v3}} + \frac{I_{v4X-X}}{l_{v4}}} = \frac{\frac{125052.08}{350} + \frac{125052.08}{305}}{\frac{208333.33}{616} + \frac{208333.33}{696} + \frac{123750}{702} + \frac{123750}{697}}$$

$$\psi_{AX} = 0.74$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{I_{c2X-X}}{l_{c2}} + \frac{I_{c3X-X}}{l_{c3}}}{\frac{I_{v5X-X}}{l_{v5}} + \frac{I_{v6X-X}}{l_{v6}} + \frac{I_{v7X-X}}{l_{v7}} + \frac{I_{v8X-X}}{l_{v8}}} = \frac{\frac{125052.08}{305} + \frac{125052.08}{120}}{\frac{40500}{616} + \frac{40500}{696} + \frac{14580}{702} + \frac{14580}{697}}$$

$$\psi_{BX} = 8.28$$

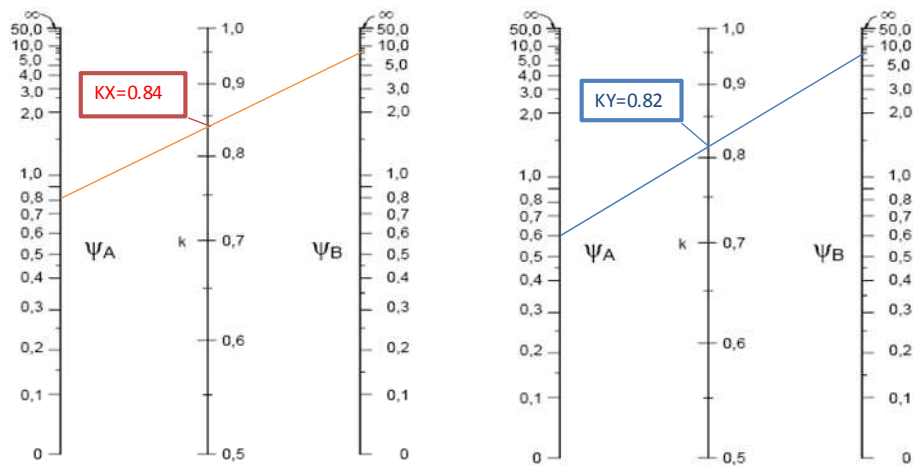
$$\psi_{AY} = \frac{\frac{I_{c1Y-Y}}{l_{c1}} + \frac{I_{c2Y-Y}}{l_{c2}}}{\frac{I_{v1Y-Y}}{l_{v1}} + \frac{I_{v2Y-Y}}{l_{v2}} + \frac{I_{v3Y-Y}}{l_{v1}} + \frac{I_{v4Y-Y}}{l_{v2}}} = \frac{\frac{125052.08}{350} + \frac{125052.08}{305}}{\frac{33333.33}{616} + \frac{33333.33}{696} + \frac{415937.5}{702} + \frac{415937.5}{697}}$$

$$\psi_{AY} = 0.59$$

$$\psi_{BY} = \frac{\frac{I_{c2Y-Y}}{l_{c2}} + \frac{I_{c3Y-Y}}{l_{c3}}}{\frac{I_{v5Y-Y}}{l_{v5}} + \frac{I_{v6Y-Y}}{l_{v6}} + \frac{I_{v7Y-Y}}{l_{v7}} + \frac{I_{v8Y-Y}}{l_{v8}}} = \frac{\frac{125052.08}{305} + \frac{125052.08}{120}}{\frac{14580}{616} + \frac{14580}{696} + \frac{40500}{702} + \frac{40500}{697}}$$

$$\psi_{BY} = 8.86$$

Ingresando al monograma obtenemos el coeficiente pandeo.



Pórticos intraslacionales para obtener el valor de K

$$K_x = 0.84$$

$$l_{ox} = 0.84 \cdot 305 = 256.2 \text{ cm}$$

$$K_y = 0.82$$

$$l_{oy} = 0.82 \cdot 305 = 250.1 \text{ cm}$$

Determinación de la esbeltez mecánica de la columna:

$$\lambda_x = \frac{l_o}{i} = \frac{k \cdot l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{256,2 \text{ cm}}{\sqrt{\frac{125052.08 \text{ cm}^4}{1225 \text{ cm}^2}}} = 25.36$$

$$\lambda_y = \frac{l_o}{i} = \frac{k \cdot l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{250,1 \text{ cm}}{\sqrt{\frac{125052.08 \text{ cm}^4}{1225 \text{ cm}^2}}} = 24.75$$

Como: $\lambda_x = 25.36$ y $\lambda_y = 24.75 \rightarrow (\lambda < 35)$. Se trata de una columna corta ya que la esbeltez no es mayor a 35; por lo tanto; no se necesita realizar una verificación de pandeo.

Reducción de la resistencia de los materiales:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{210 \text{ kg/cm}^2}{1.5} = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{cd} \cdot 0.9 = 140 \cdot 0.9 = 126 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{1.15} = 3652.17 \text{ kg/cm}^2$$

Excentricidad de primer orden:

$$e_{ox} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{3790 * 100}{131200} = 2.89 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{930 * 100}{131200} = 0.71 \text{ cm}$$

Excentricidad accidental:

$$e_a = \frac{h}{20} = \frac{35}{20} = 1.75 \text{ cm} \geq 2 \text{ cm}$$

Las secciones rectangulares sometida a compresión compuesta deben ser comprobado independientemente en cada uno de los planos principales con excentricidades no inferior a la excentricidad accidental.

$$N_d = 131200$$

$$M_{dy} = N_d * e_{ox} = 131200 * 2.89 = 379000 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_{dx} = N_d * e_a = 131200 * 2.00 = 262400 \text{ kg} * \text{cm}$$

Determinación de los valores reducidos:

$$\nu = \frac{N_d}{h * b * f_{cd}} = \frac{131200}{35 * 35 * 126} = 0.83$$

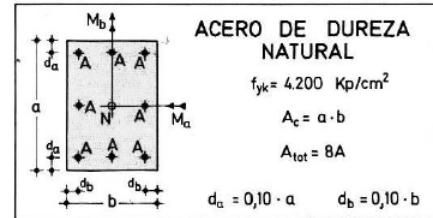
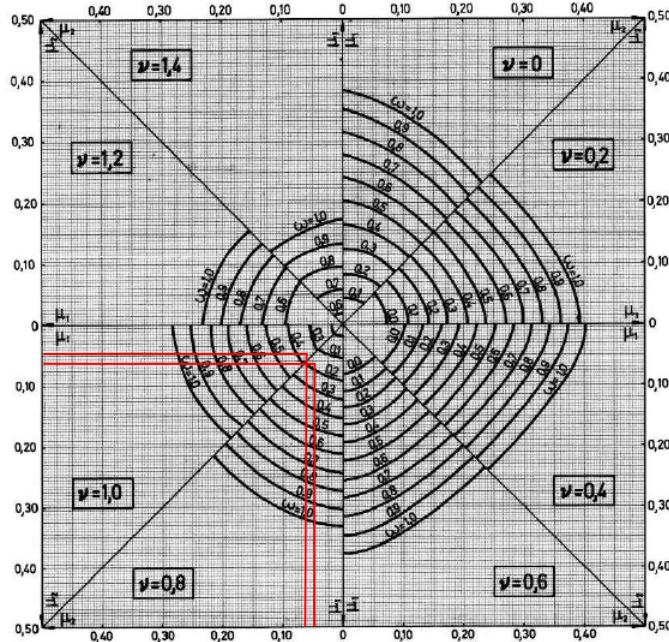
$$\mu_x = \frac{M_{dx}}{A_c * h * f_{cd}} = \frac{262400}{35 * 35^2 * 126} = 0.05$$

$$\mu_y = \frac{M_{dy}}{A_c * h * f_{cd}} = \frac{379000}{35 * 35^2 * 126} = 0.07$$

Con los valores obtenidos se entra a la roseta

El mayor de los momentos será μ_1 , y el menor μ_2 , para entrar a los ábacos para determinar la cuantía mecánica w

ABACO EN ROSETA PARA FLEXION ESVIADA



$$\mu_a = \frac{M_{ad}}{A_c \cdot a \cdot f_{cd}} \quad \mu_b = \frac{M_{bd}}{A_c \cdot b \cdot f_{cd}}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad \omega = \frac{A_{tot} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$\text{si } \mu_a > \mu_b : \mu_1 = \mu_a, \mu_2 = \mu_b$$

$$\text{si } \mu_a < \mu_b : \mu_1 = \mu_b, \mu_2 = \mu_a$$

Las cuantías obtenidas son las siguientes:

Para $\nu = 0,8$ $\omega = 0,16$

Para $\nu = 1,0$ $\omega = 0,36$

Interpolando entre estos valores resulta:

Para $\nu = 0,85$ $\omega = 0,21$

Con los valores obtenidos se entra al ábaco roseta y se obtiene:

$$\omega_s = 0,21$$

Determinación de la armadura total (A_s):

$$A_{s \text{ total}} = \frac{\omega_s \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,21 \cdot 35 \cdot 35 \cdot 126}{3652,17} = 8,876 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima ($A_{s \text{ min}}$):

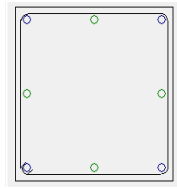
$$A_{s \text{ min}} = 0,006 \cdot b \cdot h = 0,006 \cdot 35 \cdot 35 = 7,35 \text{ cm}^2$$

Como:

$$A_s > A_{s \text{ min}}$$

$$A_s = 8,876 \text{ cm}^2$$

Se utilizara 4 Φ 12mm + 4 Φ 12mm



Cálculo de la armadura transversal de la columna.-

El diámetro del estribo será:

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

Según la primera opción: $\phi \geq 1/4 * 12 \text{ mm} = 3.00 \text{ mm}$ }

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

Se asume $\Phi = 6 \text{ mm}$.

