

1. ELEMENTOS DEL OBJETO DEL PROYECTO

1.1. El problema.-

La iglesia casa de oración “HAY VIDA EN JESUS” de la ciudad de Tarija afiliada al Ministerio “Divino Jerusalén de Jesús” con Personería Jurídica RAP. N°031 ha tenido un crecimiento en cuanto a las personas asistentes a las reuniones y actividades realizadas en dicha congregación, contando actualmente con más de 80 miembros y una familia pastoral que se reúnen en una vivienda familiar rentada, ubicada en el Barrio Narciso Campero, calle Capitán Javier Castellanos Echazú esquina Av. Circunvalación.

El espacio con el que cuenta este grupo de personas ha quedado inadecuado para las diferentes actividades que realiza, además se hace necesario contar con nuevas áreas para la formación, capacitación y albergue de su propio recurso humano de acuerdo a la visión de la iglesia.

1.1.1. Planteamiento.-

La iglesia Casa de oración “HAY VIDA EN JESUS” de la ciudad de Tarija, cuenta actualmente con más de 80 miembros que se reúnen en una vivienda familiar rentada, donde convive además la familia pastoral. La congregación está organizada por departamentos de acuerdo a la edad y sexo de los feligreses. A partir del año 2004 fue aperturado el Instituto Bíblico para la formación y capacitación de su propio recurso humano. Y a principios del año 2010 se ha empezado la compra de insumos para instalar una radio cristiana.

El trabajo del Pastor, su esposa y de los fieles ha producido el crecimiento de las personas asistentes al local de reunión y el lugar ha quedado inadecuado para las diferentes actividades que se lleva a cabo en el predio.

Por ende este crecimiento de devotos y actividades:

- Aumentaría el deterioro normal de la vivienda familiar alquilada para las reuniones.
- Producirá conflicto por el uso del lugar por parte de los diferentes grupos humanos de la iglesia.

- Provocaría accidentes de tránsito entre peatones y vehículos en ese sector en los horarios de reunión.

Y es así que después de un análisis de las alternativas se elige la siguiente como solución al problema:

- La construcción de un templo para la iglesia Hay vida en Jesús en su propio terreno en el barrio “El Constructor” de la ciudad de Tarija.

1.1.2. Formulación.-

Con la construcción del templo propio de la iglesia HAY VIDA EN JESÚS de la ciudad de Tarija se puede solucionar el problema del espacio inadecuado para la realización de actividades de la congregación. Manteniendo la visión de la iglesia y la armonía en las actividades.

1.1.3. Sistematización.-

De la alternativa definida: Construcción de un templo propio para la iglesia casa de oración “HAY VIDA EN JESUS de la ciudad de Tarija, se puede elegir diferentes materiales, secciones, condiciones estáticas y fundaciones. En el perfil se ha resuelto una cubierta en pabellón usando como material policarbonato, como estructura de sustentación de la edificación un pórtico con vigas, con losas alivianadas y losas casetonadas como entre piso y cubierta del salón, zapatas aisladas y zapatas con vigas medianeras y estructuras complementarias tales como escaleras.

1.2. Objetivos.-

1.2.1. General.-

Realizar el diseño estructural del templo evangélico de la iglesia HAY VIDA EN JESÚS aplicando la norma A.C.I. 318_05 y el manual de diseño para maderas del grupo andino.

1.2.2. Específicos.-

- Determinar la altimetría y planimetría del lugar del emplazamiento del proyecto.
- Establecer la capacidad portante del suelo
- Diseñar vigas y viguetas de madera como estructura de sustentación de la cubierta en pabellón.
- Diseñar pórticos hiperestáticos como estructura de sustentación de la edificación.
- Diseñar losas casetonadas como estructuras de entrepiso para grandes luces y ambientes públicos cumpliendo la norma A.C.I. 318_05.
- Diseñar accesos para niveles diferentes con escaleras como estructura complementaria cumpliendo la norma A.C.I. 318_05, momentos, cargas y espacios.
- Diseñar los elementos estructurales de fundación como zapatas aisladas y zapatas con vigas medianeras.
- Determinar el plazo de ejecución, precios unitarios y costo total del proyecto.
- Definir especificaciones técnicas de cada uno de los ítems.
- Realizar el diseño de planos estructurales a detalle de cada uno de los elementos.

1.3. Justificación.-

1.3.1. Académica.-

Consecuente con la misión y visión de la universidad “Autónoma Juan Misael Saracho” la elaboración del proyecto de ingeniería civil de diseño estructural permite una recapitulación de conceptos y principios aprendidos durante el periodo de desarrollo de las materias.

La elaboración del proyecto de ingeniería civil de diseño estructural del templo evangélico de la iglesia “Hay vida en Jesús” de la ciudad de Tarija también colabora y contribuye a profundizar los conocimientos sobre diseño estructural adquiridos por el estudiante durante su carrera, y además permite desarrollar en el estudiante conocimientos destrezas y habilidades en el diseño de propuestas de proyecto aplicando la metodología de la investigación científica.

Permitiendo de esta manera culminar los estudios y lograr la licenciatura por medio de esta actividad de profesionalización.

1.3.2. Técnica.-

La elaboración del proyecto “Diseño estructural del templo evangélico de la Iglesia Hay vida en Jesús de la ciudad de Tarija” permitirá aplicar el paquete estructural Cype Cad 2012 y comparar con los cálculos manuales aprendidos en los cursos inferiores aplicando técnicas, normas y reglamentos vigentes.

1.3.3. Social – institucional.-

El proyecto “Diseño estructural del templo evangélico de la Iglesia Hay vida en Jesús de la ciudad de Tarija” permite dar solución a la necesidad básica de crear un espacio adecuado para la realización de las actividades de la iglesia “Hay vida en Jesús”. Socialmente toda la población evangélica de la iglesia “Hay vida en Jesús” podrá contar con una información básica del diseño estructural y así buscar financiamiento para la construcción del templo propio y apoyar de esa manera a gestionar el proyecto.

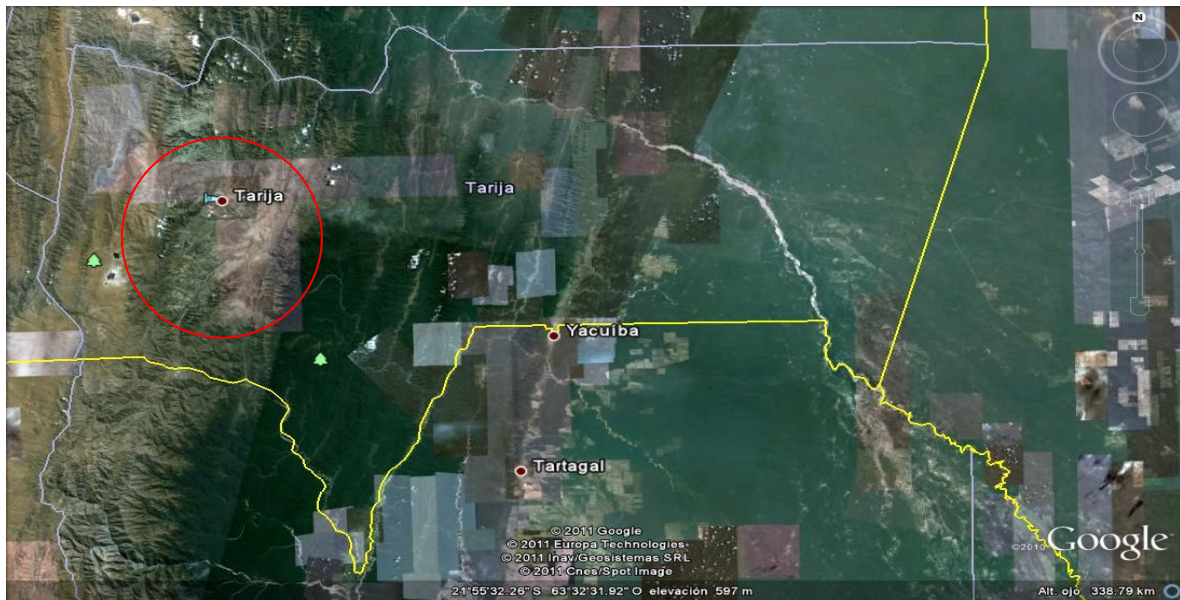
1.4. Alcance del proyecto.-

Con la realización del proyecto se pretende mostrar los diferentes elementos estructurales que hacen parte de un diseño y la forma de cálculo usando técnicas y métodos tradicionales y compararlos con los resultados obtenidos a través de programas y paquetes actuales como lo es el Cype Cad 2012. Mostrar el análisis de cargas, la resistencia de los diferentes elementos estructurales, diseñar obteniendo la armadura de acero requerida y verificar sus resistencias, mostrar esta información por medio de planos estructurales y a detalle de los elementos, obtener precios unitarios, tiempo de ejecución y presupuesto general de la obra.

1.5. Localización.-

1.5.1. Macro ubicación.-

El proyecto de la construcción del templo de la iglesia “Hay vida en Jesús” se encuentra dentro del departamento de Tarija ubicado al sur de Bolivia entre los paralelos 20° 50’ y 22° 50’ de latitud sur y los meridianos 62° 15’ a 65° 20’ de longitud oeste.



1.5.2. Micro ubicación.-

El proyecto de la construcción del templo de la iglesia casa de oración “Hay vida en Jesús” será emplazado en su terreno propio ubicado en la provincia Cercado, en la Ciudad de Tarija, en el barrio El Constructor.



1.6. Servicios básicos.-

La zona donde será emplazado el proyecto cuenta con los siguientes servicios:

1.6.1. Educación.-

La zona del barrio EL CONSTRUCTOR cuenta con un establecimiento de educación que funciona en su propia infraestructura: la Unidad Educativa LA PAZ de educación fiscal.

El sistema educativo del área abarca los ciclos pre – básico, Educación Básica obligatoria de formación y Educación secundaria obligatoria de producción.

1.6.2. Agua potable.-

Tarija posee un sistema de abastecimiento de agua potable, administrado por la Cooperativa de Agua y Alcantarillado Tarija (COSAALT-LTDA)

La cobertura del servicio de agua potable hasta la presente gestión es del 100% en la zona urbana. El área donde se encuentra ubicado el proyecto actualmente cuenta con el servicio de agua potable

1.6.3. Alcantarillado sanitario.-

La ciudad de Tarija y la zona del proyecto cuentan con una red de alcantarillado sanitario. Aunque la tubería fue instalada con el aporte de los vecinos, la calle cuenta con el servicio.

1.6.4. Energía eléctrica.-

La ciudad de Tarija cuenta con el servicio de energía que es administrada por Servicios Eléctricos Tarija (SETAR). La fuente proviene de propios generadores alimentados desde la represa de San Jacinto, lo cual permite una dotación permanente del servicio y una alta cobertura.

La corriente eléctrica suministrada es de 220 voltios, 50 ciclos, monofásica y trifásica; para uso doméstico, alumbrado público e instalaciones especiales tales como: Emisoras de radio, televisión, heladerías, aserraderos, mercados.

1.6.5. Comunicaciones.-

ENTEL tiene un servicio de telefonía por microondas un dos sentidos, una al área rural, que comprende la comunicación interprovincial dentro del departamento y otra dirigida al área nacional que comprende la comunicación interdepartamental e internacional

DITER tiene una red de radio comunicaciones con 13 equipos y una red de telegrafía en 8 poblaciones, se encarga de la comunicación intercomunal.

Dentro de la comunicación masiva, se tiene la difusión de la radioemisora ACLO, más conocida como radio Tarija, que emite desde la ciudad de Tarija y entre gran parte del departamento.

1.6.6. Vías de transporte.-

El proyecto se encuentra en la ciudad de Tarija, se vincula con la zona céntrica a través de la Avenida La Paz, la que comunica directamente con la Terminal de Buses, dicha avenida se encuentra actualmente asfaltada hasta la Avenida Circunvalación desde ahí en adelante se encuentra empedrada.

Transita por el lugar del proyecto la cooperativa de micros de línea CH roja, CH verde y taxi-trúfis cubriendo la zona y comunicando con el centro de la ciudad, mercados central, campesino, Terminal de Buses y Universidad Autónoma Juan Misael Saracho.

El tiempo de viaje desde el centro de la ciudad Mercado Central hasta la zona del proyecto en transporte público es de 10 minutos (micro línea CH roja), y en transporte privado o público taxi es de 3 minutos.

2. MARCO TEÓRICO.-

2.1. Levantamiento topográfico.-

La topografía, para la realización de cualquier tipo de levantamiento, se basa en dos principios fundamentales, uno de ellos es la Planimetría y el otro es la altimetría.

La topografía: es una ciencia aplicada que se encarga de determinar las posiciones relativas y absolutas de los puntos sobre la tierra, así como la representación en un plano de una porción de la superficie terrestre.

Para lograr su objetivo, la topografía se valdrá de diversos métodos y procedimientos así como la de instrumentos de alta y de baja precisión; para luego representar los datos obtenidos en un plano topográfico construido a partir de coordenadas rectangulares y a una determinada escala.

La topografía ejecuta también replanteos del terreno para la realización de diversas obras de ingeniería, realiza también trabajos de deslinde, división de tierras, catastro rural y urbano, así como levantamientos topográficos.

La topografía realiza sus actividades en el campo y el gabinete. En el campo se efectúan las mediciones y recopilaciones de datos suficientes para dibujar en un plano una representación semejante al terreno. A estas operaciones se las denomina levantamientos topográficos.

Los levantamientos topográficos podrán clasificarse según el terreno donde se realice el levantamiento, así como el objetivo para el cual se está realizando dicho levantamiento. Entre los tipos de levantamientos tenemos: los Catastrales, los Viales, de Detalles, Hidrográficos y Sanitarios.

Sobre los planos se hacen proyectos cuyos datos y especificaciones deben replantearse sobre el terreno. A esta operación se la conoce como trazo o replanteo.

Dentro de las actividades de gabinete se encuentran, los métodos y procedimientos para el cálculo y el dibujo.

La planimetría: es la parte de la topografía que tiene por objeto determinar posiciones de puntos proyectados en un plano horizontal sin tomar en cuenta sus elevaciones. Pero sí las distancias y ángulos horizontales.

La altimetría: es la parte de la topografía que tiene por objeto la determinación y representación de puntos sobre la superficie terrestre en un plano vertical.

Existe también la representación simultánea de una planimetría y altimetría a la vez y esto se consigue a través de los planos de curvas de nivel.

Las curvas de nivel: son líneas imaginarias a una sola altura del terreno. Las líneas de nivel son equidistantes, normalmente las distancias pueden variar 0.5, 1, 2, 3, 4, 5, 10, 20 metros según el objeto del plano. Un plano de curvas de nivel nos muestra las características del terreno, según la pendiente del terreno las curvas pueden estar separadas o unidas, cuando la pendiente es mínima o suave las curvas de nivel son separadas, cuando la pendiente es fuerte las curvas de nivel se encuentran bien unidas; Normalmente cada 5 líneas de nivel se identifican con un número, este número es la cota, asimismo esta línea debe variar de grosor en relación con las otras. El plano de curvas de nivel para proyecto de ingeniería viene a ser uno de los más importantes, porque es la base sobre el cual se diseña el proyecto. Para redactar o dibujar un plano de curvas de nivel se debe conocer el terreno de tal manera que no se cometan errores al dibujar, así también según el objetivo del plano se debe tomar en cuenta la escala adecuada, para proyecto civiles puede variar entre 1:20, 1:50, 1:100 hasta 1:500

Procedimiento:

1. Reconocimiento del campo. Primeramente se hace un reconocimiento del terreno a levantar elaborando un croquis. Una vez recorrido todo el terreno se identifica los vértices de la poligonal.
2. Estacamiento. Se procede a colocar un mojón o estaca en cada vértice de la poligonal y también si es un punto importante. Un punto es importante si es punto base (PB), si es un punto que va a servir para el replanteo (NB).
3. Instalación del instrumento. Se procede a instalar el instrumento en el primer punto (PB). Se debe tomar en cuenta que los puntos a levantar sean de acceso más o menos fácil, en lo posible se debe evitar la presencia de obstáculos en la dirección del lente (árboles y maleza en general).
4. Obtención de datos de campo. Los datos de campo siempre se debe trabajar sobre una poligonal, ya sea abierta o cerrada de tal manera que los puntos que se obtengan

sean suficientes para diseñar un plano. En caso de la estación total, los datos que se obtienen se almacenan en la memoria del aparato. Estos datos son puntos (X, Y, Z).

5. Trabajo en gabinete. En el caso de la estación total se trabaja directamente con los programas informáticos. Existen varios paquetes entre los que se puede citar: Lan Cad, Eagle Point y Landest Cad. Para un levantamiento topográfico de curvas de nivel se deberá dibujar los siguientes planos: Planos con datos de campo. Plano de la poligonal con ángulos corregidos. Plano de curvas de nivel.