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

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

Según la primera opción: $S \leq 35 \text{ cm}$ }

Se asume $S=30\text{cm}$

Según la segunda opción: $S \leq 15 * 1.2 \text{ cm} = 18 \text{ cm}$

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

3.5.1.3 Diseño de losa casetonada

Espesor de la losa:	25	cm
Losa de compresión:	5	cm
Ancho del nervio:	12	cm

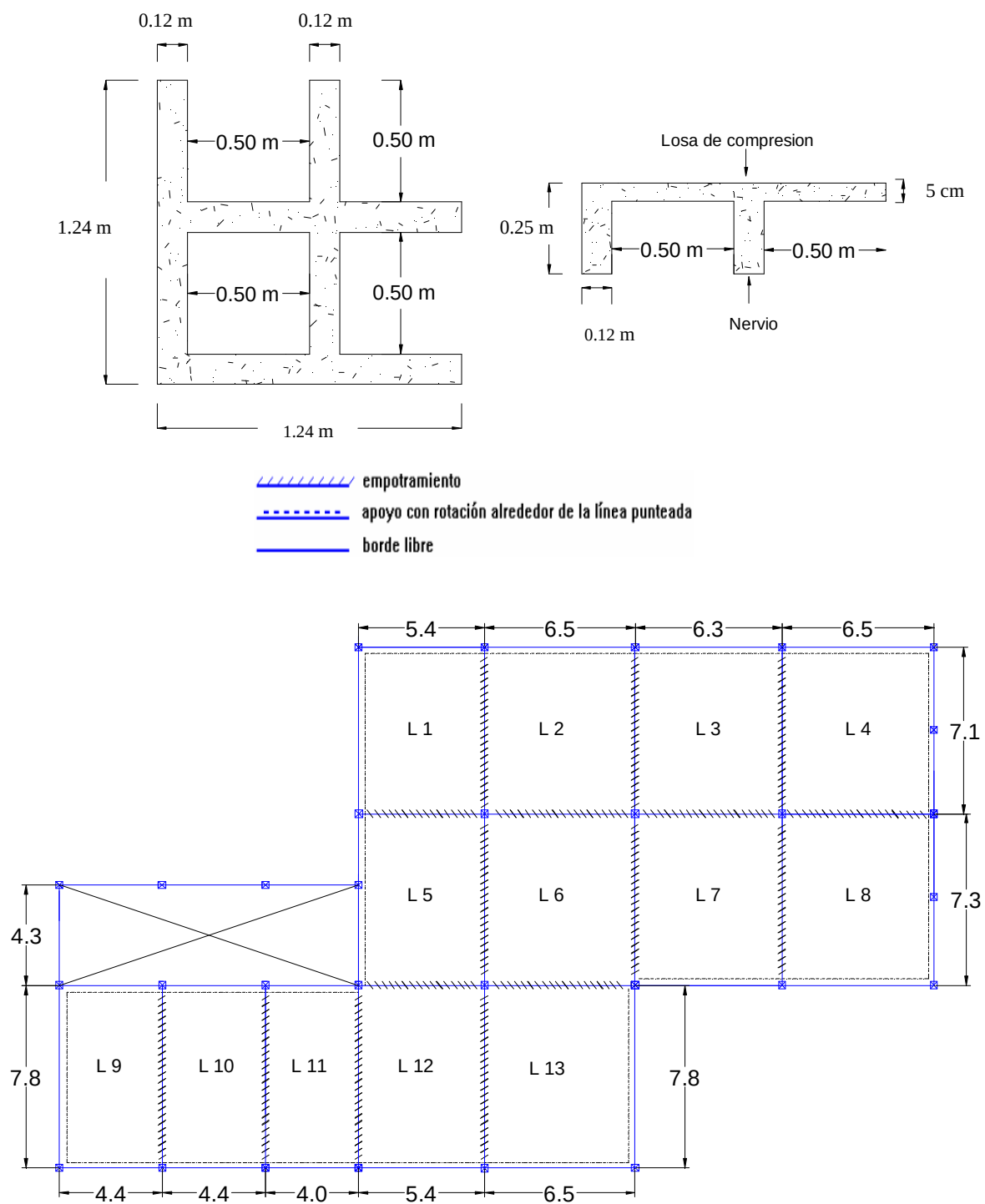
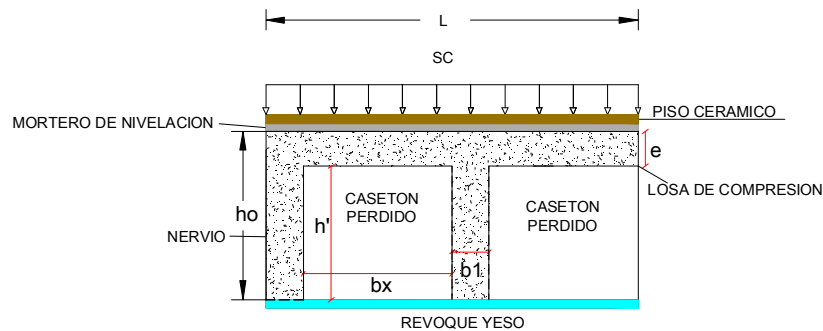


Figura 29: Vista de planta "Losas".

Determinación de las cargas de diseño en las losas del primer piso:



Peso de la loseta de compresión = $0.05 * 2500 = 125 \text{ kg/m}^2$

Peso de los nervios = $(1.24 * 2 * 0.12 + 0.50 * 4 * 0.12) * 0.20 * 2500 / (1.24 * 1.24)$

Peso de los nervios = 174.82 kg/m^2

Peso propio de la losa = 299.82 kg/m^2 .

Revoque de yeso = $1250 * 0.01 = 12.5 \text{ kg/m}^2$

Peso recubrimiento de nivelación de cemento y arena = $2100 * 0.02 = 42 \text{ kg/m}^2$

Peso de cerámico = $1800 * 0.015 = 27 \text{ kg/m}^2$

carga permanente $G = 359.8 + 12.5 + 42 + 27 = 397.47 \text{ kg/m}^2$

carga viva $Q = 300 \text{ kg/m}^2$

$q = 1.6G + 1.6 * Q = 1.6 * 397.47 + 1.6 * 306 \Rightarrow q = 1090.11 \text{ kg/m}^2$

$q^* = G + Q = 397.47 + 306 \Rightarrow q^* = 681.32 \text{ kg/m}^2$

Modelos estructurales de losas para el diseño a flexión:

Los coeficientes (m_{x-}) , (m_{x+}) , (m_{y-}) y (m_{y+}) para diseño de las losas **L1,L2,L3,L4,L5,L6,L7,L8,L9,L10,L11 Y L12** y se obtienen del tipo de losa al que pertenecen cada caso de las tablas para losas nervadas, considerando que la dirección más corta es considerado l_x , y la dirección más larga es l_y obteniendo los valores tabulados.

$q = 1090.11 \text{ kg/m}^2$

$q^* = 681.32 \text{ kg/m}^2$

$b_1 = 12 \text{ cm}$ (nervio comprimido)

$d = 30 - 2.5 = 27.5 \text{ cm}$

$b = 62 \text{ cm}$

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

$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

MOMENTO POSITIVO [$M = 0,0001.m.q.Lx^2$]							ANALIZANDO UNA FRANJA DE D(M)= 0.62			
Losa	LOSA TIPO	Lx	Ly	Lx/Ly	my(+)	mx(+)	Muy(+) kg*m/m	Mux(+) kg*m/m	Muy(+) kg*m	Mux(+) kg*m
1	9	5.4	7.1	0.76	1162	622	3695	1976	2290.9	1224.9
2	9	6.5	7.1	0.92	906	743	4171	3421	2585.9	2121.3
3	9	6.3	7.1	0.89	954	731	4127	3164	2558.4	1961.5
4	9	6.5	7.1	0.92	906	743	4171	3421	2585.9	2121.3
5	9	5.4	7.3	0.74	1194	596	3794	1896	2352.6	1175.4
6	9	6.5	7.3	0.89	948	733	4368	3375	2708.4	2092.3
7	9	6.3	7.3	0.86	995	718	4306	3104	2669.7	1924.8
8	9	6.5	7.3	0.89	948	733	4368	3375	2708.4	2092.3
9	9	4.4	7.8	0.56	1388	415	2930	875	1816.5	542.5
10	9	4.4	7.8	0.56	1388	415	2930	875	1816.5	542.5
11	9	4	7.8	0.51	1413	398	2464	694	1527.5	430.2
12	9	5.4	7.8	0.69	1260	537	4004	1708	2482.7	1059.3
13	9	6.5	7.8	0.83	1045	696	4814	3204	2984.8	1986.8

MOMENTO NEGATIVO [$M = 0,0001.m.q*.Lx^2$]							ANALIZANDO UNA FRANJA DE D(M)= 0.62			
Losa	LOSA TIPO	Lx [m]	Ly [m]	Lx/Ly [-]	my(-) [-]	mx(-) [-]	Muy(-) kg*m/m	Mux(-) kg*m/m	Muy(-) kg*m	Mux(-) kg*m
1	6	5.4	7.1	0.76	1168	842	2320	1673	1438.7	1037.1
2	3	6.5	7.1	0.92	775.6	588.2	2233	1693	1384.2	1049.8
3	3	6.3	7.1	0.89	790	586	2136	1585	1324.5	982.5
4	6	6.5	7.1	0.92	951.8	853.4	2740	2457	1698.7	1523.1
5	2	5.4	7.3	0.74	1002.2	825	1991	1639	1234.5	1016.2
6	1	6.5	7.3	0.89	659	577	1897	1661	1176.1	1029.8
7	3	6.3	7.3	0.86	814	578.8	2201	1565	1364.7	970.4
8	6	6.5	7.3	0.89	980	857	2821	2467	1749.0	1529.5
9	7	4.4	7.8	0.56	1374.8	0	1813	0	1124.3	0.0
10	5	4.4	7.8	0.56	896.6	0	1183	0	733.2	0.0
11	5	4	7.8	0.51	878	0	957	0	593.4	0.0
12	3	5.4	7.8	0.69	888	548	1764	1089	1093.8	675.0
13	6	6.5	7.8	0.83	1078	853.5	3103	2457	1923.9	1523.3

Lx: Longitud del lado menor de la losa

Ly: Longitud del lado mayor de la losa

q*: Carga de diseño en el estado de servicio para el momento negativo

q :Carga de diseño en el estado de agotamiento para el momento negativo

(m_{x-}), (m_{x+}), (m_{y-}) y (m_{y+}): Valores adimensionales para calcular los momentos flectores. De las tablas de Anexos "A-8"

Muy(-) = 0.0001. q*.my-Lx²: Momento flector negativo máximo alrededor del eje y por metro de ancho.

Muy(+) = 0.0001.q.my+Lx²: Momento flector positivo máximo alrededor del eje y por metro de ancho

Mux(-) = 0.0001.q.mx-Lx²: Momento flector negativo máximo alrededor del eje x por metro de ancho

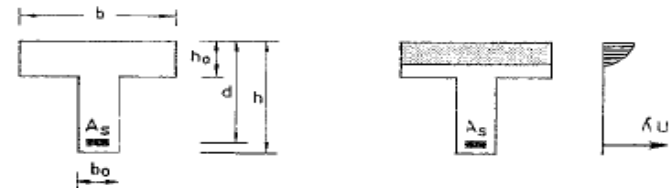
Mux(+) = 0.0001.q.mx+Lx²: Momento flector positivo máximo alrededor del eje x por metro de ancho

Nota: Si el empotramiento se hace en una viga se recomienda colocar armadura negativa para resistir los momentos de empotramiento perfecto en la situación de servicio; pero al calcular la armadura del vano, en la situación de agotamiento debe suponerse que la viga es un apoyo simple.

Losa	ARMADURAS DE MOMENTOS POSITIVOS (VIGA T)													
	Md kg*cm	Md<Mo	VIGA RECTANGULAR DE. ANCHO" be"			Asy(+) cm2	Md kg*cm	Md<Mo	VIGA RECTANGULAR DE. ANCHO" be"			Asx(+) cm2		
		FIBRA CAE EN LA PLACA	ud	WS	As2			FIBRA CAE EN LA PLACA	ud	WS	As2			
1	2290.9	7378.0	OK	0.052	0.055	2.936	2.936	1224.9	7378.0	OK	0.028	0.031	1.658	1.658
2	2585.9	7378.0	OK	0.059	0.062	3.323	3.323	2121.3	7378.0	OK	0.048	0.051	2.714	2.714
3	2558.4	7378.0	OK	0.058	0.061	3.287	3.287	1961.5	7378.0	OK	0.045	0.047	2.504	2.504
4	2585.9	7378.0	OK	0.059	0.062	3.323	3.323	2121.3	7378.0	OK	0.048	0.051	2.714	2.714
5	2352.6	7378.0	OK	0.054	0.056	3.017	3.017	1175.4	7378.0	OK	0.027	0.031	1.658	1.658
6	2708.4	7378.0	OK	0.062	0.065	3.484	3.484	2092.3	7378.0	OK	0.048	0.050	2.676	2.676
7	2669.7	7378.0	OK	0.061	0.064	3.433	3.433	1924.8	7378.0	OK	0.044	0.046	2.456	2.456
8	2708.4	7378.0	OK	0.062	0.065	3.484	3.484	2092.3	7378.0	OK	0.048	0.050	2.676	2.676
9	1816.5	7378.0	OK	0.041	0.043	2.313	2.313	542.5	7378.0	OK	0.012	0.031	1.658	1.658
10	1816.5	7378.0	OK	0.041	0.043	2.313	2.313	542.5	7378.0	OK	0.012	0.031	1.658	1.658
11	1527.5	7378.0	OK	0.035	0.036	1.932	1.932	430.2	7378.0	OK	0.010	0.031	1.658	1.658
12	2482.7	7378.0	OK	0.056	0.060	3.188	3.188	1059.3	7378.0	OK	0.024	0.031	1.658	1.658
13	2984.8	7378.0	OK	0.068	0.072	3.849	3.849	1986.8	7378.0	OK	0.045	0.047	2.537	2.537

$\mu_{lim}=0.252$ valor obtenido en función al tipo de acero(AE-42)

$$Mo = 0.85 * fcd * b * hf * (d - 0.5 * hf)$$



$Md < Mo \rightarrow$ La fibra del ejene neutro cae en la placa, se calcula como una viga rectangular de ancho b

$$ud = \frac{Mu}{b*d^2*fcd} : \text{Momento reducido de calculo}$$

$$As2 = ws * b * d \frac{fcd}{fyd}$$

Losa	ARMADURAS DE MOMENTOS NEGATIVOS (VIGA RECTANGULAR)													
	ud	ud<udlim		ud>udlim			Asy(-) cm2	ud	ud<udlim		ud>udlim			Asx(+) cm2
		ws	As2	ws1	As1	As2			ws	As2	ws1	As1	As2	
1	0.169	0.191	1.982	0.000	0.000	0.000	1.982	0.122	0.133	1.375	0.000	0.000	0.000	1.375
2	0.163	0.183	1.896	0.000	0.000	0.000	1.896	0.123	0.135	1.394	0.000	0.000	0.000	1.394
3	0.156	0.174	1.803	0.000	0.000	0.000	1.803	0.116	0.125	1.297	0.000	0.000	0.000	1.297
4	0.200	0.233	2.408	0.000	0.000	0.000	2.408	0.179	0.205	2.117	0.000	0.000	0.000	2.117
5	0.145	0.161	1.666	0.000	0.000	0.000	1.666	0.119	0.130	1.345	0.000	0.000	0.000	1.345
6	0.138	0.153	1.579	0.000	0.000	0.000	1.579	0.121	0.132	1.365	0.000	0.000	0.000	1.365
7	0.160	0.180	1.866	0.000	0.000	0.000	1.866	0.114	0.124	1.280	0.000	0.000	0.000	1.280
8	0.206	0.241	2.493	0.000	0.000	0.000	2.493	0.180	0.206	2.127	0.000	0.000	0.000	2.127
9	0.132	0.145	1.502	0.000	0.000	0.000	1.502	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.086	0.092	0.952	0.000	0.000	0.000	0.952	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.070	0.074	0.766	0.000	0.000	0.000	0.766	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.129	0.141	1.457	0.000	0.000	0.000	1.457	0.079	0.084	0.874	0.000	0.000	0.000	0.874
13	0.226	0.271	2.801	0.000	0.000	0.000	2.801	0.179	0.205	2.117	0.000	0.000	0.000	2.117

$\mu_{lim}=0.252$ valor obtenido en función al tipo de acero(AE-42)

$ud = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$: Momento reducido de calculo

$ud < u_{lim} \rightarrow$ No necesita armadura a compresión $As1 \rightarrow As2 = ws \cdot b \cdot d \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$

$ud > u_{lim} \rightarrow$ Si necesita armadura a tracion $As1$

$$\rightarrow ws1 = \frac{ud - u_{lim}}{1 - \frac{d1}{a}} \rightarrow As1 = ws1 \cdot b \cdot d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \rightarrow ws2 = ws1 + w_{lim} \rightarrow As2 = ws2 \cdot b \cdot d \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Determinación de la armadura mínima:

$$w_{min} = 0.0033$$

$$Viga T \rightarrow A_{smin} = w_{min} * [(b * hf) + (h - hf) * bw] = 1.82cm^2/nervio$$

$$Viga rectangular \rightarrow A_{smin} = w_{min} * b1 * ho = 0.93cm^2/nervio$$

Losa	As				Asmin > As				RESULTADO			
	Asy(-) cm2/nerv	Asy(+) cm2/nerv	Asx(-) cm2/nerv	Asx(+) cm2/nerv	Asy(-) cm2/nerv	Asy(+) cm2/nerv	Asx(-) cm2/nerv	Asx(+) cm2/nerv	Asy(-) cm2/nerv	Asy(+) cm2/nerv	Asx(-) cm2/nerv	Asx(+) cm2/nerv
14	1.98	2.84	1.36	1.49	1.98	2.84	1.36	1.62	1.98	2.84	1.36	1.62
15	1.89	3.22	1.37	2.63	1.89	3.22	1.37	2.63	1.89	3.22	1.37	2.63
16	1.80	3.18	1.28	2.43	1.80	3.18	1.28	2.43	1.80	3.18	1.28	2.43
17	2.44	3.22	2.13	2.63	2.44	3.22	2.13	2.63	2.44	3.22	2.13	2.63
18	1.29	2.05	0.76	1.29	1.29	2.05	0.79	1.62	1.29	2.05	0.79	1.62
19	1.65	2.92	1.32	1.43	1.65	2.92	1.32	1.62	1.65	2.92	1.32	1.62
20	1.56	3.38	1.34	2.59	1.56	3.38	1.34	2.59	1.56	3.38	1.34	2.59
21	1.86	3.33	1.26	2.38	1.86	3.33	1.26	2.38	1.86	3.33	1.26	2.38
22	2.53	3.38	2.14	2.59	2.53	3.38	2.14	2.59	2.53	3.38	2.14	2.59
23	1.49	2.24	0.00	1.29	1.49	2.24	0.00	1.62	1.49	2.24	0.00	1.62
24	0.97	2.33	0.00	1.29	0.97	2.33	0.00	1.62	0.97	2.33	0.00	1.62
25	0.74	1.88	0.00	1.29	0.79	1.88	0.00	1.62	0.79	1.88	0.00	1.62
26	1.44	3.09	0.85	1.29	1.44	3.09	0.85	1.62	1.44	3.09	0.85	1.62