2.2. Estudio de suelos.-

El diseño de fundaciones de las estructuras tales como edificios requiere el conocimiento de factores como (a) La carga que será transmitida por la superestructura a la cimentación (b) Los requisitos del reglamento local de construcción (c) Comportamiento y la deformabilidad asociada al esfuerzo de los suelos que soportarán al sistema de cimentación y (d) Las condiciones geológicas del suelo, los dos últimos factores son sumamente importantes y tienen que ver con la mecánica de suelos.

Las propiedades geotécnicas del suelo, tales como granulometría, plasticidad, la compresibilidad y la resistencia al cortante, pueden determinarse mediante pruebas apropiadas de laboratorio. Aun más, recientemente se ha puesto énfasis en la determinación in situ de las propiedades de resistencia y deformación del suelo. Sin importar si fueran determinados en el laboratorio, en el campo o supuestos, para estimar la exactitud de los parámetros del suelo el ingeniero debe tener un buen entendimiento de los principios básicos de la mecánica de suelos. El ingeniero debe tener un conocimiento pleno de la geología de la zona, es decir, del origen y naturaleza de la estratificación del suelo, así como de las condiciones del agua del subsuelo.

Para determinar que cimentación es la más económica, el ingeniero debe considerar la carga de la superestructura, las condiciones del subsuelo y el asentamiento tolerable deseado. En general, las cimentaciones de edificios pueden dividirse en dos categorías principales: las cimentaciones superficiales y las cimentaciones profundas. Dentro de las cimentaciones superficiales se puede citar a las zapatas aisladas, zapatas corridas y losas de cimentación, donde la profundidad puede ser igual o menor que cuatro veces el ancho de cimentación. Como cimentaciones profundas se tiene a los pilotes y pilas que se usan en situaciones donde las capas del terreno tienen baja capacidad de carga.

Las propiedades geotécnicas básicas del suelo incluye: la distribución granulométrica, plasticidad, clasificación de suelos, esfuerzo efectivo.

Contenido de humedad: El concepto de humedad en los suelos, se define como la cantidad de agua que se encuentra contenida en una muestra de suelo y se lo expresa en porcentaje:

$$w\% = \frac{P_a}{P_{ss}} \cdot 100$$

Donde:

W: Es el contenido de humedad en porcentaje.

Pa: Es el peso del agua presente en el suelo.

Pss: Peso del suelo seco.

La determinación de la humedad dependerá del tamaño máximo del agregado, por lo que se recomienda, que para el material que pase la malla número 4, la muestra deberá pesar 80 gramos y utilizar una balanza más precisa, de 0.01g.

Es necesario, que a un suelo húmedo se le aplique calor a temperaturas que superen los 100°C, para garantizar la evaporación del agua que se encuentra dentro del suelo, por el método del secado.

Actualmente se utiliza varios métodos para calcular el contenido de humedad. El método más confiable es el método estandarizado conocido como método de horno.

El método de horno, es un método estandarizado, que sirve para que los demás lo consideren al mismo como base para una posible calibración o corrección. Se debe considerar al menos tres muestras del mismo suelo de peso similares. Este método consiste básicamente en: Registrar el peso de las capsulas o recipientes vacios, luego llenarlos con muestras del mismo suelo volviéndolas a pesar. Introducir las al horno a una temperatura de 105 a 110°C, durante 24 hrs. Finalmente se extraen del horno y se las vuelve a pesar. La diferencia de los pesos brindarán el peso del agua contenida en el suelo y el peso del suelo seco y con eso datos se puede determinar el porcentaje de humedad. Obteniendo al final el promedio de los cálculos.

Granulometría de suelos: Este ensayo consiste en la determinación de la distribución porcentual de los tamaños de partículas en una muestra de suelo. En una masa de suelo se puede encontrar porcentajes de grava, arena, limo y arcilla. El tamaño de las partículas recomendado por el sistema de clasificación unificado es:

Grava: 75mm a 4.75mm

Arena: 4.75mm a 0.075mm

Limos y arcillas (finos): <0.075mm

Para la distribución de tamaños de las partículas cuyo diámetro es mayor a 0.075mm, el método usado es el cribado, el cual consiste en sacudir la muestra del suelo a través de una serie de mallas o tamices normalizados de diferentes aberturas y numeradas según diferentes escalas. Una de las más usadas es la A.S.T.M. (América Society for Testing Materials), cuyos tamices se muestran en la tabla 2.1.

TABLA 2.1. TAMICES NORMALIZADOS SEGÚN LA A.S.T.M.

A.S.T.M. MALLA	ABERTURA REAL (mm)
3”	75
2”	50
1”	25
¾”	19
3/8”	9.5
# 4	4.75
# 10	2
# 40	0.425
# 200	0.075

Las fórmulas usadas para este método son:

$$\%R = \frac{W_{SR}}{W_T} \cdot 100$$

Donde:

%R: Es el porcentaje retenido en cada tamiz

W_{SR} : Es el peso del material retenido en cada tamiz

W_T : Peso total de la muestra

$$\%P_a = 100\% - \%R_a$$

Donde:

%P_a: Porcentaje que pasa acumulado

%R_a: Porcentaje retenido acumulado

La determinación de las dimensiones de las partículas de suelo y de las proporciones relativas en que ellas se encuentren, se representa gráficamente en la curva granulométrica. Su esquema se traza por puntos en un diagrama semilogaritmico, en el cual sobre el eje de las ordenadas se indican los porcentajes en peso, de las partículas que pasan, y en el eje de las abscisas se representan los logaritmos de las dimensiones de las partículas.

La forma de la curva empinada nos indica que se trata de un suelo uniforme, mientras que la curva suave y un tanto extendida nos indica que se trata de un suelo bien graduado. A veces se presenta inflexiones en la curva lo que indica que el material ensayado es de graduación incompleta.

Estas características de la curva granulométrica para un suelo uniforme, bien graduado o mal graduado pueden ser confirmadas con los coeficientes de uniformidad y curvatura, los cuales se determinan con las siguientes fórmulas.

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

Donde:

Cu: es el coeficiente de uniformidad

Cu = 1, entonces se tiene uniformidad plena.

Cu > 6, entonces se tiene suelo bien graduado para arenas.

Cu > 4, entonces se tiene suelo bien graduado para gravas.

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \cdot D_{10}}$$

Donde D_{10} , D_{30} y D_{60} son los diámetros correspondientes a las mallas por las que pasa el 10, 30 y 60% de las partículas respectivamente.

Los parámetros C_u y C_c se usan en el sistema unificado de clasificación de suelos.

Para partículas menores que 0.075 mm, su tamaño se determina observando la velocidad de sedimentación de las partículas en una suspensión de densidad y viscosidad conocidas. Usando el método granulométrico con el hidrómetro.

Límites de Atterberg: Dependiendo del contenido de agua de un suelo, éste puede encontrarse en un estado semilíquido, plástico, semisólido o sólido. Se define como límite líquido (LL) al porcentaje de humedad o contenido de agua con el que el suelo cambia de un estado líquido a un estado plástico. De manera similar se define como límite plástico al contenido de agua, medido como porcentaje de humedad, con el que el suelo cambia de un estado plástico a uno semisólido. Estos parámetros son conocidos como límites de Atterberg.

1. Límite líquido (LL): Se determina por medio de la copa de Casagrande, designación de prueba D-4318 de la ASTM, y se define como el porcentaje de humedad con el cual se obtiene un cierre en la ranura de 12.7 mm al aplicar 25 golpes.
2. Límite Plástico (LP): Se define como el porcentaje de humedad para el cual el suelo se desmorona al moldearlo en un rollito de 3.18mm de diámetro (Designación de prueba D-4318 de la ASTM)

La diferencia de estos dos límites se conoce como índice de plasticidad (IP).

Clasificación de suelos: Los principales sistemas de clasificación de suelos que se utiliza en la actualidad son: El sistema de clasificación AASHTO (América Association of State Highway and Transportation Officials) y el sistema Unificado de clasificación de suelos (SUCS). El sistema AASTHO se usa principalmente para clasificación de suelos para subrasantes de las carreteras y el sistema Unificado para trabajos de geotecnia.

- Sistema AASTHO: Este sistema fue propuesto originalmente por el comité sobre clasificación de materiales para subrasantes y caminos. De acuerdo a este sistema los suelos pueden clasificarse en ocho grupos principales, A-1 al A-8. Los suelos comprendidos en los grupos A-1, A-2, A-3, son materiales de grano grueso. Los de los grupos A-4, A-5, A-6, A-7 son de grano fino, estos suelos pueden clasificarse de acuerdo a su granulometría, límite líquido e índice de plasticidad. La turba,

compostas orgánicas y suelos altamente orgánicos se clasifican en el grupo A-8 por inspección visual. La tabla se presentará en anexos.

- Sistema Unificado de clasificación de suelos: Este sistema fue originalmente propuesto por Casagrande en 1942 y después adoptado por el Bureau of Reclamation de los Estados Unidos y por el cuerpo de Ingenieros del ejército de los Estados Unidos usado casi en todo trabajo de geotecnia.

En este sistema se usa los siguientes símbolos, mostrados en la tabla 2.2:

TABLA 2.2 SIMBOLOS USADOS EN EL SISTEMA AASTHO

Símbolo	Descripción
G	Grava
S	Arena
M	Limo
C	Arcilla
O	Limos Orgánicos y Arcilla
Pt	Turba y Suelo altamente Orgánicos
H	Alta Plasticidad
L	Baja Plasticidad
W	Bien Graduados
P	Mal Graduados

2.3. Diseño arquitectónico.-

El trabajo de diseño arquitectónico del proyecto estará a cargo de un arquitecto, basándose en algunas pautas que deberá conocer, tales como.

1. Situación, tamaño y topografía del lugar. Se debe conocer la situación del lugar tal como el suministro de agua, de luz, red de alcantarillado. Topografía, curvas de nivel, vegetación presente, ubicación del sol, corrientes de aire.
2. Necesidades de espacio, superficies, alturas, relaciones entre espacios.
3. Dimensiones de los espacios, del terreno, forma y características.
4. Medios económicos disponibles.

5. Sistemas constructivos a emplear.

A continuación se inicia con un bosquejo, elaborado en conjunto con la institución beneficiaria, en forma de rectángulos sencillos que van dando forma al proyecto y haciendo cada vez más claro el encargo.

Luego puede elaborarse el primer proyecto o anteproyecto a partir de las relaciones organizadas de los espacios necesarios. Mediante este proceso, el arquitecto obtiene una idea esquemática del conjunto del edificio y de su atmosfera espacial y a partir de ahí puede materializar su aspecto en planta y alzado, concluyendo así el anteproyecto. El trabajo de anteproyecto consiste en la elaboración de planos de planta, planos de cimientos, cortes, planos de cubiertas. De manera que el calculista pueda empezar la elaboración del diseño estructural.

Tras completar el anteproyecto es recomendable dejar pasar un tiempo de 3 a 14 días de distanciamiento, antes de elaborar el proyecto definitivo, tiempo que puede ser aprovechado para que el calculista pueda realizar el diseño y cálculo de la estructura, que además puede aportar con nuevas ideas para el diseño definitivo del proyecto.

No debería escatimarse tiempo en la elaboración del proyecto, pues una preparación cuidadosa permite después un ahorro de tiempo en la ejecución, y además reduce el costo de construcción.

2.4. Idealización de la estructura.-

2.4.1. Sustentación de cubierta.-

Las cubiertas forman el cerramiento superior de los edificios y los protege de la lluvia y de las inclemencias climáticas (viento, frío, calor). Se compone de una estructura portante y un recubrimiento.

Formas de Cubiertas: Entre las formas clásicas de cubiertas, se tiene: a dos aguas, a una sola vertiente, la cubierta plegada en diente de sierra, cubierta con faldones, cubierta de pabellón (fig. 2.1), faldón quebrantado, cubierta plana y cubierta compuesta.

Fig. 2.1 formas de cubiertas



Inclinación de las Cubiertas: Las diferentes pendientes o inclinaciones de las cubiertas dependen: de los materiales usados para techar, de las circunstancias del clima y de la finalidad a que se destine el local cubierto. Ordinariamente, tales pendientes se clasifican en tres grupos o categorías:

- a) Cubiertas de poca pendiente cuya inclinación no pasa de 5° .
- b) Cubiertas de pendiente media que pasan de 5° hasta 40° .
- c) Cubiertas de pendiente fuerte que pasan de 40° .

La estructura portante depende del tipo de material empleado (madera, acero, hormigón armado), de la pendiente de la cubierta, del peso de recubrimiento y de las cargas que debe soportar. Éstas se han de calcular según las disposiciones fijadas en la normativa correspondiente al lugar del proyecto. Las cargas que se tomará en cuenta son: Peso propio, sobre carga de uso, viento y granizo. Al fin y al cabo no todas ellas son significativas.

La cubierta está planteada como cubierta en pabellón (ver planos arquitectónicos) con una pendiente de 45%, para la cual se diseñará una estructura de sustentación de madera

formada por cuatro vigas idealizadas como vigas bi-apoyadas. En la parte superior las vigas concurrirán en un punto, unidas por planchas metálicas y en la parte inferior apoyadas a vigas que funcionaran a tracción. La cubierta es de policarbonato.

2.4.2. Sustentación de la edificación.-

La estructura de sustentación de la edificación tales como vigas, columnas, losas alivianadas y losas casetonadas se fabricarán de hormigón armado.

El hormigón armado: El hormigón en masa presenta una buena resistencia a compresión, pero ofrece muy escasa resistencia a la tracción; por lo que resulta inadecuado en piezas que hayan de trabajar a flexión o tracción. En la mayoría de los trabajos de construcción, el hormigón se refuerza con armaduras de acero; este hormigón reforzado se conoce como ‘hormigón armado’. El acero proporciona la resistencia necesaria cuando la estructura tiene que soportar fuerzas de tracción elevadas. El acero que se introduce en el hormigón suele ser en barras.

El hormigón es el único material de construcción que llega en bruto a la obra. Esta característica hace que sea muy útil en construcción ya que puede moldearse de muchas formas.

Algunas ventajas de este material son: (a) Seguridad contra incendios, ya que el hormigón además de ser un material incombustible es mal conductor del calor y por lo tanto el fuego no afecta peligrosamente la armadura metálica, cosa que sucede en las estructuras puramente metálicas. El calor penetra lentamente al interior de la masa de hormigón. b) Su carácter monolítico, ya que todos los elementos que forman la estructura de una obra de hormigón armado - como ser columnas, vigas y losas – están sólidamente unidos entre sí, presentando una elevada estabilidad contra vibraciones y movimientos sísmicos, siendo por lo tanto una estructura ideal para regiones azotadas por terremotos. Toma el nombre de estructura antisísmica. c) Facilidad de construcción y fácil transporte del hierro para las armaduras. La construcción se ejecuta con rapidez. La preparación de la armadura metálica y su colocación en obra es simple. d) La conservación no exige en ningún gasto ya que el hierro, envuelto y protegido por la masa del hormigón, se conserva intacto y en perfectas condiciones. e) El hormigón armado se presta para ejecutar estructuras de formas más variadas, satisfaciendo cualquier exigencia arquitectónica del proyecto. Por sus reducidas

dimensiones, en comparación con la mampostería, representa una considerable economía de espacio.

Pero también presenta algunas desventajas: a) Tiempo de fraguado y endurecimiento b) Cimbras y encofrados cuyo costo puede ser considerable dentro del total de la obra c) Peso propio grande, lo que conduce a grandes cimentaciones y a cimbras importantes, haciendo que no sea factible el Hormigón Armado en estructuras donde el peso propio tiene ya una gran repercusión en el total de las cargas. d) Retracción del Hormigón Armado con el consiguiente peligro de fisuración, sobre todo en los primeros tiempos cuando por otra parte es menos resistente. e) Dependencia del clima para su ejecución (hormigonado y endurecimiento). f) Posibilidad de prefabricación bastante limitada, sobre todo por el problema de las uniones.

El procedimiento para la dosificación de hormigones es el siguiente:

1. Se fija la resistencia del hormigón que se proyecta.
2. Se determina la relación agua – cemento A/C que corresponda a la resistencia del hormigón según el tipo de cemento y árido a emplear. Según ACI la relación agua cemento se muestra en la tabla 2.3

TABLA 2.3.RELACIÓN AGUA CEMENTO

f_{ck} (Kg/cm ²)	A/C
175	0.65
210	0.58
245	0.51
280	0.44
315	0.38

A medida que se adiciona agua, la plasticidad y la fluidez de la mezcla aumenta, es decir, su manejabilidad mejora, pero su resistencia disminuye debido al mayor volumen de vacíos creados por el agua libre.

1. Se fija el tamaño máximo de agregado según la dimensión del encofrado y la armadura. El T.M.A. debe ser el mayor valor entre 1/3 de la base o ¾ de la separación entre barras.