Se presentan las tabla de armado, tomando en consideración la armadura mínima requerida:

Losa	Asy(-) cm2/nerv		Asy(+) cm2/nerv		Asx(-) cm2/nerv		Asx(+) cm2/nerv	
1	1.98	1Ø16	2.94	2Ø12+1Ø10	1.38	1Ø16	1.82	2Ø12
2	1.90	1Ø16	3.32	3Ø12	1.39	1Ø16	2.71	2Ø12+1Ø8
3	1.80	1Ø16	3.29	3Ø12	1.30	1Ø16	2.50	2Ø12+1Ø8
4	2.41	1Ø20	3.32	3Ø12	2.12	1Ø20	2.71	2Ø12+1Ø8
5	1.67	1Ø16	3.02	2Ø12+1Ø10	1.35	1Ø16	1.82	2Ø12
6	1.58	1Ø16	3.48	2Ø16	1.36	1Ø16	2.68	2Ø12+1Ø8
7	1.87	1Ø16	3.43	2Ø16	1.28	1Ø16	2.46	2Ø12+1Ø8
8	2.49	1Ø20	3.48	2Ø16	2.13	1Ø20	2.68	2Ø12+1Ø8
9	1.50	1Ø16	2.31	3Ø10	0.00		1.82	2Ø12
10	0.99	1Ø12	2.31	3Ø10	0.00		1.82	2Ø12
11	0.99	1Ø12	1.93	2Ø12	0.00		1.82	2Ø12
12	1.92	1Ø16	0.95	2Ø8	1.13	1Ø12	0.93	2Ø8
13	3.83	1Ø20+1Ø10	1.85	1Ø10+1Ø12	2.84	1Ø20	1.14	1Ø8+1Ø10

Verificación de la resistencia a cortante:

Se deberá verificar que cumpla la condición:

$$V_d < V_{cu}$$

Determinando el cortante máximo:

Se toma la sección de diseño con ancho unitario (un metro de ancho). La carga ultima superficial es:

$$q_u = 1090.11 \text{ kg/m}^2$$

La sección critica de diseño está ubicada a 27.5 cm=(30cm-2.5cm) de la viga, la cara de la viga está ubicada a 12.5 cm del eje de la viga (la viga es de $b_w=25$ cm) para la L1, por lo que la sección de diseño se encuentra a $d1=12.5+27.5=40$ cm

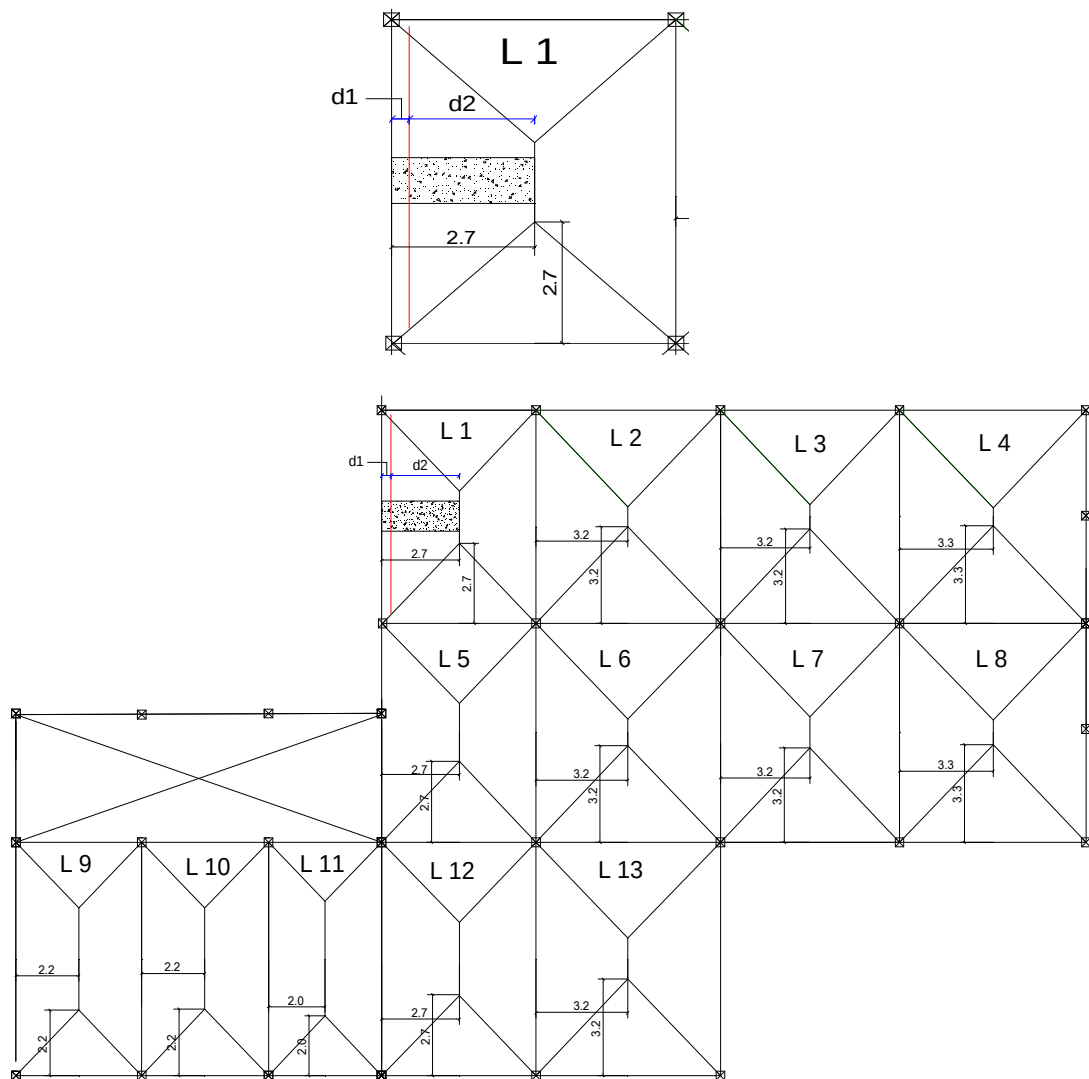
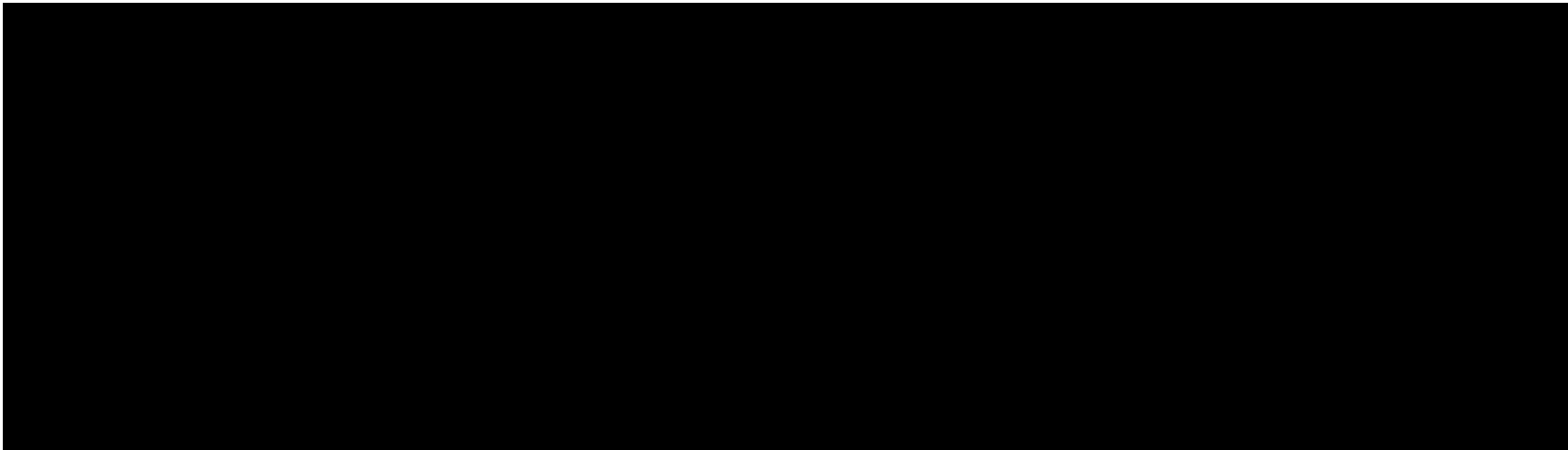


Figura 30: Vista de planta "Modelo de idealización de figuración".