2. Se estudia la característica de su consistencia más conveniente de hormigón armado. Según el modelo de colocación en obra.
3. Se determina la proporción en que se han de colocar los áridos disponibles para la granulometría que sea la mas conveniente.
4. Se calcula la cantidad de agua – cemento y áridos necesarios para obtener 1m^3 de hormigón.
5. Se efectúa masas de prueba para comprobar las características deseadas

La resistencia característica (f_{ck}) para obras de control medio está entre $0.8f_{mc}$ y $0.85f_{mc}$. Para obras bien controladas entre 0.85 y 0.90 de f_{mc} . La resistencia media (f_{mc}) es la que se obtiene de las probetas rotas a los 28 días en el promedio.

El peso del hormigón normal, es decir, el hormigón con agregados de piedras naturales, varia aproximadamente entre 2250 y 2450 Kg/m^3 y puede suponerse igual a 2400 Kg/m^3 para cálculos estructurales.

La resistencia a la compresión f_c aumenta al transcurrir los años

$$f_{cj} = \frac{1.35 \cdot j + 10}{j + 20} \cdot f_{c28}$$

J: tiempo en días al que se quiere calcular.

La resistencia a la flexión es $0.15f_c$ para un hormigón de 280Kg/cm^2 . La resistencia tangencial $\tau_c = 0.6f_c$.

El tipo mas común de acero de refuerzo viene en forma de varillas circulares llamadas por lo general barras de acero y están disponibles en un amplio intervalo de diámetros aproximadamente de $3/8$ hasta $1\ 3/8$ de pulgada para aplicaciones normales y en dos tamaños de barra pesados de aproximadamente $1\ 3/4$ y $2\ 1/4$ de plg. Estas barras vienen corrugadas para aumentar la resistencia al deslizamiento entre el acero y el hormigón

Adherencia: Si no hay adherencia, las barras serían incapaces de soportar el menor esfuerzo de tracción ya que el acero al deslizarse no tiene resistencia y no acompaña al hormigón en su deformación. El fenómeno de adherencia está originado por dos tipos de causa, de naturaleza física y de naturaleza mecánica. Se considera de naturaleza física cuando el acero absorbe pasta de cemento ayudado por efecto de la retracción y se considera de naturaleza mecánica en el sentido en que el acero corrugado en las

irregularidades de las superficies de las barras evita el deslizamiento. Entonces podemos decir que la adherencia por tres causas importantes: adhesión, rozamiento y acuanamiento.

Disposición de armaduras: Las armaduras pueden ser principales o secundarias. Las armaduras principales son diseñadas de acuerdo al estado estructural, generalmente para flexión y tracción. Las armaduras secundarias son generalmente constructivas o para absorber esfuerzos no preponderantes por ejemplo cuando se coloca armadura de piel o para armadura de retracción.

Colocación de armaduras: Antes del hormigonado, se debe controlar que estén limpias de pinturas o grasas. Se debe colocar galletas para fijar los recubrimientos. La distancia entre barras es también importante, la separación mínimas son las siguientes: 2cm de diámetro de la barra mas gruesa, 1.25 veces del tamaño máximo del árido.

Los recubrimientos igual o mayor a un diámetro o al tamaño máximo del árido. Para elementos interiores los recubrimientos son de 20 a 25mm, en zapatas de 50 a 70mm por que están en contacto con agua generalmente.

Métodos de cálculo: El cálculo de estructuras de hormigón armado puede clasificarse según dos criterios diferentes: cálculo o método tradicional y método de cálculo de los estados últimos (rotura).

El método tradicional o clásico llamado también de tensiones admisibles, las solicitaciones corresponden a las cargas máximas de servicio. Se calculan las tensiones correspondientes donde las solicitaciones deben ser menores que las admisibles. Este método generalmente se utiliza para determinar únicamente esfuerzos en algún tipo de estructura utilizado en el diseño.

En el método de calculo de los estados últimos las solicitaciones, correspondientes es obtenido mayorada las cargas; se compara estos valores con las solicitaciones últimas que son las que agotan la pieza. Como en todo elemento estructural se debe tener en cuenta las condiciones de equilibrio. Generalmente se aplican elementos estructurales y la compatibilidad de deformaciones para simplificar la estructura real. A efectos de cálculo, se debe fijar su disposición general, forma de trabajo y las condiciones de acciones que pueden actuar.

Suposiciones básicas: Para el desarrollo de una teoría sencilla y que puede ser aplicada en la práctica se debe realizar una serie de suposiciones para facilitar el desarrollo de las

ecuaciones que predicen el comportamiento de una sección de hormigón armado sometido a esfuerzos de flexión. Para ello se va a considerar las siguientes suposiciones:

1. Las secciones planas antes de la flexión se siguen manteniendo planas después de ellas.
2. La curva tensión – deformación para el acero es conocido.
3. La resistencia a la tracción del hormigón no es tomado en cuenta ya que se considera una sección fisurada.
4. La curva tensión – deformación es conocida para el hormigón y esto define la magnitud y distribución del esfuerzo de compresión
5. El acero y el hormigón trabajan como una sola unidad

Razones para utilizar el método de la resistencia última

Entre las principales razones por las cuales se debe utilizar el método de la resistencia última se puede citar las siguientes:

1. La teoría elástica, no puede predecir con exactitud la resistencia última de secciones de hormigón armado ya que estas se comportan inelásticamente para cargas elevadas con diagramas de deformaciones no lineales. Por lo tanto el factor de seguridad, $FS = \text{carga última} / \text{carga de servicio}$, para estructuras diseñadas por el método de las tensiones admisibles, es desconocido y varía de estructura en estructura.
2. Los factores de carga son seleccionados de una manera mas racional en el método de la resistencia última, ya que para las cargas cuya estimación se lo puede realizar con mayor exactitud (peso propio y carga muerta) se utiliza un factor de carga más pequeño, que para cargas de difícil captación (cargas vivas, presión de tierra, agua, viento) para las cuales se puede usar un factor de carga mayor.
3. La curva tensión – deformación del hormigón no es lineal y depende del tiempo. Solamente la parte inicial de la curva puede considerarse aproximadamente lineal.
4. El diseño por el método de la resistencia última hace uso más eficiente del acero de alta resistencia, por lo que se puede diseñar de cierto canto más bajo sin acero de compresión.
5. El método de resistencia última permite al diseñador estimar la ductilidad de la estructura en el rango pos – elástico. Esto es importante cuando se considera una

posible redistribución de los momentos flectores por cargas verticales, y el diseño para cargas producidas por sismos o explosiones.

Vigas: Son aquellos elementos sometidos a flexión. Se trata de elementos generalmente usados en posición horizontal y sujetos a carga por gravedad o verticales. Son elementos estructurales que están diseñados para soportar cargas que están aplicadas en varios puntos a lo largo del mismo. Una viga puede estar sujeta a cargas concentradas, a una carga distribuida o a una combinación de ambas. Las vigas se clasifican de acuerdo con la forma en que están apoyadas en vigas estáticamente determinadas, tales como vigas simplemente apoyadas, viga con voladizo y viga en voladizo. Y en vigas estáticamente indeterminadas, tales como viga continua, viga fija en un extremo y simplemente apoyada en el otro y viga fija. Así las vigas de hormigón armado se idealizan como elementos horizontales las cuales se las analizan y diseñan a flexión. Otros aspectos importantes en el diseño de las vigas son: El refuerzo a cortante, la adherencia y el anclaje de las barras de acero de refuerzo.

Solamente se analizará el caso de secciones rectangulares de hormigón armado, ya que el proyecto está diseñado con vigas rectangulares.

Columnas: Las columnas o pilares de hormigón armado forman piezas, generalmente verticales, en las que la sollicitación a compresión es la predominante. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

Si bien las columnas no son elementos estructurales, corresponde a los elementos sujetos solo a compresión. Las columnas se definen como elementos que sostienen principalmente cargas a compresión. En general las columnas, soportan momentos flectores, pero aun en esos casos, las fuerzas normales dominan su comportamiento.

Las columnas pueden dividirse en dos grandes grupos: Las columnas cortas, en las cuales la resistencia se rige por la resistencia de los materiales y por la geometría de la sección transversal, y las columnas esbeltas en las cuales la resistencia puede reducirse en forma significativa por las deflexiones laterales.

Losas: Una losa de hormigón armado es una amplia placa plana, generalmente horizontal, cuyas superficie superior e inferior son generalmente paralelas entre sí, puede estar apoyada sobre vigas de hormigón armado (y se vacía por lo general en forma monolítica con estas

vigas), en muros de piedra, en elementos de acero estructural, en forma directa en columnas o en el terreno en forma continua.

Las losas pueden estar apoyadas en sus dos lados opuestos, en este caso la acción estructural es en una dirección, puesto que transmite las cargas en la dirección perpendicular a las de las vigas de apoyo, este tipo de losa se llaman **unidireccionales**. También es posible que haya vigas en los cuatro lados, de modo que se obtiene una acción de losa de dos direcciones, llamada losa **bidireccional**. Si la relación entre la longitud y el ancho de un panel de losa es mayor que 2, la mayor parte de la carga se transmite en la dirección corta hacia las vigas de apoyo y se obtiene en efecto, acción en una dirección, aunque se proporcionen apoyo en los cuatro lados.

Losas casetonadas: También llamadas losas con viguetas en dos direcciones o losa reticular. Con el fin de reducir la carga muerta de la construcción con losas macizas, se forman vacíos en un patrón rectilíneo mediante elementos de aligeramiento contruidos en metal o en fibra de vidrio. Se obtiene así una construcción nervada en dos direcciones. Por lo general los aligeramientos se omiten cerca de las columnas de manera que se formen una losa maciza para resistir mejor los momentos y cortantes en esas áreas.

2.4.3. Fundaciones.-

Es el cálculo más importante de la estructura. La fundación es el elemento que permite transmitir la carga de la estructura al suelo. Se puede mencionar dos tipos de fundaciones, las superficiales como: zapatas y losas de cimentación. Y las profundas como: los pilotes. Los pilotes pueden ser vaciados in situ, o ser prefabricados, los cuales se colocan a través del hincado de pilotes, pueden ser de hormigón, madera o de acero. Son construcciones bastantes especializadas.

Para diseñar una cimentación que soporte adecuadamente una estructura, un ingeniero debe conocer el tipo de suelo. Además un ingeniero debe recordar que el suelo en cualquier sitio, no es homogéneo. La mayoría de los suelos que cubren la tierra están formados por el intemperismo de diferentes rocas. El suelo producido por el intemperismo de las rocas llega a ser transportados mediante procesos físicos a otros lugares. Según el agente de transporte, los suelos pueden subdividirse en tres categorías principales:

- Aluviales o fluviales. Son los depositados por corrientes de agua.
- Glaciales. Depositados por la acción de los glaciales.

- Eólicos. Depositados por la acción del viento.

Los suelos que no son transportados se los conoce como suelos residuales. Además de los suelos transportados y residuales, se tienen turbas y suelos orgánicos originados por la descomposición de materiales orgánicos.

Exploración del suelo: Para el ingeniero civil conocer el tipo de suelo donde será construida una edificación es tan importante como conocer la cantidad de armadura que se debe colocar en los elementos estructurales o la resistencia del hormigón que será usada en la estructura.

En el primer examen se debe verificar en campo las condiciones del terreno, sus características, impediciones, construcciones vecinas, si es necesario preguntar a los vecinos sobre las características del suelo, problemas que tuvieron, verificar si el suelo es terraplén u orgánico.

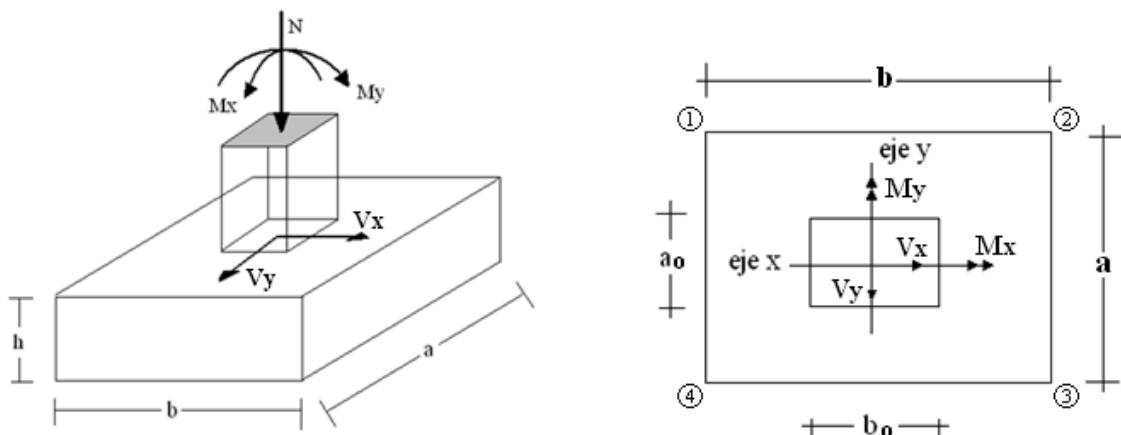
Algunas veces se hacen pequeñas excavaciones para descubrir las características del suelo como su resistencia, tipos de suelo. Existen diferentes ensayos para la determinación de la capacidad resistente del suelo uno de ellos es el S.P.T.

S.P.T.: Es un ensayo durante el cual se realiza la penetración del aste por medio de golpes realizados por el martillo. Se cuenta el número de golpes dados para la penetración de 30cm, en función de este número de golpes y el tipo de suelo se define su resistencia.

Las zapatas aisladas son las más económicas, puesto que los volúmenes de hormigón que requieren para materializar este tipo de fundación son reducidos.

En el caso de zapatas de base cuadrada, las armaduras se distribuyen uniformemente en las dos direcciones paralelas a los lados de la base. Fig.2.2

Fig. 2.2 Idealización de la fundación



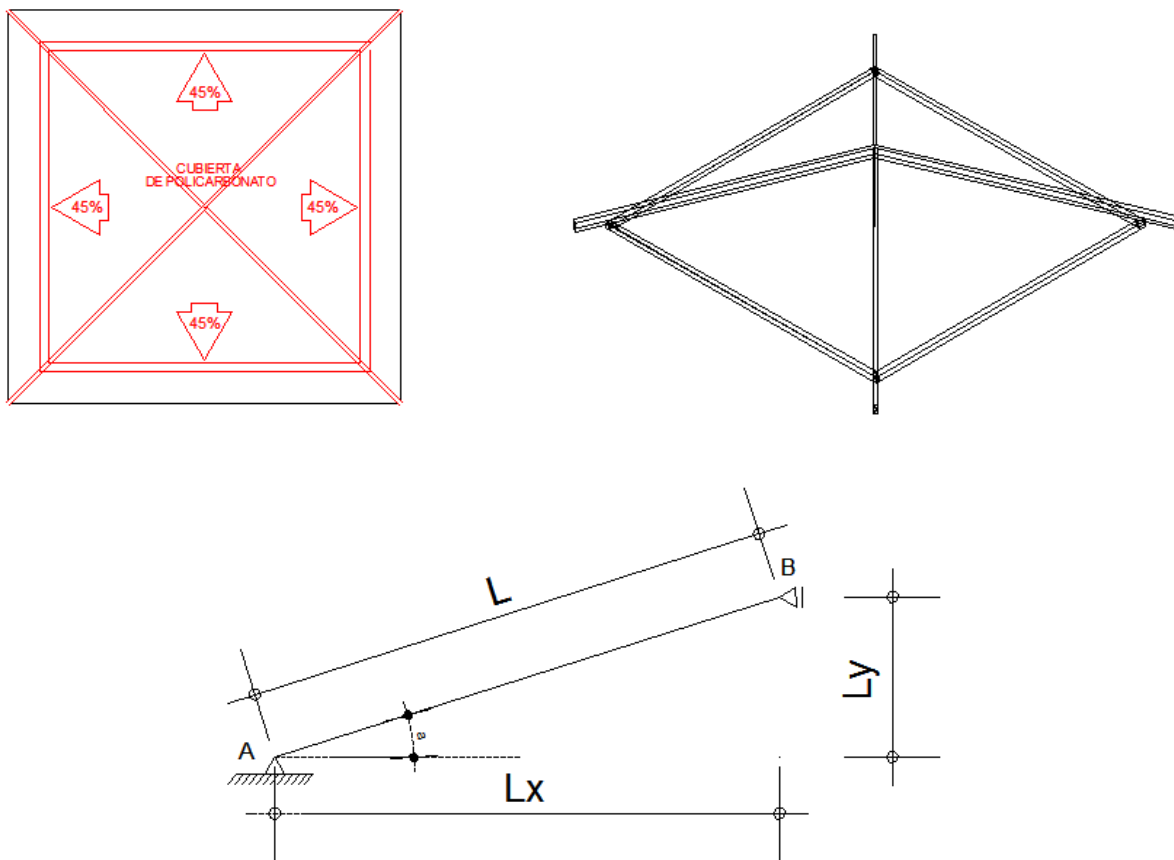
2.5. Diseño estructural.-

2.5.1. Estructura de sustentación de cubierta.-

Las correas para la cubierta en pabellón (Fig. 2.3) se diseñarán como elementos a flexión. Y se seguirá el procedimiento de diseño recomendado en el MANUAL DE DISEÑO PARA MADERAS DEL GRUPO ANDINO, capítulo 8, parte I: Recomendaciones.

Fig. 2.3 Idealización de la cubierta

CUBIERTA EN PABELLÓN



PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE ELEMENTOS EN FLEXIÓN

- 1) Definir bases de cálculo.
 - a) Grupo de madera a utilizarse.
 - b) Cargas a considerarse en el diseño.
 - c) Deflexiones admisibles.
 - d) Condiciones de apoyo, luz de cálculo.

- 2) Efectos máximos: máximo momento flector **M** y máxima fuerza cortante **V**. Diagramas:
- 3) Establecer los esfuerzos admisibles de flexión, corte, compresión perpendicular y módulo de elasticidad.
- 4) Calcular el momento de inercia **I**, necesario para las deflexiones.
- 5) Calcular el módulo de sección **Z**, necesario para la resistencia.
- 6) Seleccionar la sección mayor de las calculadas en los pasos 4 y 5.
- 7) Verificar el esfuerzo cortante.
- 8) Verificar la estabilidad lateral.
- 9) Determinar la longitud “a” de apoyo necesaria para la compresión perpendicular a las fibras.

Deflexiones admisibles: Las deflexiones admisibles en vigas, o deformaciones deben limitarse de tal forma que la estructura cumpla con su función y no dañe a elementos no estructurales. Las deflexiones deben calcularse para los siguientes casos: combinación más desfavorable de cargas permanentes y sobrecarga de servicio y para sobrecargas de servicio actuando solas. Para construcciones residenciales se recomienda que no excedan los límites indicados en el manual del grupo andino, reproducidos en este proyecto en la tabla 2.4.

TABLA 2.4 DEFLEXIONES MAXIMAS ADMISIBLES

Carga actuante	a) Con cielo raso de yeso	b) Sin cielo raso de yeso
Cargas permanentes + sobrecarga	L/300	L/250
Sobrecarga	L/350	L/350

Origen: Manual de diseño para maderas del grupo andino

Las deflexiones deben ser calculadas con el módulo de elasticidad mínimo ($E_{\min}$). Los módulos de elasticidad mínimos para los tres grupos de madera se indican en la tabla 2.5

TABLA 2.5 MODULO DE ELASTICIDAD (Kg/cm^2)

	GRUPO A	GRUPO B	GRUPO C
E mínimo	95000	75000	55000
E promedio	130000	100000	90000

Origen: Manual de diseño para maderas del grupo andino

Requisitos de resistencia

- Flexión.-

Los esfuerzos de compresión o de tracción producidos por flexión, σ_m no debe exceder el esfuerzo admisible, f_m , para el grupo de madera estructural especificado, indicado en el manual de diseño para maderas del grupo andino y reproducidas aquí en la tabla 2.6.

TABLA 2.6. ESFUERZO MÁXIMO ADMISIBLE EN FLEXIÓN (Kg/cm²)

	GRUPO A	GRUPO B	GRUPO C
F _m	210	150	100

Origen: Manual de diseño para maderas del grupo andino

Para elementos cargados en la dirección de uno de los ejes de la sección.

$$\sigma_m < f_m$$

$$\sigma_m = \frac{M}{I} \cdot c = \frac{M}{Z}$$

Entonces:

$$Z > \frac{M}{f_m}$$

Para secciones rectangulares:

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

$$c = \frac{h}{2}$$

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

- Corte

Los esfuerzos cortantes no deben exceder el esfuerzo admisible para corte paralelo a las fibras, del grupo de madera estructural correspondiente, indicado en la tabla 8.4 del manual de diseño para maderas del grupo andino y reproducido aquí en la tabla 2.7.

TABLA 2.7. ESFUERZO MÁXIMO ADMISIBLE PARA CORTE PARALELO (Kg/cm²)

	GRUPO A	GRUPO B	GRUPO C
f _v	15	12	8

Origen: Manual de diseño para maderas del grupo andino

La resistencia en la dirección perpendicular a las fibras es mucho mayor y por lo tanto no requiere verificarse.

Si el elemento está apoyado en su parte inferior y cargado en su parte superior, las reacciones introducen compresiones en la dirección perpendicular a las fibras. En tal caso, es suficiente verificar la resistencia al corte en secciones ubicadas a una distancia h de los apoyos.

$$f_v > \frac{3 \cdot Q}{2 \cdot b \cdot h}$$

Estabilidad: Las vigas deben arriostrarse adecuadamente para evitar el pandeo lateral de las fibras en compresión.

Para elementos de sección rectangular los requisitos de arriostramiento están en función de la relación peralte/ancho, h/b . Si está entre 2 – 3 se recomienda usar restricción del desplazamiento lateral en apoyos solamente.

2.5.2. Estructura de sustentación de la edificación.-

Distancia a los paramentos: Es el recubrimiento geométrico de una barra, o simplemente recubrimiento. El objeto del recubrimiento es proteger las armaduras tanto de la corrosión como de la acción del fuego.

Las diferentes normas establecen las siguientes recomendaciones

1. Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a un diámetro y a los seis quintos del tamaño máximo del árido.
2. El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros. El recubrimiento mínimo en cualquier caso deberá ser mayor que 1,5cm. La tabla 2.8 muestra los recubrimientos mínimos.

TABLA 2.8 RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS

Para losas y paredes en el interior de los edificios	1.5cm
Para losas y paredes al aire libre	1.5 cm
Para vigas y pilares en el interior de edificios	1.5 cm
Para vigas y pilares al aire libre	2cm
Para piezas en contacto con el suelo	3 cm
Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo	4 cm

Doblado de las armaduras: Los radios de curvatura para ganchos y estribos son los que se muestran en la tabla 2.9

TABLA 2.9 RADIOS DE CURVATURA PARA GANCHOS Y ESTRIBOS

Diámetro de la armadura	CA-25	CA-32	CA-40	CA-50	CA-60
$\varnothing < 20\text{mm}$	2 $\varnothing$	2 $\varnothing$	2 $\varnothing$	2.5 $\varnothing$	3 $\varnothing$
$\varnothing \geq 20\text{mm}$	2.5 $\varnothing$	2.5 $\varnothing$	3 $\varnothing$	4 $\varnothing$	5 $\varnothing$

FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya

$\varnothing$ = Diámetro de la barra (mm).

a) En el caso de estribos con $\varnothing < 10\text{mm}$ los radios de curvatura internos podrán ser adoptados igual a 1.50 $\varnothing$ cualquiera que sea el acero

Los radios de curvatura para la armadura principal son los que se muestran en la tabla 2.10

TABLA 2.10 RADIOS DE CURVATURA DE LA ARMADURA PRINCIPAL

Acero	CA-25	CA-32	CA-40	CA-50	CA-60
Radio mínimo	5 $\varnothing$	6 $\varnothing$	6 $\varnothing$	7.5 $\varnothing$	9 $\varnothing$

FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya

Anclaje de las armaduras: El concepto de la longitud de anclaje de las barras conformadas y los alambres conformados solicitados a tracción se basa en la tensión de adherencia promedio que se logra en la longitud embebida de las barras o alambres.

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

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

$$l_{b1} = \frac{\phi * f_{yd}}{4 * \tau_{bu}}$$

Para aceros corrugados

$$\tau_{bu} = 0.90 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \text{ (kgf/cm}^2\text{)};$$

$$\tau_{bu} = 0.40 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \text{ (MPa)}$$

Dónde:

$\emptyset$ =Diámetro de la armadura

f_y =Es la resistencia de cálculo de la armadura

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

l_{b1} =Es el tamaño mínimo para la transmisión de la fuerza de cálculo al hormigón

τ_{bu} =La tensión de adherencia desarrollada alrededor de la barra de acero

Empalme de las armaduras: El tipo de empalme más común es por traslapeo o solape (Fig. 2.4) y no es utilizado en barras de acero cuyo diámetro sea mayor a 25mm y explícitamente prohibido utilizado en tirantes.

La idea básica es transferir esfuerzo de una barra para la otra por medio de la adherencia en un largo igual al largo del anclaje, el mismo es corregido por un coeficiente Ψ que lleva en cuenta la cantidad de barras traccionadas empalmadas en la misma región. Este coeficiente de muestra en la tabla 2.11.

Ecuación para poder determinar el empalme por traslapeo o solape

$$l_v = \Psi * l_{b1}$$

Con ganchos para aceros corrugados

$$l_v = (\Psi * l_v - 10 * \phi) \geq \begin{bmatrix} 20cm \\ 10 * \phi \\ 0.50 * l_{b1} \end{bmatrix}$$

Figura 2.4 Empalme por traslapeo

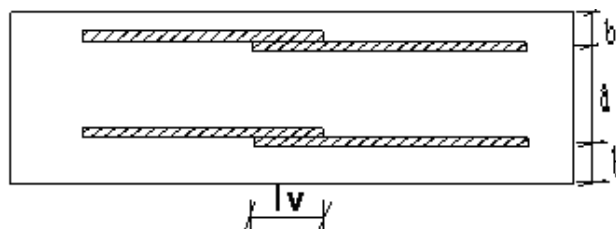


TABLA 2.11 PARA OBTENER LOS COEFICIENTES Ψ

Distancia	Distancia	Porcentaje máximo de barras empalme				
A	B	20%	25%	33%	50%	>50%
$a \leq 10 * \emptyset$	$B \leq 5 * \emptyset$	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
$a > 10 * \emptyset$	$b > 5 * \emptyset$	1.00	1.00	1.20	1.30	1.40

FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya

La norma también limita el porcentaje de los empalmes de las barras traccionadas en una misma sección transversal en función al tipo de solicitación.

La norma recomienda que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no rebase 0,1mm.

Para poder asegurar la transmisión del esfuerzo de una barra de acero a otra, es fundamental que el espesor del hormigón que exista alrededor del empalme sea lo suficiente.

Factores de carga:

Los principales factores de carga que considera el código A.C.I 318 – 05 son los que se muestran en la tabla 2.12:

TABLA 2.12 FACTORES DE CARGA

	A.C.I 318 – 05
C1	$U=1.2D+1.6L$
C2	$U=1.4D+1.4L+1.4E$
C3	$U=0.9D+1.4E$
C4	$U=1.2D+1.0L+1.3W$
C5	$U=0.9D+1.6W$

Dónde:

U: Solicitaciones mayoradas.

D: Cargas permanentes o muertas.

L: Sobrecargas o cargas vivas.

E: Cargas sísmicas.

W: Cargas por viento.

Factores de reducción de resistencia (ϕ): Son los que se muestran en la tabla 2.13

TABLA 2.13 FACTORES DE REDUCCIÓN

	A.C.I 318 – 05 (ϕ)
Flexión simple y tracción	0.90
Compresión con zunchos	0.70
Compresión con estribos	0.65
Corte y torsión	0.75
Corte sísmico	0.60

Sobrecarga del viento: El viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento (Fig. 2.5), una sobrecarga unitaria W (kg/m^2) en la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión), de valor:

$$W = C * P$$

Dónde:

C =Coeficiente eólico, positivo para presión y negativo para succión.

P =Presión dinámica del viento (kg/m^2).

W =Sobrecarga unitaria del viento (kg/m^2).

La carga dinámica de viento está dada por:

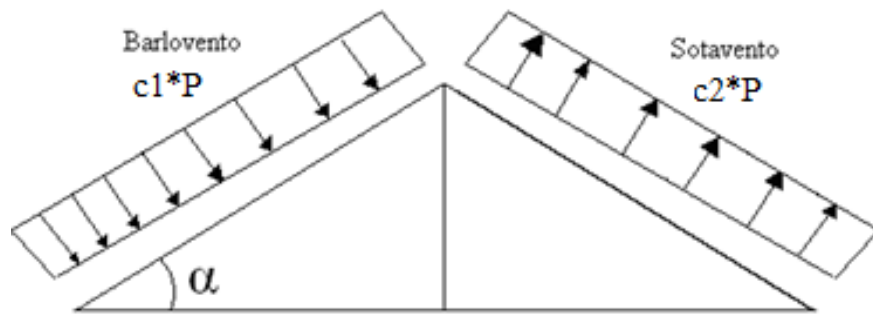
$$P = \frac{V^2}{16}$$

Dónde:

P = Carga dinámica de viento kg/m^2

V = velocidad del viento m/s .

Figura 2.5 Barlovento y Sotavento



Los valores de los coeficientes c_1 y c_2 están dados en la tabla 2.14.

TABLA 2.14 COEFICIENTES DEL BARLOVENTO Y SOTAVENTO

Angulo A	Barlovento c1	Sotavento c2
90°	+ 0,8	- 0,4
80°	+ 0,8	- 0,4
70°	+ 0,8	- 0,4

60°	+ 0,8	- 0,4
50°	+ 0,6	- 0,4
40°	+ 0,4	- 0,4
30°	+ 0,2	- 0,4
20°	0	- 0,4
10°	- 0,2	- 0,4
0°	- 0,4	- 0,4

Cargas: Las siguientes tablas nos proporcionan valores de las cargas permanentes y accidentales de acuerdo al tipo de estructura, material y la función que cumple la misma.

Es importante tomar en cuenta estos valores puesto que son los que recomiendan las normas.

Las cargas permanentes como las accidentales y de servicio se muestran a continuación en las tablas 2.15, 2.16 y 2.17, perteneciente a diferentes autores pero que no cambian significativamente.

TABLA 2.15 CARGAS PERMANENTES

Materiales		Peso específico KN/m ³
Rocas	Mármol y calcáreo	28.00
Bloques artificiales	Bloques de mortero	22.00
	Losetas cerámicas	18.00
	Ladrillos con huecos	13.00
	Ladrillos macizos	18.00
	Teja colonial	0.50
Revoques y Hormigones	Argamasa de cal arena y cemento	19.00
	Argamasa de arena y cemento	21.00
	Argamasa de yeso	12.50
	Hormigón simple	23.00
	Hormigón armado	25.00
Diversos	Alquitrán	12.00
	Vidrio plano	26.00

TABLA 2.16 CARGAS ACCIDENTALES

Lugar		Carga KN/m ²
Voladizo, balcones	Vertical en su borde	2.00
	Horizontal en el pasamanos	0.80
Edificaciones residenciales	Dormitorios, salas, cocinas	1.50 – 2.00
Escaleras	Con acceso al publico	3.00
	Sin acceso al publico	2.50
Colegios	Sala de clases	3.00
	Otras salas	2.00
Hospitales		2.00 – 3.00
Terrazas	Sin acceso al publico	2.00
	Con acceso al publico	3.00

TABLA 2.17 SOBRECARGAS DE SERVICIO

Ocupación o Uso	KN/m ²
Azoteas planas	1.00
Baños	2.00
Aulas	2.00
Oficinas	2.50
Techos inclinados	0.50

Directivas y criterios generales para análisis y diseño

El método de Rigidez

A continuación se explicará cómo se resuelven estructuras a través del método de rigidez:

El análisis, típicamente, consiste en siete pasos.

1- Discretización o modelo de la estructura

La estructura es dividida en elementos finitos. Este paso es uno de los más cruciales en la determinación de la solución del problema. Se pueden dar una serie de reglas para hacer una apropiada discretización o mallado.

2- Definir las propiedades de los elementos

El usuario define las propiedades de los elementos y selecciona el tipo de elementos finitos que sean los más adecuados para la modelización del sistema físico.

3- Obtención de la matriz de rigidez

La matriz de rigidez de un elemento consiste en coeficientes, los cuales pueden ser obtenidos a través de la aplicación de alguno de los métodos previstos.

Los elementos de la matriz de rigidez relacionan el desplazamiento nodal con las cargas aplicadas en los nodos. El ensamble de las matrices de rigidez de los elementos implica la aplicación del equilibrio para toda la estructura.

4- Aplicación de cargas

Exteriormente se aplican fuerzas concentradas o distribuidas, momentos y movimientos de los apoyos.

5- Definición de las condiciones de contorno

Los desplazamientos de varios nodos deben ser conocidos. El uso de elementos de contorno y el procesamiento de fuerzas reactivas permite la evaluación de reacciones, las cuales de otra forma pueden no ser provistas como parte de los resultados.

6- Solución del sistema de ecuaciones algebraicas

La aplicación secuencial de los anteriores pasos nos conduce a un sistema de ecuaciones algebraicas simultáneas en el cual el desplazamiento nodal son las incógnitas.

7- Cálculo de tensiones

A partir de la discretización realizada por el usuario, los programas (software) tal como el Cype Cad 2012 pueden calcular tensiones, reacciones, formas modales y otras informaciones pertinentes (reacciones, normales, cortantes, momentos, máximos, mínimos, envolventes de momentos y cortantes). El post procesamiento ayuda al usuario a observar los resultados en forma gráfica mediante los planos de armaduras.