La fuerza cortante que actúa sobre un de ancho de 0,62 m la zona crítica a cortante es:

$$V_d = 0.62 * 2.295 * 1090.11 \Rightarrow V_d = 1551.12 \text{ kg}$$

Calculo de la resistencia virtual del hormigón a esfuerzo cortante:

$$f_{cv} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} = 0.5 * \sqrt{140} = 5.92 = V_c$$

Calculo de la resistencia al esfuerzo cortante de la sección:

$$V_{cu} = f_{cv} * b_w * d = 5.92 * 12 * 27.5 = 1597,34 \text{ kg}$$

Donde:

b_w : espesor del alma de la viga

d : canto útil de la sección

$V_d < V_{cu}$ necesita armadura al cortante (Asmi

Determinando la armadura mínima

$$A_{s\min} = 0.02 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * bw = 0.02 * \left(\frac{140}{3652.17} \right) * 12 * 100 = 0.92 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{0.92}{2} = 0.46 \text{ cm}^2 \text{ (para dos piernas)}$$

Asumiendo un diámetro de 6mm se tiene:

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{0.46}{0.238} = 1.63$$

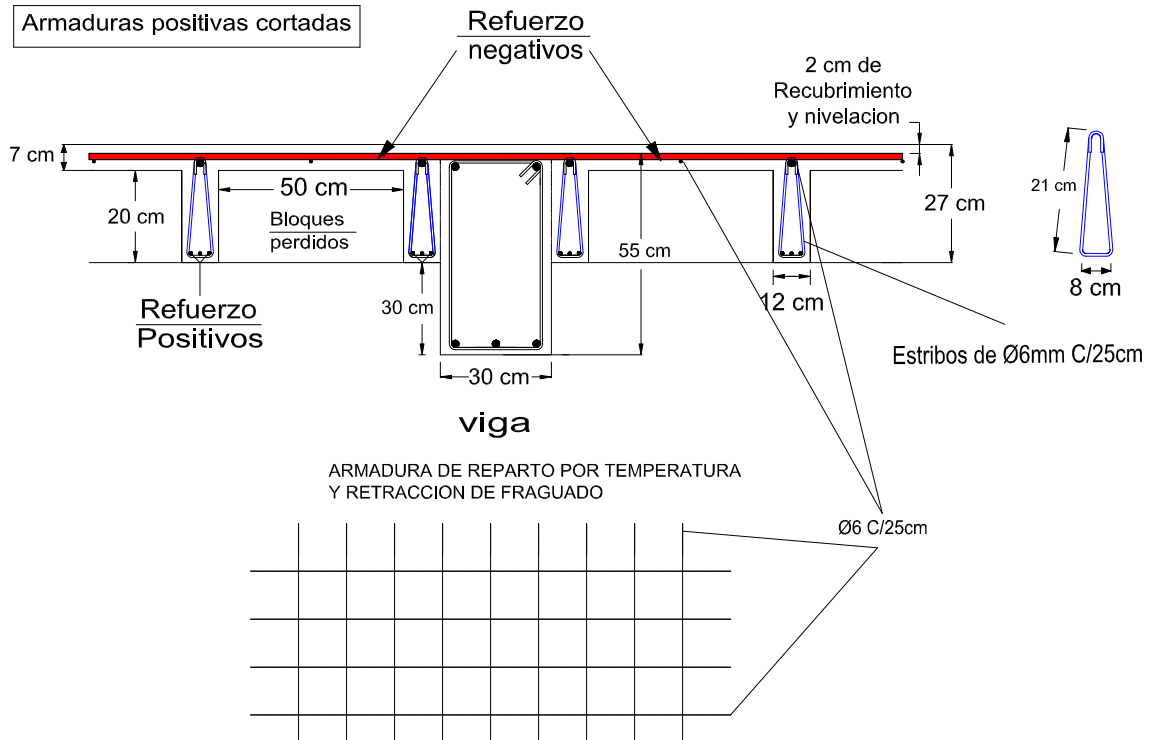
$$\text{Separacion de estribos} = \frac{100}{1.63} = 61.52 \text{ cm}$$

6φ c/25

La disposición de estribos se realizara hasta una distancia (d1) donde la condición $V_d < V_{cu}$ cumpla

Losa	L cm	d1 cm	d2 cm	Vd kg	Vcu kg/cm2	Vd<Vcu
1	270	40.5	229.5	1551.12	1597.34	Cumple no necesita armadura a cortante (Asmin)
2	320	100	220	1486.91	1597.34	Cumple no necesita armadura a cortante (Asmin)
3	320	100	220	1486.91	1597.34	Cumple no necesita armadura a cortante (Asmin)
4	330	120	210	1419.32	1597.34	Cumple no necesita armadura a cortante (Asmin)
5	270	50	220	1486.91	1597.34	Cumple no necesita armadura a cortante (Asmin)
6	320	90	230	1554.49	1597.34	Cumple no necesita armadura a cortante (Asmin)
7	320	100	220	1486.91	1597.34	Cumple no necesita armadura a cortante (Asmin)
8	330	100	230	1554.49	1597.34	Cumple no necesita armadura a cortante (Asmin)
9	220	40.5	179.5	1213.18	1597.34	Cumple no necesita armadura a cortante (Asmin)
10	220	40.5	179.5	1213.18	1597.34	Cumple no necesita armadura a cortante (Asmin)
11	200	40.5	159.5	1078.01	1597.34	Cumple no necesita armadura a cortante (Asmin)
12	270	50	220	1486.91	1597.34	Cumple no necesita armadura a cortante (Asmin)

POSICION DE LA ARMADURAS POSITIVAS Y NEGATIVAS



Armadura de reparto por temperatura y retracción de fraguado:

Para absorber los esfuerzos generados en el hormigón de la loseta de compresión, por concepto de cambios de temperatura y retracción de fraguado, y permitir un control eficiente de las fisuraciones:

$$A_{smin} = \varphi_{min} * b * d \text{ donde } \varphi_{min} = 0.0018 \text{ para losa de } f_{ck} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0018 * 100 * 5 \Rightarrow A_{smin} = 0.9 \text{ cm}^2$$

El máximo espaciamiento entre alambres electrosoldadas es 5 veces el espesor de la loseta o 30cm el que sea menor:

$$e_{max} = 5 * (5) = 25 \text{ cm} \Rightarrow e_{max} = 25 \text{ cm OK}$$

3.5.2 Fundaciones

3.5.2.1 Verificación de zapata aislada

La zapata que se analizara es aquella que se encuentra ubicada en la columna P9, ya que esta es la más cargada.

Para este fin tomaremos en cuenta los esfuerzos obtenidos del programa SAP 2000 V14.

Esfuerzo normal $N = 86050 \text{ kg}$

Momento flector en dirección x $M_x = 480 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Momento flector en dirección y $M_y = 180 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Esfuerzo cortante en dirección x $H_x = 440 \text{ kg}$

Esfuerzo cortante en dirección y $H_y = -360 \text{ kg}$

Datos del hormigón y del acero:

Resistencia característica del H° $f_{ck} = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Resistencia característica del acero $f_{yk} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Peso específico del H°A° $\gamma = 2500 \text{ Kg/m}^3$

Lado de la columna en dirección X $a_o = 35 \text{ cm}$

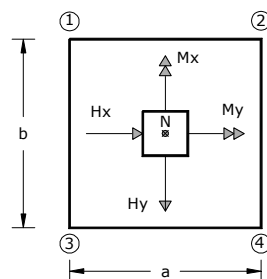
Lado de la columna en dirección Y $b_o = 35 \text{ cm}$

Capacidad admisible del suelo $\sigma_{adm} = 0.8 \text{ Kg/cm}^2$

Resistencias características reducidas:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{210}{1.5} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{4200}{1.15} = 3652.17 \text{ kg/cm}^2$$



Calculo del área necesaria:

$$e = \frac{N + P}{A} \leq \sigma_{adm} \text{ entonces } A = \frac{1,05 * 86050}{0,8} = 112940.63 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{A} = \sqrt{112940.63} \text{ entonces } a = b = 336.1 \text{ cm}$$

1ra tentativa

$$a = 365 \text{ cm} \quad ; \quad b = 365 \text{ cm}$$

Verificación:

$$\sigma_4 = \frac{N'}{a * b} + \frac{6 * M_x}{a * b^2} + \frac{6 * M_y}{a^2 * b} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_4 = \frac{1.05 * 86050}{365 * 365} + \frac{6 * (480) * 100}{365 * 365^2} + \frac{6 * (180) * 100}{365 * 365^2} \Rightarrow \sigma_3 = 0.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.69 < 0.8 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación del canto útil:

$$fvd = 0.5 \sqrt{fcd} = 0.5 * \sqrt{140} \Rightarrow fvd = 5.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{4 * fvd}{\gamma_f * \sigma_{adm}} = \frac{4 * 5.92}{1.6 * 0.8} \Rightarrow k = 18.49$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 * b_0}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} = \sqrt{\frac{35 * 35}{4} + \frac{365 * 365}{2 * 18.49 - 1}} - \frac{35 + 35}{4}$$

$$\Rightarrow d_1 = 45.82 \text{ cm} \quad \text{punzonamiento}$$

$$d_2 = \frac{2 * (a - a_0)}{4 + k} = \frac{2 * (365 - 35)}{4 + 18.49} \Rightarrow d_3 = 29.35 \text{ cm} \quad \text{corte}$$

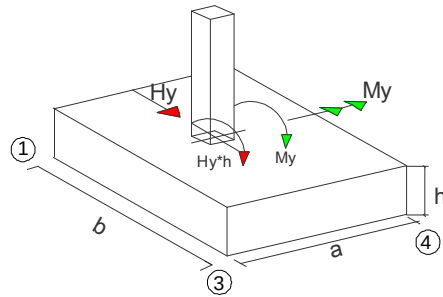
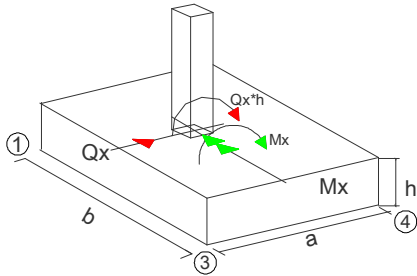
$$d_3 = \frac{2 * (b - b_0)}{4 + k} = \frac{2 * (365 - 35)}{4 + 18.49} \Rightarrow d_3 = 29.35 \text{ cm} \quad \text{corte}$$

Entonces el canto útil será $d_1 = 45.82 \text{ cm}$

Con un recubrimiento de 5 cm la altura de la zapata será $h = 45.82 + 5 \Rightarrow h = 50.82 \text{ cm}$

Redondeando al mayor la altura de la zapata será $\Rightarrow h = 55 \text{ cm}$

Momentos corregidos:



$$M_x^* = +M_x + H_x * h = 480 + 440 * 0.55 \Rightarrow M_x^* = 722 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_y^* = M_y + H_y * h = 180 + 360 * 0.55 \Rightarrow M_y^* = 378 \text{ kg} * \text{m}$$

Calculo del peso de la zapata:

$$P_p = Vol * \gamma_{H^\circ A^\circ} = 3.65 * 3.65 * 0.55 * 2500 \Rightarrow p_p = 18318.43 \text{ kg}$$