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

El proyecto se elaborará con losa casetonada, compuesta por nervios en las dos direcciones, será una losa bidireccional.

El proyecto se elaborará con losas alivianadas, compuestas por viguetas prefabricadas de hormigón pretensado, carpeta de hormigón y complemento aligerante de plastoformo. En el presente proyecto se realizará el diseño de la losa alivianada, aunque en el medio existen viguetas pretensadas y, el proveedor, a veces es el encargado del dimensionamiento en función del tipo de estructura. En los planos se especifica la disposición de las viguetas.

Cálculo a flexión simple

El diseño de estructuras de hormigón armado se fundamenta actualmente en el concepto de proporcionar suficiente resistencia para sostener cargas hipotéticas. La resistencia nominal de un elemento dado se calcula con base al mejor conocimiento actual del comportamiento del elemento y del material (Fig. 2.5); esta resistencia nominal se modifica mediante un coeficiente de reducción de resistencia ϕ , menor que la unidad, para obtener la resistencia de diseño. La resistencia requerida, en caso de que se alcance realmente el estado hipotético de sobrecarga, se encuentra aplicando factores γ , mayores que la unidad, a las cargas realmente esperadas. Estas cargas de servicio esperadas incluyen la carga muerta calculada, la carga viva especificada y las cargas ambientales ocasionadas por viento, sismos y otros.

a) Condición de diseño.-

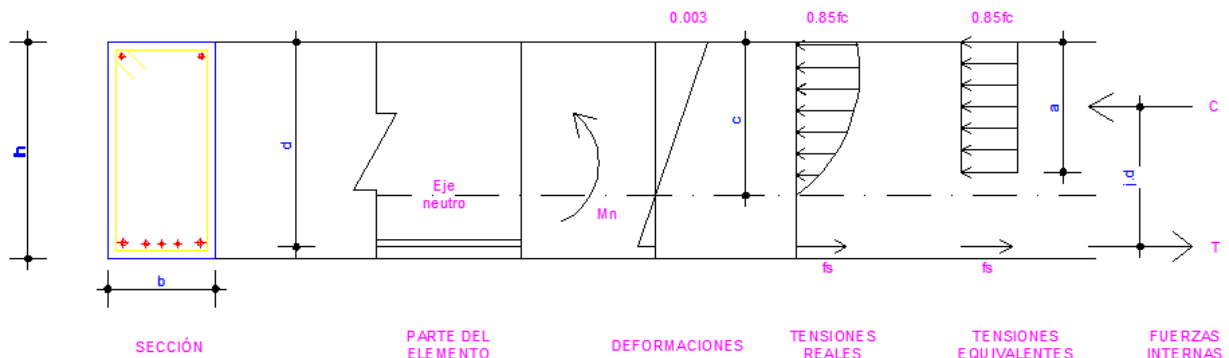
Los elementos de hormigón armado se diseñan de manera que:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Donde M_u es el momento mayorado y M_n es el momento de resistencia del elemento

b) Análisis de una sección rectangular simple

Figura 2.6 Sección rectangular simple



Fuerza de tracción $T = A_s \cdot f_s$

Fuerza de compresión $C = 0.85 \cdot f_c \cdot a \cdot b$

Equilibrio de fuerzas horizontales $C = T$

Distancia entre las fuerzas $j \cdot d = d - a/2$

Momento nominal $M_n = T \cdot j \cdot d$

Cuantía balanceada

Es aquella cuantía que nos asegura una falla simultánea por tracción y compresión, es decir que en el momento de rotura está en el límite de fluencia el acero y el hormigón presenta una deformación específica $\varepsilon_c = 0.003$.

$$\rho_b = \alpha \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \frac{f_y}{E_s}} \right)$$

Cuantía mínima

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$

Cuantía máxima

Se da un 25% de margen antes que el concreto comience a fallar. Fallará primero el acero.

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho_b$$

c) Determinación del área de acero

Una vez que se conocen los valores para f'_c , f_y , b , h y el **peso propio**, solo resta hallar el área de acero A_s . Las fórmulas que se utilizan para su determinación son:

$$U = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{0.85f'_c \cdot b \cdot \phi}}$$

$$A_s = 0.85 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\rho_b = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \quad E_s = 2000000 \quad \text{y} \quad f'_c \leq 280 \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

Esfuerzo cortante

Jiménez Montoya dice “en caso particular de inercias constantes tenemos que la tensión de cizallamiento es definida por la ecuación ya conocida de la resistencia de los materiales”.

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

Dónde:

τ =Esfuerzo cortante

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

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

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

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

Cálculo de la armadura transversal:

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

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

$$\begin{aligned} V_{cu} &\geq V_d \\ V_{cu} &= f_{vd} * bw * d \\ f_{vd} &= 0.53 * \sqrt{f_{cd}} \quad (kg/cm^2) \end{aligned}$$

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

$$V_d > V_{cu}$$

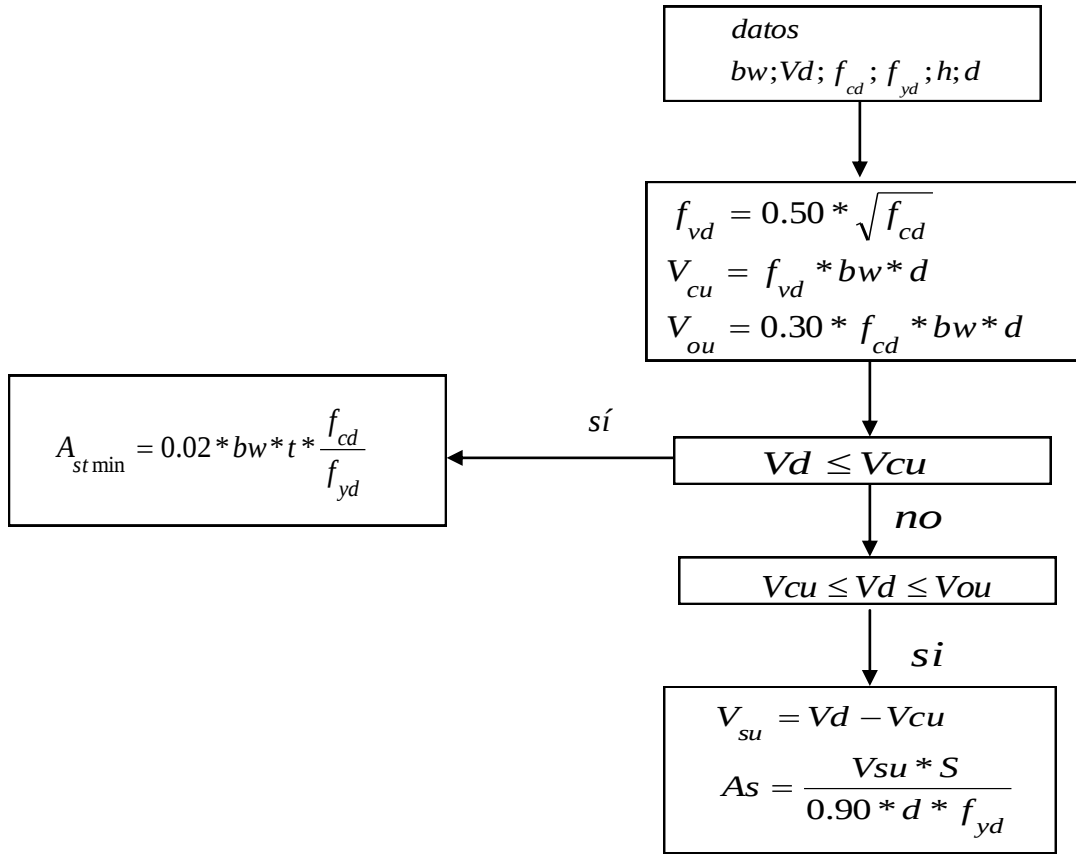
$$V_d = V_{cu} + V_{su} \rightarrow V_{su} = V_d - V_{cu}$$

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

$$A_{st \min} = 0.02 * bw * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

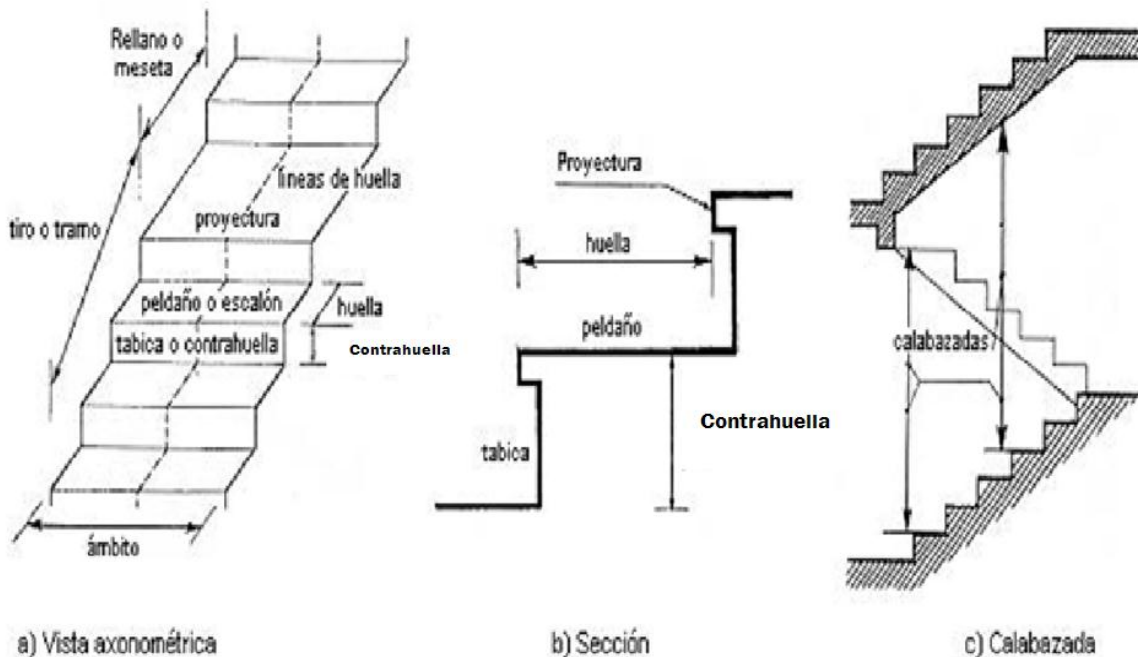
La norma recomienda que la máxima resistencia característica del acero sea de 4200kg/cm².

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



2.5.3 Estructuras complementarias

Fig. 2.7 Representación de las partes de una escalera



Una escalera es un medio de acceso a los pisos de trabajo, que permite a las personas ascender y descender de frente sirviendo para comunicar entre sí los diferentes niveles de un edificio. Consta de planos horizontales sucesivos llamados peldaños que están formados por huellas, contrahuellas y rellanos.

Proceso de cálculo

$$p = \text{huella}$$

$$cp = \text{contra huella}$$

Si los apoyos son vigas o zapatas el momento de diseño será:

$$M_{U \text{ Diseño}} = \alpha * M_{max}$$

Dónde:

$$\alpha = 0,8 - 1,0$$

Cálculo del espesor de la losa de la escalera

$$t = \frac{L_n}{28}$$

$$\cos \theta = \frac{p}{\sqrt{p^2 + cp^2}}$$

$$h_o = \frac{t}{\cos \theta}$$

$$h_m = h_o + \frac{cp}{2} = \frac{t}{\cos \theta} + \frac{cp}{2}$$

Dónde:

t= Espesor de la losa de la escalera

L_n= Longitud horizontal de la escalera

h= Proyección vertical de t

h_m= Altura media

Cálculo de la carga última

$$qu = pp + Acab + sc$$

Dónde:

qu= Carga última que actúa sobre la escalera

pp= Peso propio

Acab= Acabados

sc= Sobrecarga de uso

Una vez que se obtiene la carga última que actuará sobre la escalera se calculará como una viga sometida a flexión

Cálculo del canto útil

$$d = t - \left(r + \frac{\phi}{2} \right)$$

Dónde:

t= Espesor de la losa de la escalera

r= Recubrimiento

Φ =Diámetro del hierro

Cálculo de la armadura positiva

El cálculo se hace idealizando la estructura como viga, sometida a flexión.

2.5.4 Fundaciones

Proceso de cálculo: Los datos necesarios para el cálculo de la zapata son:

Momento en el eje x (M_x)

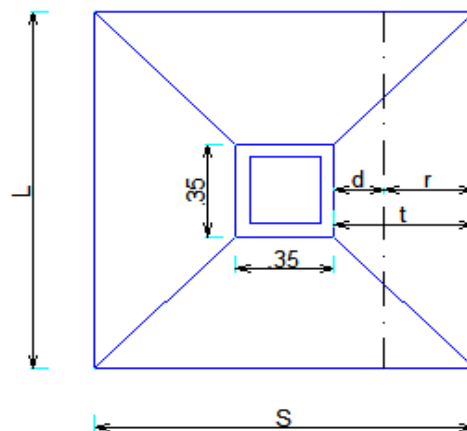
Momento en el eje y (M_y)

Cortante en el eje x (V_x)

Cortante en el eje y (V_y)

Carga vertical que llega a la zapata (N).

Fig. 2.8 Vista en planta de una zapata centrada



1.-Se calculará el peso propio de la zapata, asumiendo un valor igual al 5% del total de la carga N:

$$P_p = 5\%(P_{CM} + P_{CV})$$

2.-Para estimar las dimensiones L y S de la zapata, encontramos el área mínima necesaria que deberá tener en función al esfuerzo admisible sin considerar la excentricidad.

$$A_{nec} = \frac{P}{\sigma_{adm}}$$

Escogemos un área mayor a la necesaria, y determinamos las dimensiones tentativas de L y S, estos deben ser valores constructivos.

Para comprobar si las dimensiones cumplen, verificamos el punto más crítico:

$$\sigma_{max} \geq \frac{N}{A} \pm \frac{6 * M_x}{S * L^2} \pm \frac{6 * M_y}{L * S^2}$$

Verificaciones

Verificación al punzonamiento

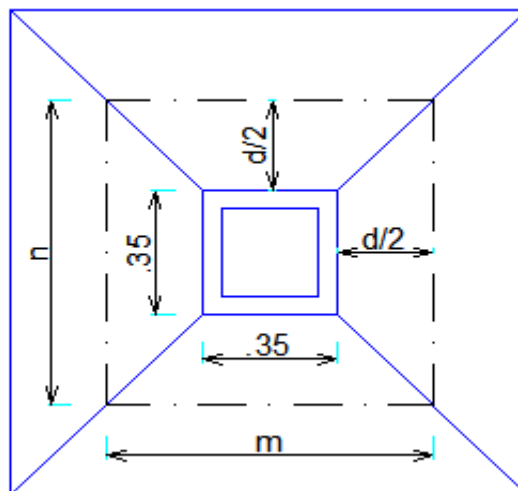
Debe cumplir:

$$\sigma_u \leq \phi \sigma_c$$

Dónde:

$$V_u = P_u - \sigma_u \cdot m \cdot n$$

Fig. 2.9 Vista en planta de una zapata centrada



Y V_c es la resistencia al corte por punzonamiento en el hormigón. Igual o menor que las tres expresiones:

$$V_c = 0.27 \cdot \left(2 + \frac{4}{\beta_L}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_c = 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_c = 0.27 \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d$$

Para todas las expresiones

$$\beta_L = \frac{L}{S} = \frac{\text{lado mayor}}{\text{lado menor}}$$

b_0 = Perímetro del plano de falla

$\alpha_s = 40$ si corta en 4 lados

$\alpha_s = 30$ si corta en 3 lados

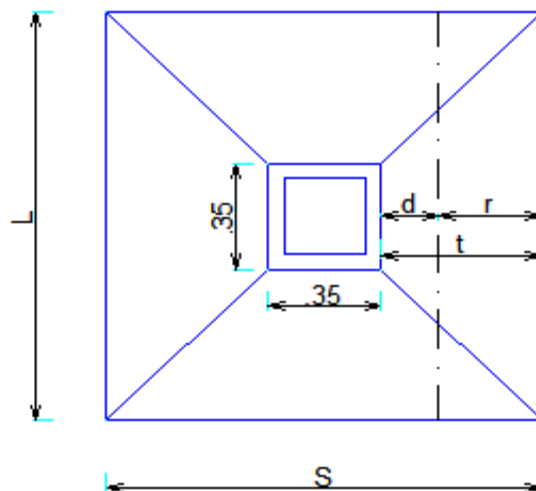
$\alpha_s = 20$ si corta en 2 lados

El más importante es:

$$V_c = 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d$$

Verificación al corte como viga

Fig. 2.10 Vista en planta de una zapata centrada



Se debe verificar:

$$v_u \leq v_{uc}$$

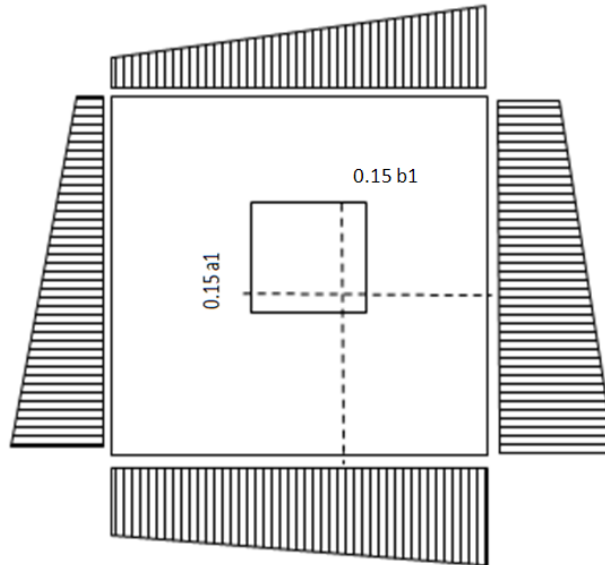
Dónde:

$$v_u = \frac{V_u}{S \cdot d}$$

$$V_u = \sigma_u \cdot (t - d) \cdot L$$

$$v_{uc} = 0.53 \phi \sqrt{f'_c}$$

Fig. 2.11 esfuerzos en la zapata



Luego encontramos el momento (M_u) a una distancia de 15 cm. de la cara de la comuna del bloque más comprimido.

Luego el momento se determina como el momento de una viga empotrada:

$$M_u = \frac{q \cdot L^2}{2}$$

Se proporciona armadura a flexión:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \phi}}$$

$$A_s = 0.85 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

Con la armadura mínima se determina la cantidad de barras necesarias en la pieza.

Para calcular la armadura longitudinal:

Se utilizará el área de armadura mayor de los dos valores encontrados

$$N^{\circ}barras = \frac{A_s}{A_{s1}}$$

Dónde:

A_s = Área de la armadura

A_{s1} = Área de una barra de acero

Recubrimiento= Se asumirá (3 cm)

Para calcular la armadura transversal:

Se trabaja con A_{smin} para completar la armadura de la zapata:

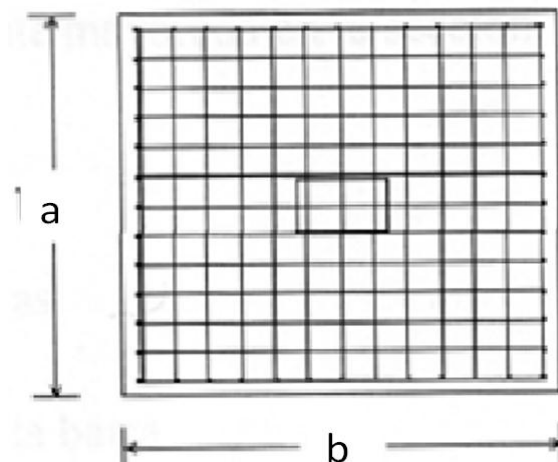
$$N^{\circ}barras = \frac{A_{smin}}{A_{s2}}$$

A_{smin} = Área de la armadura mínima

A_{s2} = Área de una barra de acero

Recubrimiento= Se asumirá (3 cm)

Fig. 2.12 Armadura de la zapata centrada



Se recomienda que el diámetro de las barras de acero sea como mínimo de 10 mm, tengan una separación máxima de 30 cm y de separación mínima de 10cm.

2.6. Estrategia para la ejecución del proyecto.-

2.6.1. Especificaciones técnicas.-

El pliego de especificaciones técnicas son las que definen la calidad de obra que el contratante desea ejecutar por medio del contratista, en términos de calidad y cantidad.

El pliego de especificaciones técnicas se elabora por actividades y/o ítems, cada ítem se organiza de la siguiente manera: Su definición, tipo de materiales, herramientas y equipo, procedimiento para la ejecución, medición y forma de pago.

La verificación debe ser realizada en forma conjunta por el contratista y el supervisor.

Ítem o actividades de obra: Un ítem es una unidad de obra, parte de un proyecto con carácter propio, tanto de materiales como mano de obra. Cada ítem debe ser hecho con criterio de separar todas las partes que sean susceptibles de costo distinto, no solo para facilitar la formación de presupuesto, sino porque es un documento de contrato y sirve como lista indicativa de los trabajos a ejecutar.

2.6.2. Computo métrico.-

Por medio del cómputo métrico, se miden las estructuras que forman parte de una obra de ingeniería, con el objeto de:

- Establecer el costo de la misma, o de una de sus partes.
- Determinar la cantidad de materiales necesarios para ejecutarla.

El cómputo métrico es un problema de medición de longitudes, áreas y volúmenes, computar es medir. El trabajo de medición puede ser ejecutado de dos maneras que son: sobre la misma obra, o sobre los planos.

El cómputo en plano, significa realizar los trabajos de medición en los planos del proyecto con la ayuda de un escalímetro.

El cómputo en obra se lo realiza in situ, cuando esta se encuentra en ejecución con la ayuda de una cinta métrica de acuerdo a normas establecidas de medición.

El sistema aconsejable para la determinación de volúmenes es como sigue:

- Estudiar la documentación.
- Respetar los planos.
- Ajustarse a normas.
- Medir con exactitud.

Documentos necesarios.

Los buenos resultados de un cómputo están estrechamente relacionados a la cantidad y calidad de la información que se suministre al calculista. Deberá considerarse que son documentos necesarios:

- Planos definitivos a nivel de diseño final.
- Planos de detalle.
- Plano de instalaciones.
- Planos estructurales.
- Pliego de especificaciones técnicas.

Técnica del cómputo

El trabajo se divide por etapas, cada una de las cuales constituye un rubro del presupuesto, esta clasificación por actividades **deberá ser hecha con criterio de separar todas las partes que sean susceptibles de costo distinto, no sólo para facilitar la formación del presupuesto, sino también porque éste es un documento de contrato y sirve como lista indicativa de los trabajos a ejecutar.**

A modo de referencia, la planilla de cómputo métrico tendrá la siguiente forma:

Proyecto:

Fecha:

Calculista:

Nº	Actividades	Unidad	Dimensiones			Número de veces	Total
			Largo	ancho	Alto		

2.6.3. Precios unitarios.-

El precio unitario puede definirse como el importe de la remuneración o pago total, que debe cubrirse al contratista por unidad de obra de cada uno de los conceptos de trabajo que realice.

Se puede establecer en una forma más amplia que el precio unitario es la remuneración que recibe el contratista por las operaciones que realiza y los materiales que emplea las distintas partes de una obra, considerando la unidad que de acuerdo con las especificaciones

respectivas, se fija para efectos de medición de la ejecución. Se establece una relación íntima entre el precio unitario y la especificación.

Generalmente, cuando se realiza un presupuesto, se tiene un tiempo definido para realizarlo, por lo tanto se deben tomar en cuenta algunos aspectos:

- Se debe analizar el calendario para la presentación de la propuesta.
- Posteriormente se debe realizar un exhaustivo análisis de las bases de la licitación.
- Se debe preparar un listado de cotizaciones de los materiales a utilizar en la obra.
- Es siempre recomendable una visita al lugar.
- Otro paso importante en el estudio del presupuesto es el de proveerse de un listado de precios actualizado de mano de obra y maquinarias.

Factores del precio unitario: El precio unitario está conformado por una serie de factores, los mismos que se han clasificado en dos grupos, el correspondiente a los llamados de dependencia y los de consistencia.

Los factores de dependencia son aquellos que por sus características influyen en forma directa e indirecta en la magnitud del precio unitario. Estos factores se han dividido a su vez en controlables e incontrolables. Como factores controlables tenemos: el proyecto, las especificaciones y los programas. Como factores incontrolables, se tiene: la topografía, la geología, las condiciones legales y laborables, el clima, la ley de la oferta y la demanda.

Los factores de consistencia, cuya función principal es la integrar el precio unitario de acuerdo con un ordenamiento y clasificación de los diferentes cargos, se pueden dividir en: Directos e indirectos.

Los directos, están integrados por una serie de costos como: la mano de obra, materiales, maquinaria, herramientas e instalaciones. Los indirectos están formados por los de la administración central y los de la obra, agregándose los imprevistos y las utilidades.

Expresión matemática del precio unitario: El precio unitario, se compone de los costos unitarios directos (CD), más los costos indirectos (CI) sobre el volumen de obra, la expresión matemática será:

$$PU = CD + \frac{CI}{Vol\ de\ obra}$$

Podemos considerar dentro de los costos indirectos, todos aquellos gastos que no son integrantes de los costos directos, tales como las utilidades e imprevistos.

Información básica para el análisis de precios unitarios: El análisis de precios unitarios se desarrolló considerando todas las normas concernientes al insumo de materiales, rendimientos de mano de obra, maquinaria y equipo, incidencia de gastos generales y los impuestos de ley correspondientes.

Cotización del dólar: El equivalente de 1 (un) dólar americano es de 6.96 (seis con 96/100) bolivianos a la fecha de elaboración de éste proyecto, según la cotización del Banco Nacional de Bolivia.

Materiales: Los materiales componentes de cada ítem están determinados por los pliegos de especificaciones técnicas, los mismos que definen cantidad, calidad, forma y cualquier otra característica que sea necesario para su identificación precisa. Se cotiza el precio del material puesto en obra.

Mano de obra: Para el cálculo de los costos de mano de obra, se ha considerado el rendimiento promedio del mercado en la zona del proyecto.

Cargas sociales: Para la determinación del porcentaje de las cargas sociales, se determinó un factor en función de las leyes bolivianas que rigen actualmente la seguridad social. Las cargas sociales se calcularon con un porcentaje del 65% del subtotal de mano de obra.

Equipo, maquinaria y herramientas: Para determinar los costos horarios de equipo, se realiza el análisis de precios unitarios basados en el costo actual en el mercado tomando en cuenta su adaptabilidad y operabilidad en la zona de trabajo.

Consecuentemente calculamos el costo de herramientas y equipos menores con el 5% del total de mano de obra.

Gastos generales y administrativos: El porcentaje de aplicación de gastos generales sobre el total de la obra es muy variable y depende de cada empresa y de las características de la obra.

Los gastos generales son aquellos que la empresa no los detalla en los costos directos de cada ítem. Dentro de estos gastos se tienen los gastos directos e indirectos.

Para el presente proyecto adoptaremos un porcentaje de gastos generales de 10%.

Utilidad: Se adopta como utilidad el diez por ciento (10%) sobre el costo directo.

Impuestos: La ley tributaria fiscal vigente estipula el impuesto al valor agregado (IVA) igual al 14.94%, además debe considerarse el impuesto a las transacciones (IT) igual al 3.09% del monto del contrato.

2.6.4. Presupuesto.-

El presupuesto es el cálculo anticipado del costo de una obra, o de una de sus partes. Es la predicción monetaria que presenta realizar una actividad o tarea determinada. Es el cálculo aproximado del costo de la obra.

Sea que se trate de una valoración rápida o del análisis analítico para una valoración formal, toda estimación de los valores se basa en la experiencia del calculista, en su información actual y en su capacidad de comparar.

Existen tres modalidades para la valoración de un costo que son: Por analogía, por equivalencia y por análisis de precios unitarios.

El presupuesto por analogía se basa en el hecho de que dos obras semejantes por su función y sus características técnicas, deberán tener un costo proporcionado a su magnitud, porque la unidad de edificación tendrá el mismo valor para ambas. La analogía debe ser tomada con criterio riguroso, así por ejemplo una escuela y un hospital no son comparables. El metro cúbico de volumen edificado es el indicativo más seguro.

El presupuesto por equivalencia está basado en buscar la equivalencia que tiene el costo de una construcción en función de la mano de obra, materiales o actividades.

El presupuesto por análisis de precios unitarios, es un sistema analítico que permite determinar el costo con la máxima aproximación, tomando como base a los pliegos y las especificaciones técnicas. Este método permite establecer el costo total de la obra como resultado de la suma de los costos parciales por ítems, además de la determinación de las cantidades de los materiales y mano de obra a emplearse.

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

2.6.5. Planeamiento y cronograma.-

En todo proyecto existen tres etapas bien definidas: El planeamiento, el cronograma y el control de la obra.

El planeamiento especifica que debe hacerse y en qué orden; es decir, establece una secuencia operativa.

El cronograma, en cambio, responde a la pregunta de cuándo debe llevarse a cabo; acota en el tiempo lo que se planeó, pone en el calendario lo que hay que hacer, y lo sitúa en el tiempo.

El control, a su vez, permite seguir la marcha del proceso y verificar si éste cumple o no de acuerdo a lo planeado y programado.

Existen varios métodos como ser PERT, CPM, PERT-CPM y GANTT. El diagrama de Gantt es una forma de planear y programar actividades que son función del tiempo de duración de las mismas.

Ventajas del diagrama de Gantt

- Es conocido y fácilmente comprensible aún para personas sin preparación previa.
- Tiene una gran gama de aplicaciones.
- Se adapta muy bien al control de proyectos

Usaremos en este proyecto el método de barras de GANTT para la elaboración del planeamiento y determinar el cronograma de la obra, utilizando los siguientes pasos:

1. Dibujar los ejes horizontal y vertical.
2. Escribir los nombres de las tareas sobre el eje vertical.
3. Se dibujan los bloques correspondientes a las tareas que no tienen predecesoras. Se sitúan de manera que el lado izquierdo de los bloques coincida con el instante cero del proyecto, es decir su inicio.
4. A continuación, se dibujan los bloques correspondientes a las tareas que sólo dependen de las tareas ya introducidas en el diagrama. Se repite este punto hasta haber dibujado todas las tareas.

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO.-

3.1. Análisis del levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico fue realizado con estación total utilizando el método de radiación con lo cual se obtuvieron las curvas de nivel como se muestra en el anexo A.7

Con la planimetría, altimetría y las curvas de nivel obtenidas en el levantamiento topográfico, se pudo determinar que el terreno es inclinado hacia el frente de la calle.

El terreno tiene las siguientes dimensiones de frente 13.46m, de fondo 20.05m, encerrando un área de 291.63m² y un perímetro de 72.05m.

Las cotas varían desde 1800.61msnm hasta 1798.48msnm, con pendientes hasta de 6.90% en el sentido longitudinal y de 5.40% en el sentido transversal. El resumen se muestra en la tabla 3.1

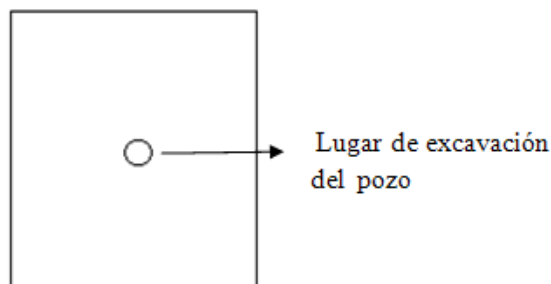
TABLA 3.1 PENDIENTE DEL TERRENO

Sentido	Pendiente %
De norte a sud	6.90
De oeste a este	5.40

3.2. Análisis del estudio de suelos

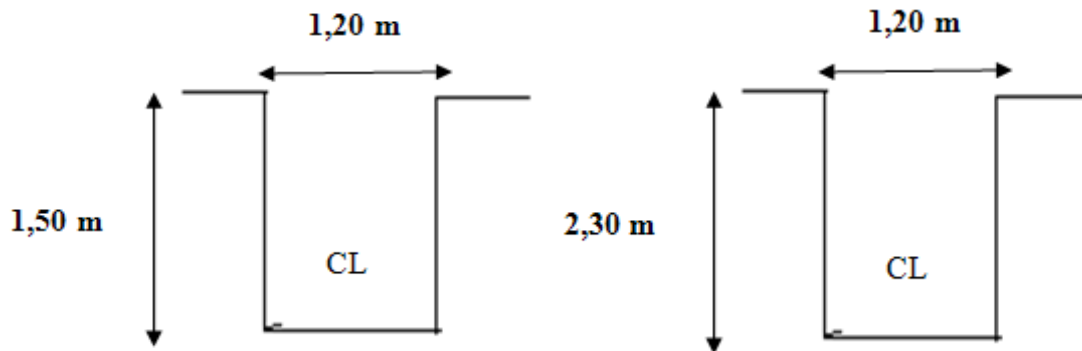
En el ensayo de carga directa (S.T.P.) fue realizado en el barrio *El Constructor* donde se llevará a cabo el proyecto, cavando un solo pozo en el centro del área del emplazamiento de la edificación como se aprecia en la figura 3.1

Fig. 3.1 lugar de excavación del pozo



Se realizó dos penetraciones la primera a una profundidad de 1,50 m y la segunda a una profundidad de 2,30 m tal como se observa en la figura 3.2

Fig. 3.2 profundidad del ensayo



Con la elaboración del trabajo de gabinete se realizaron los ensayos de granulometría, límites de Atterberg y el ensayo descarga directa (S.T.P.) tal como se muestra en anexo A.1 dando como resultado el siguiente tipo de suelo:

Por la clasificación **AASTHO**:

- Como el porcentaje que pasa por la malla N° 200 es más del 35% (% que pasa tamiz N°200 =89.7%) en forma general se trata de un suelo de limo y arcilla. Quedando la clasificación entre los grupos A-4 al A-7.
- Como el Límite Líquido es menor que 40% (LL = 34.16) y el Índice de Plasticidad es mayor a 11 (IP=11.38) el suelo pertenece al grupo A-6. Con un índice de grupo I.G.=12.