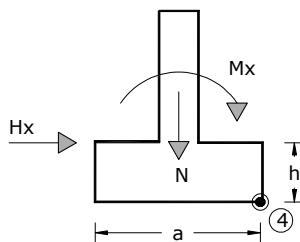
Corrección del normal:

$$N'' = N + P_p = 86050 + 18318.43 \Rightarrow N' = 104368 \text{ kg}$$

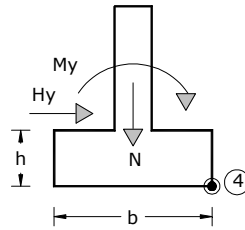
$$\sigma_{\max} = \frac{N''}{a * b} \pm \frac{6 * M_x^*}{a * b^2} \pm \frac{6 * M_y^*}{a^2 * b} = \frac{104368}{3.65 * 3.65} + \frac{6 * 722}{3.65 * 3.65^2} + \frac{6 * 378}{3.65^2 * 3.65}$$

$$\Rightarrow \sigma_{\max} = 7970 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} < \sigma_{\text{adm}} = 8000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \text{ cumple}$$

Verificación al vuelco:



$$\gamma_Y = \frac{N''}{M_x^*} * \frac{a}{2} = \frac{104368}{722} * \frac{3.65}{2} \Rightarrow \gamma_x = 263.81 > 1.5 \text{ OK'}$$



$$\gamma_x = \frac{N''}{M_y^*} * \frac{a}{2} = \frac{104368}{378} * \frac{3.65}{2} \Rightarrow \gamma_x = 503.9 > 1.5 \text{ OK'}$$

Verificación al deslizamiento: (método empleado para suelos sin cohesión)

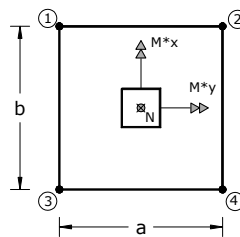
$C_d = 0.5 * C$ = Valor de cálculo de la cohesión

Características físicas típicas de diversos suelos			
TIPO DE SUELO	γ (T/m ³)	ϕ (grados)	c (T/m ²)
Bloques y bolos sueltos	1.70	35-40°	-
Grava	1.70	37.5°	-
Grava arenosa	1.90	35°	-
Arena compacta	1.90	32.5-35°	-
Arena semicompacta	1.80	30-32.5°	-
Arena suelta	1.70	27.5-30°	-
Limo firme	2.00	27.5°	1-5
Limo	1.90	25°	1-5
Limo blando	1.80	22.5°	1-2.5
Marga arenosa rígida	2.20	30°	20-70
Arcilla arenosa firme	1.90	25°	10-20
Arcilla media	1.80	20°	5-10
Arcilla blanda	1.70	17.5°	2-5
Fango blando arcilloso	1.40	15°	1-2
Suelos orgánicos (turba)	1.10	10-15°	-

$$\frac{A * 0.5 * c}{H_x} = \frac{3.65 * 3.65 * 0.5 * 5 * 1000}{440} = 75.69 > 1.5 \text{ OK'}$$

$$\frac{A * 0.5 * c}{H_y} = \frac{3.65 * 3.65 * 0.5 * 5 * 1000}{360} = 92.51 > 1.5 \text{ OK}$$

Determinación de esfuerzos:

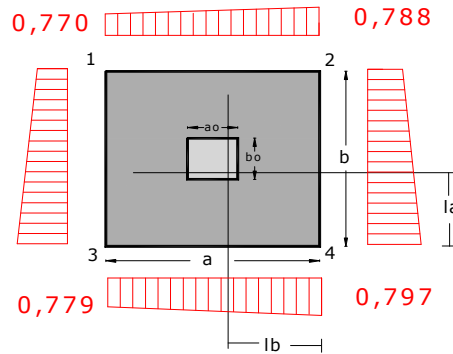


$$\sigma_1 = \frac{104368}{365 * 365} - \frac{6 * 722 * 100}{365 * 365^2} - \frac{6 * 378 * 100}{365^2 * 365} = 0.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0.783 + 0.0089 - 0.0046 = 0.788 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = 0.783 - 0.0089 + 0.0046 = 0.779 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = 0.783 + 0.0089 + 0.0046 = 0.797 \text{ kg/cm}^2$$



Determinación de la armadura a flexión:

Dirección a:

$$l_b = \frac{a - a_0}{2} + 0.15 * a_0 = \frac{365 - 35}{2} + 0.15 * 35 \Rightarrow l_b = 170.3 \text{ cm}$$

Dirección b:

$$l_a = \frac{b - b_0}{2} + 0.15 * b_0 = \frac{365 - 35}{2} + 0.15 * 35 \Rightarrow l_a = 170.3 \text{ cm}$$

Calculo de momentos:

$$\frac{\sigma_4 - \sigma_3}{a} = \frac{Y'}{a - l_b} =$$

$$Y' = (a - l_b) * \frac{\sigma_4 - \sigma_3}{a} = (365 - 170.3) * \frac{0.797 - 0.779}{365} \Rightarrow Y' = 0.0095 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = Y' + \sigma_4 = 0.0055 + 0.779 \Rightarrow \sigma_a = 0.789 \text{ kg/cm}^2$$

$$Y'' = (b - l_a) * \frac{\sigma_4 - \sigma_2}{b} = (365 - 170.3) * \frac{0.797 - 0.788}{365} \Rightarrow Y'' = 0.0050 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = Y'' + \sigma_1 = 0.0050 + 0.788 \Rightarrow \sigma_b = 0.793 \text{ kg/cm}^2$$

Calculo del momento en la dirección "a":

$$\begin{aligned} M_a &= \frac{\sigma_a * l_b^2}{2} + \frac{(\sigma_4 - \sigma_a) * l_b}{2} * \left(\frac{2}{3} * l_b\right) \\ &= \frac{0.789 * 170.3^2}{2} + \frac{(0.797 - 0.789) * 170.3}{2} * \left(\frac{2}{3} * 170.3\right) \\ &\Rightarrow M_a = 4201151.83 \text{ kg * cm} \end{aligned}$$

$$M_{da} = 1.6 * b * M_a = 1.6 * 365 * 4201151.83 \Rightarrow M_{da} = 6721842.92 \text{ kg} * \text{cm}$$

Determinación del momento reducido de la zapata (μ_d):

$$\mu_d = \frac{M_{da}}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{6721842.92}{365 * 50^2 * 140} \Rightarrow \mu_d = 0.053$$

Determinación de la cuantía mecánica de la armadura (ω_s).

$$\text{Como } \omega_s = \mu(1 + \mu) = 0.053 * (1 + 0.053) = 0.0554$$

$$A_s = \frac{\omega_s * b * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.0554 * 365 * 50 * 140}{3652.17} \Rightarrow A_s = 38.75 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima:

$$\text{Con } f_{yk} = \frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \omega_{min} = 0.0018$$

$$A_{smin} = \omega_{min} * b * h = 0.0018 * 365 * 55 = 36.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{smin} = 36.13 \text{ cm}^2$$

Se escoge el mayor de las áreas, por lo que la armadura será $A_s = 38.75 \text{ cm}^2$

Determinación del número de barras:

$$\text{Con una barra } \emptyset = 16 \text{ mm} ; A_{\emptyset} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\#fe = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{38.75}{2.01} = 19.28 \Rightarrow 20 \text{ barras}$$

Determinación del espaciamiento:

$$s = \frac{b - 2 * r}{\#fe - 1} = \frac{(365 - 10)}{20 - 1} = 18.68 \Rightarrow s = 18 \text{ cm}$$

20Ø16mm c/18

Calculo del momento de diseño en la dirección “b”.

$$\begin{aligned} M_b &= \frac{\sigma_b * l_a^2}{2} + \frac{(\sigma_4 - \sigma_b) * l_a}{2} * \left(\frac{2}{3} * l_a\right) \\ &= \frac{0.793 * 170.3^2}{2} + \frac{(0.797 - 0.793) * 170.3}{2} * \left(\frac{2}{3} * 170.3\right) \\ &\Rightarrow M_b = 4208139.89 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$M_{db} = 1.6 * b * M_b = 1.6 * 365 * 4208139.89 \Rightarrow M_{db} = 6733023.83 \text{ kg} * \text{cm}$$

Determinación del momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_{db}}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{6733023.83}{365 * 50^2 * 140} \Rightarrow \mu_d = 0.0527$$

Determinación de la cuantía mecánica de la armadura (ω_s).

$$\text{Como } \omega_s = \mu(1 + \mu) = 0.0527 * (1 + 0.0527) = 0.0527$$

$$A_s = \frac{\omega_s * b * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.0527 * 365 * 50 * 140}{3652.17} \Rightarrow A_s = 36.87 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima:

$$\text{Con } f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \omega_{min} = 0.0018$$

$$A_{smin} = \omega_{min} * b * h = 0.0018 * 365 * 55 \Rightarrow A_{smin} = 36.13 \text{ cm}^2$$

Se escoge el mayor de las áreas, por lo que la armadura será $A_s = 36.87 \text{ cm}^2$

Determinación del número de barras:

$$\text{Con una barra } \emptyset = 16 \text{ mm} ; A_{\emptyset} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\#f_e = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{36.87}{2.01} = Nb = 18.34 \Rightarrow 20 \text{ barras}$$

Determinación del espaciamiento:

$$s = \frac{b - 2 * r}{\#f_e - 1} = \frac{(365 - 10)}{20 - 1} = 18.68 \Rightarrow s = 18 \text{ cm}$$

20Ø18mm c/16

Verificación a la adherencia:

$$\tau_b = \frac{V_d}{0.9 * d * n * \pi * \emptyset} < f_{bd} = k * \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