Entonces, por la clasificación **AASTHO**: se trata de un suelo del grupo **A-6₍₁₂₎**. Suelo arcilloso.

Por la clasificación **SUCS** o sistema unificado:

- Como el porcentaje que pasa la malla N° 200 es mayor al 50% (% que pasa tamiz N°200 =89.7%) se trata de un suelo de partículas finas.

- Como el límite líquido es menor a 50 ($LL = 34.16$) y el índice de plasticidad mayor a 7 ($IP=11.38$) el suelo pertenece al grupo CL y se trata de una arcilla ligera de baja plasticidad.

El resultado de la clasificación es un **suelo de arcilla ligera de poca plasticidad**.

El estrato de suelo a una profundidad de 1,50 m y a una profundidad de 2,30 m es el mismo no presentando ninguna variación en su composición pero sí en su resistencia.

De acuerdo al ensayo de carga directa S.P.T., el número de golpes del martillo (N° de golpes= 18) para alcanzar una altura de penetración de 30cm y el tipo de suelo, la resistencia admisible es de 2.25 Kg/cm^2 , obtenida mediante ábacos. Así también se aprecia en la tabla 3.1

TABLA 3.2 RESISTENCIA ADMISIBLE DEL TERRENO

Pozo N°	Profundidad m	Tipo de suelo	Resistencia Admisible Kg/cm^2
1	1,5 m	CL	2.25
1	2,3 m	CL	2.50

El detalle del estudio de suelos y respectivos informes de laboratorio se encuentran en la parte de Anexos A-1

3.3. Análisis del diseño arquitectónico

El diseño aprovechó un desnivel natural para dar una pendiente al salón y elevar una plataforma que será utilizada como un altar para iglesia. El salón está proyectado para 100 personas, contando con un baño para los varones y dos para las mujeres en cada planta, el templo está dividido en dos plantas en la primera está el salón y en la segunda está dividido en ambientes que funcionarán como aulas, una administración y una biblioteca.

Se cuenta con planos de techos, de cimientos, dos cortes: longitudinal y transversal, la elevación principal y posterior. No se cuenta con un plano de instalación pluvial, de drenaje ni de instalación de agua potable, de gas ni energía eléctrica. Estos planos serían útiles para

prever bajantes, cámaras, distribución de focos, iluminación e inclusive para el análisis de costos.

Cuenta con una cubierta en pabellón, de policarbonato, que permitirá la penetración de la luz solar durante el día, pero no tiene ventanas laterales, sólo al frente al fondo y las que dan al interior.

Tiene tres puertas de salida – ingreso, dos al frente y una al fondo. Una escalera que une ambas plantas. Cualquier ingreso o salida tendría que ser por el salón de reunión principal.

Para un mejor detallamiento se puede ver los planos arquitectónicos en el ANEXO A.9

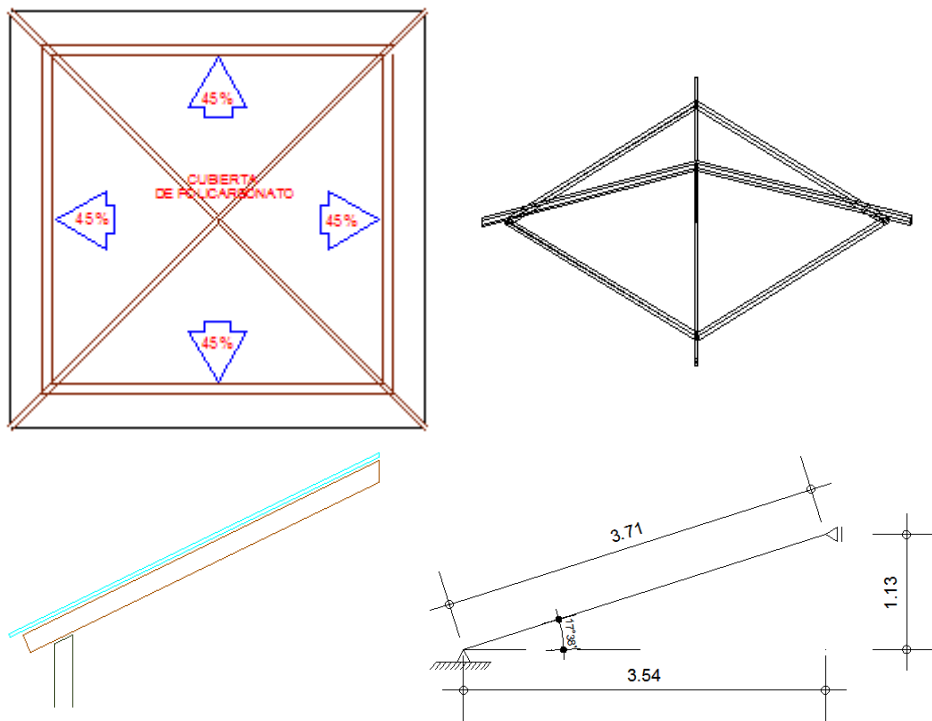
3.4. Análisis, cálculo y diseño estructural

3.4.1. Estructura de sustentación de cubierta.

La cubierta se divide en dos sectores, una cubierta en pabellón y de losas casetonadas.

Cubierta en pabellón

DISEÑO DE VIGA INCLINADA - DISEÑO A FLEXIÓN



1.- Bases de cálculo

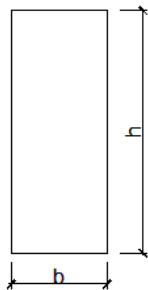
a) Madera a utilizarse

Nombre común	Peso específico tn/m ³	Grupo constructivo	E _{min} Kg/cm ²	f _m Kg/cm ²	f _v Kg/cm ²
Tipa	0.62	B	75000.00	150.00	12.00

b) Cargas

b.1. cargas muertas

b.1.1. Peso propio



Sección rectangular: (tabla 3.1 y 13.1 MGA)

b= 4.00 plg = 0.10 m

h= 8.00 plg = 0.20 m

$q_p = \gamma \cdot b \cdot h = 12.80 \text{ Kg/m}$ $\gamma = 0.62$

b.1.2. Peso de la cubierta

Policarbonato

Peso esp.(P) = 1.50 Kg/m²

Area de infl.(A)= 6.85 m²

long. De infl.(l)= 3.54 m

$$q_c = \frac{P \cdot A}{l} = \frac{1.5 \cdot 6.85}{3.54} = 2.91 \text{ Kg/m}$$

b.2. cargas vivas

b.2.1. Sobrecarga de servicio

Techo inclinado(T): 80.00 Kg/m² (Tabla 13.3 MGA)

$$q_s = \frac{T \cdot A}{l} = \frac{80 \cdot 6.85}{3.54} = 155.07 \text{ Kg/m}$$

b.2.2. Carga de viento

velocidad del viento: 12.50 Km/h

ángulo de inclinación: 24.22°

q= 0.75 Kg/m²

A barlovento	Cd= 0.10	entonces p= 0.08	Kg/m ²
A sotavento	Cd= -0.40	entonces p= -0.30	Kg/m ²

$$q_{vb} = 0.15 \text{ Kg/m}$$

$$q_{vs} = -0.59 \text{ Kg/m}$$

c) Deflexiones admisibles.

Construcción residencial sin cielo raso. (Tabla 8.1 MGA)

c.1. carga permanente + sobrecarga $K=250$ $\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{L}{K}$

longitud de la viga: 3.71m

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{3.71}{250} = 0.011m$$

c.2. sobrecarga $K=350$

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{3.71}{350} = 0.0106m$$

d) Condiciones de apoyo y luz de cálculo

viga: bi-apoyada

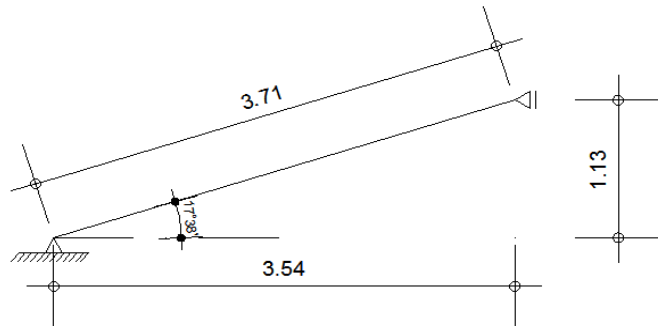
$$L_x = 3.54m$$

$$L_y = 1.13m$$

$$L = \sqrt{3.54^2 + 1.13^2} = 3.71m$$

$$\tan \alpha = \frac{1.13}{3.54} \Rightarrow \alpha = 17.65^\circ$$

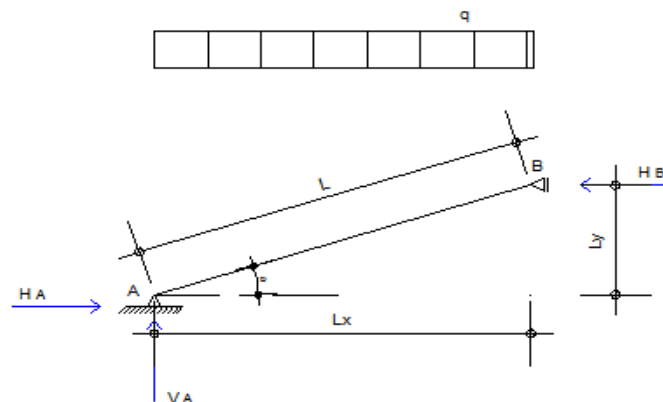
ángulo de inclinación= 17.65°



2.- Efectos máximos

2.1. Por carga permanente

$$q_p + q_c = 12.80 + 2.91 = 15.71 \text{ Kg/m}$$



$$H_A = q \cdot \frac{Lx^2}{2L} = 87.26 \text{ Kg}$$

$$H_B = q \cdot \frac{Lx^2}{2L} = 26.46 \text{ Kg}$$

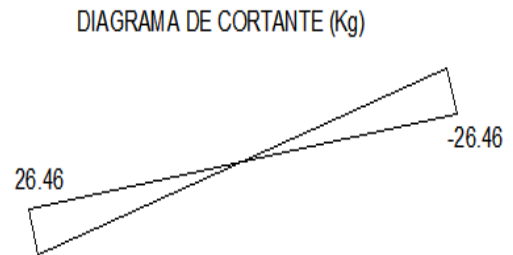
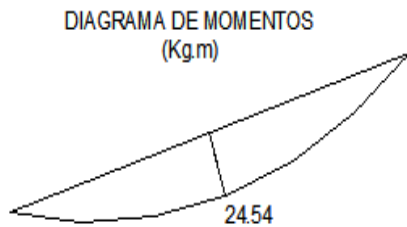
$$V_A = q \cdot Lx = 55.53 \text{ Kg}$$

$$M_{(x)} = \frac{q \cdot x \cdot Lx^2}{2L} \left(1 - \frac{x}{L}\right)$$

$$V_{(x)} = \frac{q \cdot Lx^2}{L} \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{L}\right)$$

x (eje local)	M
0.00	0.00
0.50	11.45
1.00	19.33
1.50	23.64
1.86	24.54
2.00	24.39
2.50	21.58
3.00	15.19
3.50	5.24
3.71	0.00

x (eje local)	V
0.00	26.46
0.50	19.33
1.00	12.20
1.50	5.06
1.86	0.00
2.00	-2.07
2.50	-9.20
3.00	-16.33
3.50	-23.47
3.71	-26.46

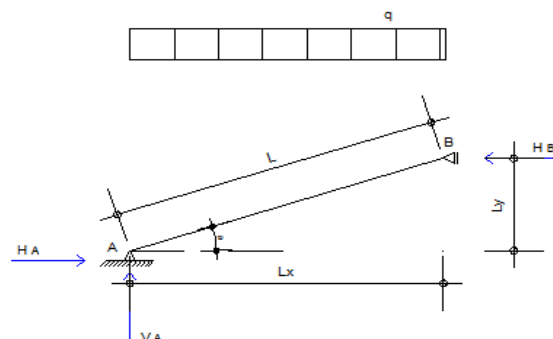


$$M_{\text{máx}} = q \cdot \frac{Lx^2}{8} = 24.54 \text{ Kg.m}$$

$$V_{\text{máx}} = \frac{q \cdot Lx^2}{2L} = 26.46 \text{ Kg}$$

2.2. Por sobrecarga

$$q_s + q_v = 155.07 + 0.00 = 155.07 \text{ Kg/m}$$



$$H_A = q \cdot \frac{Lx^2}{2L} = 261.23 \text{ Kg}$$

$$H_B = q \cdot \frac{Lx^2}{2L} = 261.23 \text{ Kg}$$

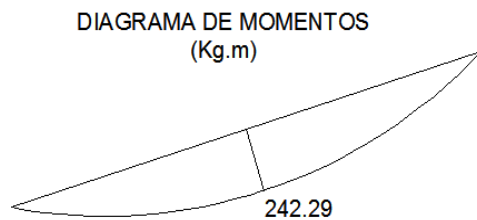
$$V_A = q \cdot Lx = 548.24 \text{ Kg}$$

$$M_{(x)} = \frac{q \cdot x \cdot Lx^2}{2L} \left(1 - \frac{x}{L}\right)$$

$$V_{(x)} = \frac{q \cdot Lx^2}{L} \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{L}\right)$$

x (eje local)	M
0.00	0.00
0.50	113.01
1.00	190.82
1.50	233.42
1.86	242.29
2.00	240.81
2.50	213.00
3.00	149.98
3.50	51.75
3.71	0.00

x (eje local)	V
0.00	261.23
0.50	190.82
1.00	120.40
1.50	49.99
1.86	0.00
2.00	-20.42
2.50	-90.83
3.00	-161.24
3.50	-231.66
3.71	-261.23



$$M_{\text{máx}} = q \cdot \frac{Lx^2}{8} = 242.29 \text{ Kg.m}$$

$$V_{\text{máx}} = \frac{q \cdot Lx^2}{2L} = 261.23 \text{ Kg}$$

Momento máx. flector

266.83 Kg-m

Cortante máximo

287.69 Kg-m

3.- Esfuerzos admisibles

Grupo	Flexión	Corte	Compresión paralela	Comp. Perpendic.	Emin
B	150.00	12.00	110.00	28.00	75000

4.- Momento de inercia necesario para las deflexiones

$$I > \frac{5 \cdot q_e \cdot L^3 \cdot K}{384 \cdot E}$$

Para la carga total:

$$\begin{aligned} q_e &= 1.83 \text{ Kg/cm} \\ L &= 371.00 \text{ cm} \\ K &= 250.00 \\ E_{\min} &= 75000.00 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$I > 4063.44 \text{ cm}^4$$

Para la sobrecarga:

$$\begin{aligned} q_e &= 1.55 \text{ Kg/cm} \\ L &= 371.00 \text{ cm} \\ K &= 350.00 \\ E_{\min} &= 75000.00 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$I > 4811.53 \text{ cm}^4$$

5.- Módulo de sección necesaria

$$Z > \frac{M}{f_m}$$

$$\begin{aligned} M &= 26683.30 \text{ Kg.cm} \\ f_m &= 150.00 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$Z > 177.89 \text{ cm}^3$$

6.- Sección que cumple los requisitos (tabla 13.1 MGA)

Dimensiones		Área cm ²	Eje X		Eje Y	
Real bxh cm	Comercial bxh plg		Ix	Zx	Iy	Zy
9 x 19	4 x 8	171,0	5144,2	541,5	1154,2	256,5