$k = 2$ para zapatas flexibles

$$f_{bd} = 2 * \sqrt[3]{140^2} \Rightarrow f_{bd} = 53.92 \text{ kg/cm}^2$$

En dirección X:

$$V_{da} = \gamma_f \left[\sigma_a * l_b + \frac{(\sigma_4 - \sigma_a) * l_b}{2} \right] * a$$

$$= 1.6 \left[0.789 * 170.3 + \frac{(0.797 - 0.789) * 170.3}{2} \right] * 365$$

$$\Rightarrow V_{da} = 78867.97$$

$$\tau_{ba} = \frac{78867.97}{0.9 * 50 * 20 * 1.6 * \pi} \Rightarrow \tau_{ba} = 17.43$$

$$17.43 < 53.92 \text{ OK'}$$

En dirección Y:

$$V_{db} = \gamma_f \left[\sigma_b * l_a + \frac{(\sigma_4 - \sigma_b) * l_a}{2} \right] * b$$

$$= 1.6 \left[0.793 * 170.3 + \frac{(0.797 - 0.793) * 170.3}{2} \right] * 365$$

$$\Rightarrow V_{db} = 79066.88$$

$$\tau_{ba} = \frac{79066.88}{0.9 * 50 * 20 * 1.6 * \pi} \Rightarrow \tau_{ba} = 17.47$$

$$17.47 < 53.92 \text{ OK'}$$

3.5.3 Estructura complementaria (rampa).

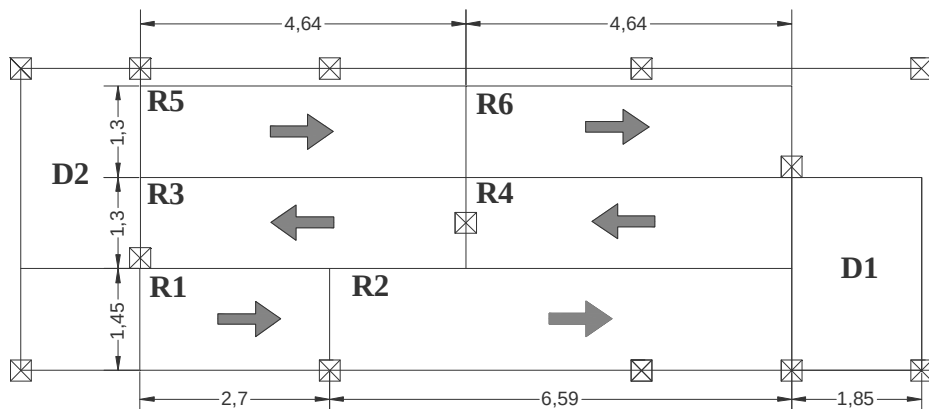


Figura 31: Vista de planta de la "Rampa".

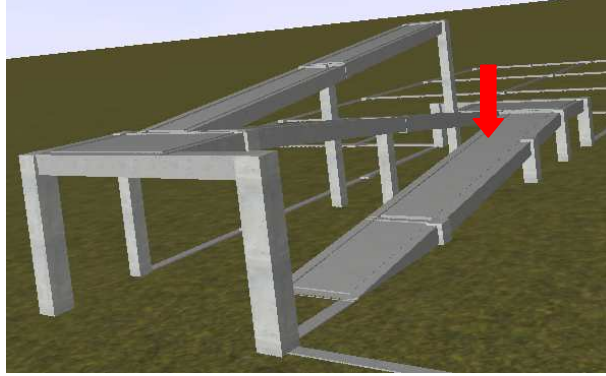
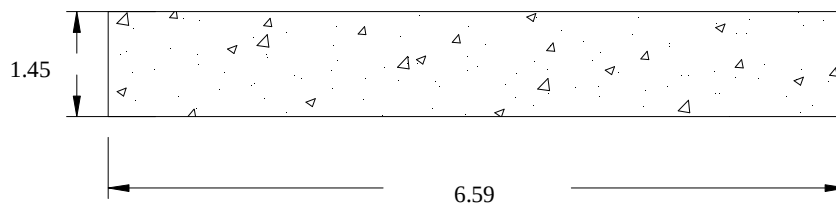


Figura 32: Vista 3d de la "Rampa".

Se verifica la losa maciza mas critica:

$$l_x = 1.45 \text{ m y } l_y = 6.59 \text{ m}$$



$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{6.59}{1.45} = 4.54 > 2 \text{ armado en una direccion } l_x$$

$$h = \frac{l_x * 100}{40} = 3.62 \text{ cm} > 8 \text{ cm}$$

$$\text{Asumo } h = 8 \text{ cm}$$

Cargas:

$$pp = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.08 \text{ m} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$sc = 400 \text{ kg/m}^2$$

$$sp = 51 \text{ kg/m}^2$$

$$M_x = \frac{q * l x^2}{8} = \frac{651 * 1.45^2}{8} = 171.09 \text{ kg.m/m}$$

Determinación del momento reducido de cálculo: (μ_d)

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{17109 \text{ kg} * \text{cm}}{100 \text{ cm} * (6 \text{ cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0.033$$

Entonces: $\mu_{lim}=0.332$ valor obtenido en función al tipo de acero

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

Determinación de la cuantía mecánica: (W_s) de tablas

Como: $\mu_d=0.033$ se obtiene una cuantía mecánica de $W_s=0.035$

Determinación de la armadura: (A_s)

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.035 * 100 \text{ cm} * 6 \text{ cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3652.17 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 0.80 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: (A_s) $w_{min}=0.0033$

$$A_{s \text{ min}} = w_{min} * b_w * h = 0.0033 * 100 \text{ cm} * 8 \text{ cm} = 2.4 \text{ cm}^2$$

Como: $A_{s \text{ min}} > A_s$

Se escogerá el área $A_s = 2.4 \text{ cm}^2$

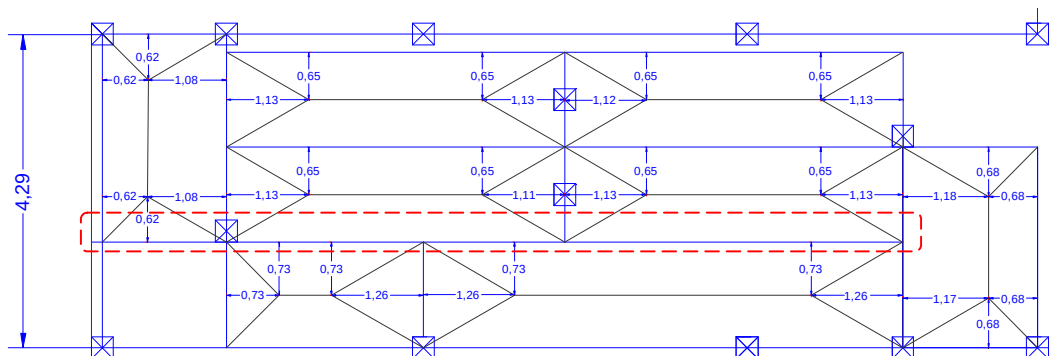
$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{2.4}{0.283} = 8.48 \approx 9$$

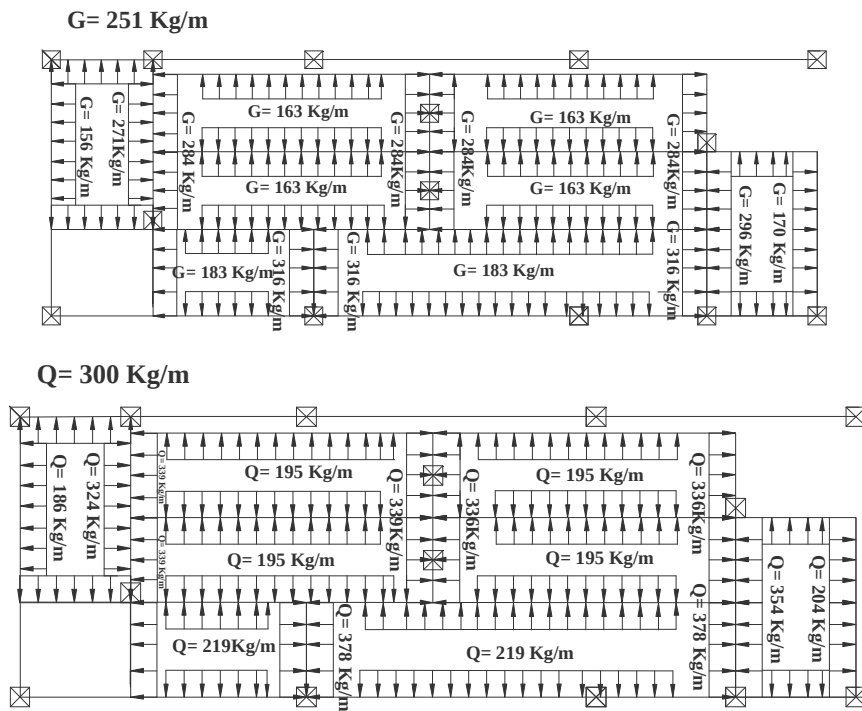
Se utilizará 9Φ6 C-12 cm en un metro

$$A_s = 9 * 0.283 \text{ cm}^2 = 2.547 \text{ cm}^2$$

$$2.547 \text{ cm}^2 > 2.4 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

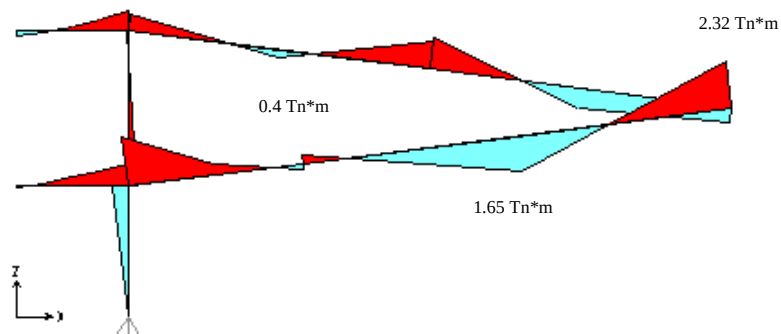
Cargas que actúan en la viga:





$$q_{\text{barandad}} = 33 \text{ kg/m}$$

Diagrama de momentos.



Cálculo de la armadura positiva

$$F_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad F_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d = \frac{165000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{20 \text{ cm} \cdot (27.5 \text{ cm})^2 \cdot 140 \text{ kg/cm}^2} = 0.0779$$

Determinación de la cuantía mecánica: (Ws) de la tabla universal para flexión simple o compuesta

Con: $\mu_d = 0.0779$ se obtiene una cuantía mecánica de $w = 0.0823$

$$A_s = 0.0823 * 20 * 27.5 * \frac{140 \text{ Kg/cm}^2}{3652 \text{ Kg/cm}^2} = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.0033 * b * h = 0.0033 * 20 * 30 = 1.98 \text{ cm}^2$$

Se escogerá el área $A_s = 1.98 \text{ cm}^2$

Se utilizará 2Φ12

$$A_s = 2 * 1.13 \text{ cm}^2 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$2.26 \text{ cm}^2 > 1.98 \text{ cm}^2 \text{ok}$$

Cálculo de la armadura negativa

$$F_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad F_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d = \frac{232000 \text{ kg} * \text{cm}}{20 \text{ cm} * (27.5 \text{ cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0.1096$$

Determinación de la cuantía mecánica: (Ws) de la tabla universal para flexión simple o compuesta

Con: $\mu_d = 0.1096$ se obtiene una cuantía mecánica de $w = 0.1177$

$$A_s = 0.1177 * 20 * 27.5 * \frac{140 \text{ Kg/cm}^2}{3652 \text{ Kg/cm}^2} = 2.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.0033 * b * h = 0.0033 * 20 * 30 = 1.98 \text{ cm}^2$$

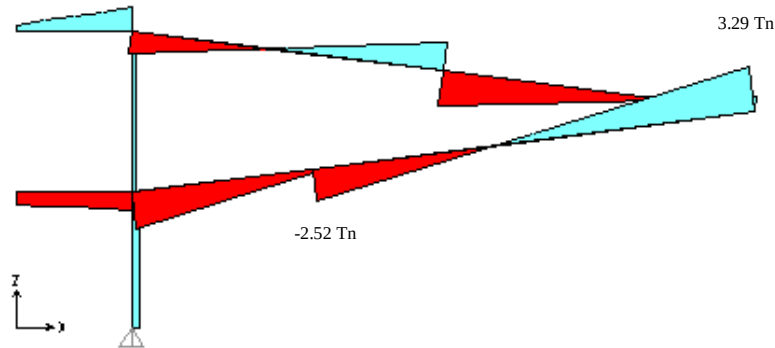
Se escogerá el área $A_s = 2.48 \text{ cm}^2$

Se utilizará 4Φ10

$$A_s = 4 * 0.785 \text{ cm}^2 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$3.14 \text{ cm}^2 > 2.48 \text{ cm}^2 \text{ok}$$

Diagrama de cortante.



Cálculo de la armadura transversal

$$v_d = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} = 0.5 * \sqrt{140} = 5.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 5.92 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 20 \text{ cm} * 28 \text{ cm} = 3313.00 \text{ kg}$$

$$V_d \leq V_{cu} \text{ No cumple}$$

3290 Kg ≤ 3313 Kg No necesita armadura transversal poner Asmin

Cálculo de la armadura mínima

$$A_{st \min} = 0.02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.02 * 20 \text{ cm} * 100 \text{ cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3652.17 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{st} = 1.53 \text{ cm}^2$$

La armadura transversal para dos pierna será: 0,767 cm²/m

Se adoptará un diámetro Φ=6mm

Se tiene un área A=0,283 cm²

Se adopta un espaciamiento de 15 cm

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{100}{15} = 6.67 \approx 7 \text{ barras}$$

$$A_{st} = N^{\circ} \text{barras} * A_{\phi 8 \text{ mm}} = 7 * 0.283 \text{ cm}^2 = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$1.98 \text{ cm}^2 > 0.767 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

Se utilizara: 7Φ6mm c/15 cm

3.6 Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

3.6.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas se las realizaron según el marco teórico:
las cuales se pueden ver a detalle en el Anexo A-4.

3.6.2 Precios unitarios

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem se lo hizo como se definió en el marco teórico:

	DESCRIPCIÓN	OBSERVACIONES
A	MATERIALES	TIPO DE MATERIAL, CANTIDAD Y PRECIO
B	MANO DE OBRA	TIPO DE OBRERO Y RENDIMIENTO
E	CARGAS SOCIALES	55% DE MANO DE OBRA
F	IMPUESTO I.V.A. MANO DE OBRA	14.94% DE MANO DE OBRA
H	HERRAMIENTAS MENORES	5% DE (B+E+F)
K	GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS	8% DE EQUIPO, HERRAMIENTAS
L	UTILIDAD	8% DE (EQUIPO, HERRAMIENTAS+K)
M	IMPUESTO IT	3.09% DE (EQUIPO, HERRAMIENTAS+K+L)

Se puede apreciarlo a detalle de cada ítem en el Anexo A-6.

3.6.3 Cálculos métricos

Los cálculos métricos se realizaron según el marco teórico los cuales se pueden ver a detalle en el Anexo A-5.

3.6.4 Presupuesto general

El presupuesto total de la obra se calculó, primeramente, realizando los cálculos métricos y obteniendo la cantidad de cada ítem; posteriormente, multiplicando el precio de los diferentes ítems por la cantidad de cada ítem llegando a un presupuesto total de la obra de **3,289,545.07 Bs (Tres Millones Doscientos Ochenta y nueve Mil Quinientos Cuarenta y Cinco con 0.7/100 Bolivianos)**, con un costo por metro cuadrado en dólares **756,22 \$/m²**. Referido a dos plantas. se puede ver a detalle en el Anexo A-6.

3.6.5 Cronograma de ejecución

El plan y cronograma de obras se lo hizo definiendo grupos de trabajo en la mano de obra de los precios unitarios, el número de grupos de trabajo se concretó según la necesidad de la duración del ítem a definir, aplicado el método de barras Gantt colaborado por el programa (Microsoft Office Project 2007) y se lo hizo como se definió en el marco teórico con un plazo de ejecución de **207 días calendario**, se puede ver a detalle en el Anexo A-7.

CAPITULO IV
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones.-

Del presente proyecto “DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA BIBLIOTECA VIRTUAL BARRIO LOURDES ”, se llegó a las siguientes deducciones.

- Se llegó a cumplir todos los objetivos de manera satisfactoria, para así dar solución al problema identificado.
- Del estudio topográfico realizado con el equipo estación total se pudo concluir que el terreno de emplazamiento se puede considerar plano con muy pocas variación de cotas, ya que el diseño está planteado sobre una superficie plana.
- El estudio de suelo se realizó a una profundidad de 2m, donde se obtuvo una capacidad portante del suelo de 1 kg/cm^2 y 0.8 kg/cm^2 .
- Se vio conveniente incluir vigas de cimentación para arriostrar las columnas y evitar que las columnas sean largas, ya que resulta más económico, y estable una columna media.
- El diseño estructural con el programa Sap 2000 V14 para la obtención de las solicitaciones más críticas, el cálculo manual de cada elemento estructural los planos fueron elaborados con el programa CypeCad v2012.
- Las barras de acero que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado, deben tener unas separaciones mínimas, para admitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden coqueras o espacios vicios.
- Se pudo observar que la cantidad de acero obtenida esta elevada para los distintos elementos (losas columnas, vigas, etc.). Pero este valor es razonable debido a que la

sobrecarga para biblioteca es de (300 kg/m^2) , además que las luces entre columna y columna son grandes.

- En el cronograma de ejecución se tomó en cuenta todos los días feriados de Bolivia.

4.2 Recomendaciones.-

- La introducción correcta de datos en cualquier programa que se esté utilizando es muy importante, por lo que se aconseja tomarse el tiempo necesario para analizar y comprender lo que pide el paquete computarizado.
- Para lograr la resistencia requerida en diseño, aplicar agregados de buena calidad y tamaños indicados en las especificaciones.
- Se debe tener en cuenta la separación máxima entre las armaduras longitudinales de las columnas que no sobrepase los 20cm, ya que si sobrepasa esta distancia se deberá colocar un estriado adicional como se puede observar en los planos.
- Se insinúa realizar un nuevo estudio de suelos al momento de la ejecución del proyecto para confirmar el valor alcanzado y de esa manera garantizar la funcionalidad, durabilidad y seguridad del edificio.
- Se encarga modificar los espaciamientos de estribos en vigas y columnas, ya que el programa Cypecad v2012 suele situar los espaciamientos que constructivamente es muy difícil su colocado.

BIBLIOGRAFÍA

1. CBH-87. Norma Boliviana del Hormigón Armado. (1987). Texto técnico normativo especializado, edición realizada bajo el asesoramiento técnico del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. España.
2. MANUAL DEL LABORATORIO U. A. J. M. S. “Manual de Laboratorio de Suelos”, Carrera de Ingeniería Civil. Tarija. 1991.
3. Diseño de Losas de Hormigón Armado Naves: Marcelo Romo Proaño Escuela Politécnica del Ejército - Ecuador
4. JIMENEZ MONTOYA P., GARCÍA MESEGUER A., MORÁN CABRÉ F. 2000. “Hormigón Armado” (14ª edición). Barcelona: GUSTAVO GILI, S. A., GG.
5. PRESUPUESTO Y CONSTRUCCION. Guía de productos y servicios Noviembre 2011 – Febrero 2012.
6. Instrucción de Hormigón Estructural, EHE-1998: Notación, Secretaria General Técnica del Ministerio de Fomento, Madrid, 1998.
7. J. Calavera “Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado”. INTEMAC, Madrid, 1999.
8. Braja M. Das “Libro Principios de la Ingeniería” 4taEdición.