7.- Verificación del esfuerzo cortante

$$f_v > \frac{3 \cdot Q}{2 \cdot b \cdot h}$$

$$\begin{aligned} b &= 9 \\ h &= 19 \end{aligned}$$

$$Q = 258.22 \text{ Kg}$$

$$f_v > 2.265 \text{ Kg/cm}^2$$

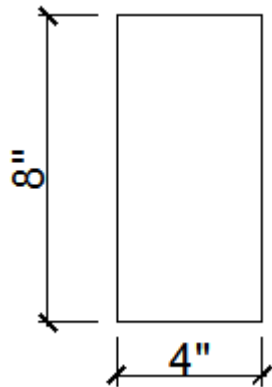
$$f_v = 12, \text{ entonces cumple}$$

8.- Verificación de la estabilidad lateral (Tabla 8.6 MGA)

$$\frac{h}{b} = 2 \quad \text{No se necesita apoyo lateral}$$

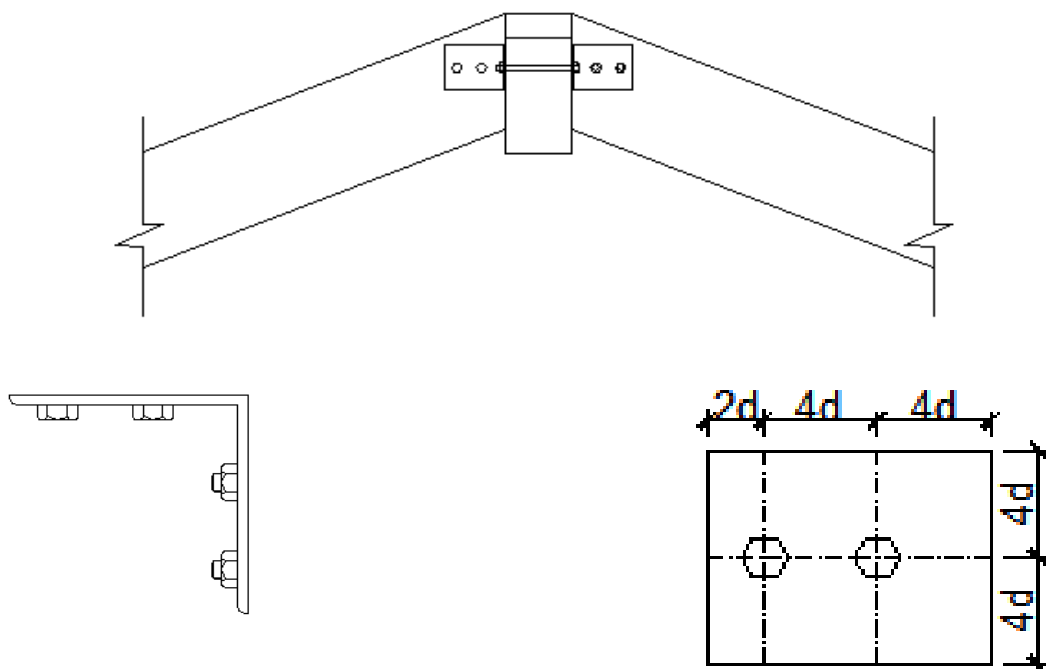
9.- Longitud del apoyo a:

$$a > \frac{V_{max}}{b \cdot f_c} \quad 1.1 \text{ cm} \quad \text{se adoptó 9 cm, ancho de la viga}$$



SE USARÁ VIGUETAS DE MADERA TIPAS PERTENECIENTES AL GRUPO "B" DE SECCIÓN 4x8plg (9cmx19 cm)

UNIÓN EMPERNADA-EXTREMO SUPERIOR

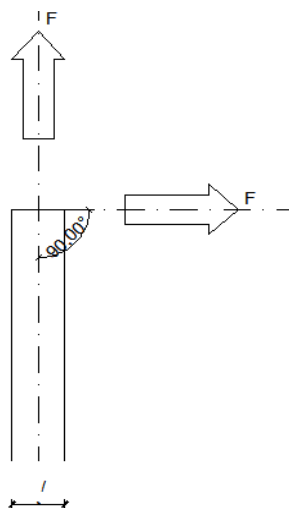


1.- Bases de cálculo

a) Madera a utilizarse

Nombre común	Peso específico tn/m ³	Grupo constructivo	E_{min} Kg/cm ²	f_m Kg/cm ²	f_v Kg/cm ²
Tipa	0.62	B	75000.00	150.00	12.00

b) Cargas actuantes en la unión y su orientación



$$F = 261.20 \text{ Kg}$$

$$\theta = 90^\circ = 1.57 \text{ (rad)}$$

c) Selección del diámetro de pernos

condición: $10d \leq l$ $l = 9.00 \text{ cm}$

entonces $d = 0.90 \text{ cm}$

Se adoptó $3/8 \text{ plg} = 0.95 \text{ cm}$

2.- Carga admisible por perno

a) definición de la longitud o ancho del elemento central

$l = 9 \text{ cm}$

b) valores de P y Q

De la tabla 12.7 (MGA) con:

ϕ (plg)	l (mm)	grupo	P	Q
3/8	90.00	B	523.00	253.00

c) carga admisible por perno

$$N = \frac{P \cdot Q}{P(\sin \theta)^2 + Q(\cos \theta)^2}$$

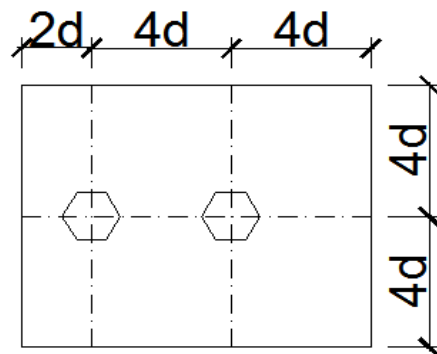
Para $\theta = 90^\circ$

$N = 253.00 \text{ kg}$

3.- Estimación del número de pernos requerido

$$N^\circ \text{ de pernos} = \frac{F}{N} = \frac{261.20}{253.00} = 1.03$$

se adoptó 2 pernos



$$d = 3/8 \text{ plg} = 0.95 \text{ cm}$$

$$2d = 1.91 \text{ cm}$$

$$4d = 3.81 \text{ cm}$$

Dimensiones de la plancha:

Largo total	9.53 cm
Ancho total	7.62 cm
espesor	1/8 plg

4.- Reducción de la carga admisible

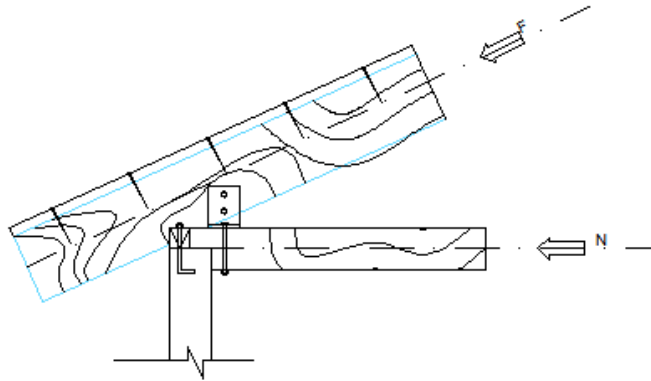
El factor de reducción de la carga admisible para 2 pernos por línea es 1

5.-Verificación

$$F < \# \cdot N$$

$$261.20 < 506.00 \quad \text{cumple}$$

UNIÓN EMPERNADA-EXTREMO INFERIOR



1.- Bases de cálculo

a) Madera a utilizarse

Nombre común	Peso específico tn/m ³	Grupo constructivo	E _{min} Kg/cm ²	f _m Kg/cm ²	f _v Kg/cm ²
Tipa	0.62	B	75000.00	150.00	12.00

b) Cargas

carga proveniente de la viga inclinada

$$\beta = 0.79 \quad \alpha = 0.31$$

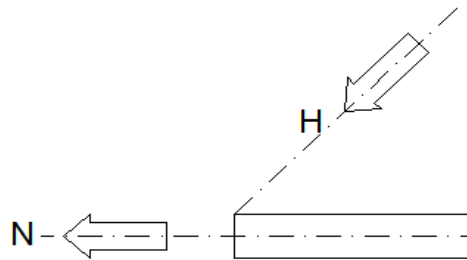
$$H_{A1} = 87.26 \text{ de la carga permanente}$$

$$H_{A2} = 261.23 \text{ de la sobrecarga}$$

$$H_{AT} = 348.49 \text{ Kg (Proveniente de las permanentes y sobrecarga)}$$

$$N = H_A \cdot \cos \beta = 270.03 \text{ Kg}$$

$$F = H_A \cdot \cos \alpha = 332.09 \text{ Kg}$$



c) Selección del diámetro de pernos

condición: $10d \leq l$

$$l = 9.00 \text{ cm}$$

entonces $d = 0.90 \text{ cm}$

Se adoptó $3/8 \text{ plg} = 0.95 \text{ cm}$

b) Valores de P y Q

De la tabla 12.7 (MGA) con:

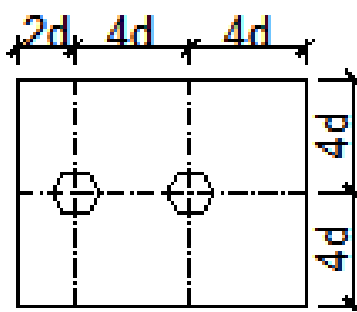
ϕ (plg)	l (mm)	grupo	P	Q
3/8	90.00	A	523.00	253.00

$$N = \frac{PQ}{P \sin^2 \alpha + Q \cos^2 \alpha} = 476.27$$

3.- Número de pernos

$$N^{\circ} \text{ de pernos} = \frac{F}{N} = \frac{315.15}{476.27} = 0.70 \text{ se adoptó } 2 \text{ pernos}$$

Por razones constructivas



d=	3/8 plg	0.95 cm
2d=		1.91 cm
4d=		3.81 cm

Dimensiones de la plancha:

Largo total	9.53 cm
Ancho total	7.62 cm
espesor	1/8 plg

Ubicación de los pernos

Espaciamiento entre pernos 4d:	38 mm
Distancia al extremo en tracción 4d:	38 mm
Distancia al borde no cargado 2d:	19mm

4.- Reducción de la carga admisible

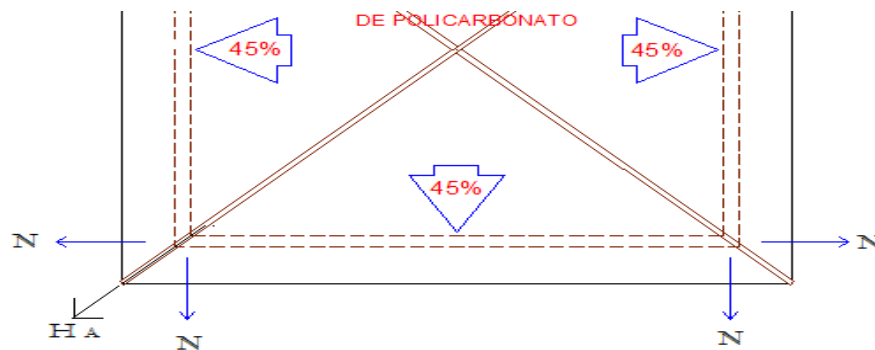
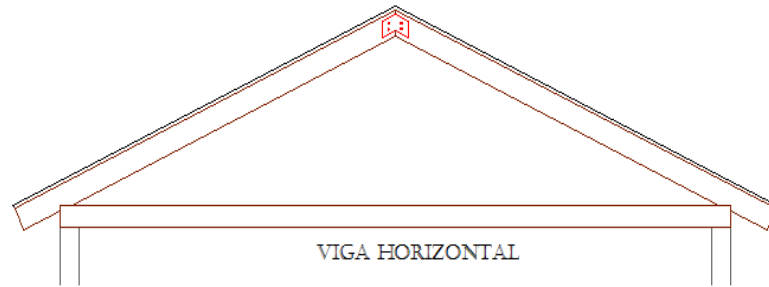
El factor de reducción de la carga admisible para 2 pernos por línea es 1

5.-Verificación

$$F < \# \cdot N$$

$$261.20 < 952.54 \quad \underline{\text{cumple}}$$

VIGA HORIZONTAL - DISEÑO A TRACCIÓN



1.- Bases de cálculo

a) Madera a utilizarse

Nombre común	Peso específico o tn/m^3	Grupo constructivo	$E_{\min}$ Kg/cm^2	f_m Kg/cm^2	f_v Kg/cm^2
Tipa	0.62	B	75000	150	12

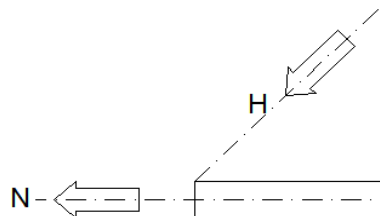
b) Cargas

carga proveniente de la viga inclinada

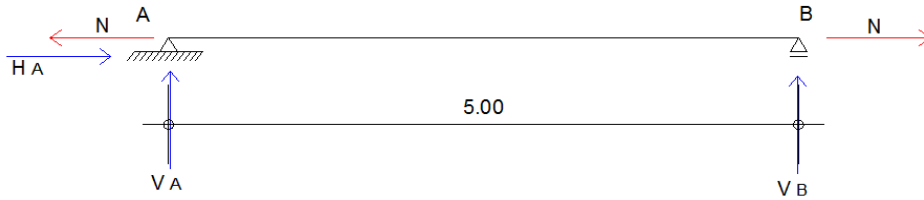
$$\beta = 0.7854$$

$$H_A = 87.26 + 261.23 = 348.49 \text{ Kg}$$

$$N = H_A \cdot \cos \beta = 246.42 \text{ Kg}$$



c) Condiciones de apoyo y luz de cálculo



viga: bi-apoyada

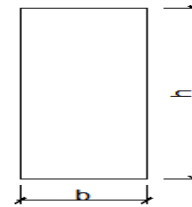
longitud: $L = 5.00$ m

2.- Esfuerzos admisibles

Grupo	Flexión	Corte	Comp. paralela	Trac paralela	Emin
B	150	12	110	105	75000

condición

$$f_{t_{\parallel}} \geq \frac{N}{A_c}$$



si $b=h$, entonces $A=b^2$

$$b = \sqrt{\frac{N}{f_{t_{\parallel}}}} = 1.5 \text{ cm}$$

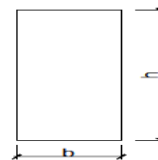
SE ADOPTÓ SECCIÓN DE 4plg x 4plg (9cm x 9cm)

Características de la sección:

$$b = 9.00 \text{ cm}$$

$$h = 9.00 \text{ cm}$$

$$A = 81.00 \text{ cm}^2$$



Para 2 pernos $\phi 3/8$ 1.90 cm^2

$$A_c = A_t - A_p =$$

$$79.10 \text{ cm}^2$$

4.- Verificación del esfuerzo admisible

$$\frac{N}{A_c} \leq f_{t_{\parallel}} \quad 3.12 < 105 \quad \text{Cumple!!}$$

3.4.2. Estructura de sustentación de la edificación

La estructura de sustentación se divide en elementos estructurales tales como: losas, vigas columnas y zapatas de hormigón armado de $f_c=210 \text{ Kg/cm}^2$; $F_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$, solo se tomará un ejemplo de cada una de ellos.

DISEÑO DE LOSA CASETONADA

1.-Datos

iniciales:

$$f_c = 210.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_x = 11.12 \text{ m}$$

$$L_y = 10.47 \text{ m}$$

2.-Predimensionamiento:

Espesor de la losa: h

para losa maciza

$$h = \frac{\text{Perímetro}}{180} = 23.99 \text{ cm}$$

$$h = \frac{l}{28} = 39.71 \text{ cm}$$

$$h = 40.00$$

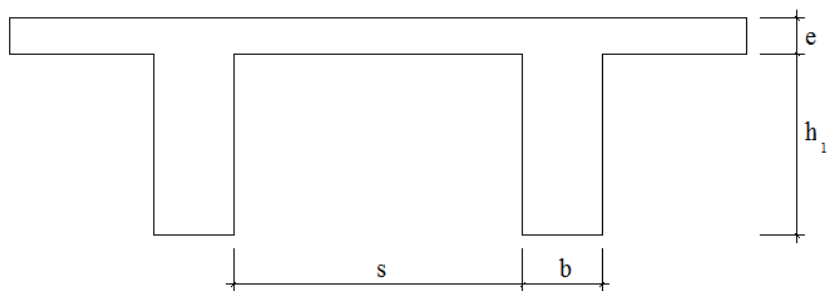
Se adoptó: cm

Losa de compresión: $e = 5.00 \text{ cm}$ (ACI 8.11.5)

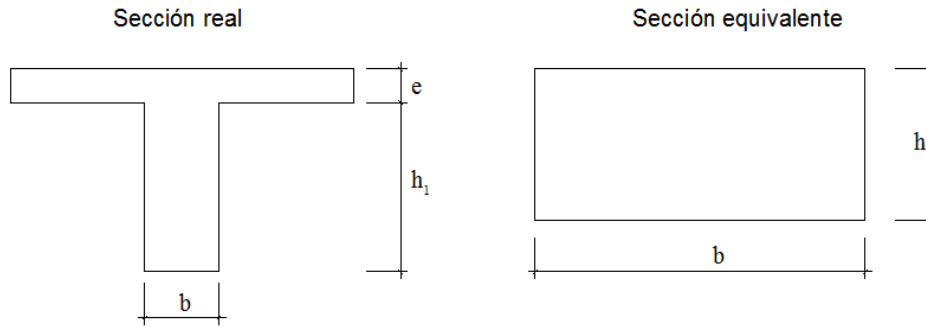
Ancho del nervio: $b = 12.00 \text{ cm}$ (ACI 8.11.2)

Recubrimiento: $r = 2.00 \text{ cm}$ (recomendado ACI)

Separación de nervios: $s = 60.00 \text{ cm}$ (ACI 8.11.3)



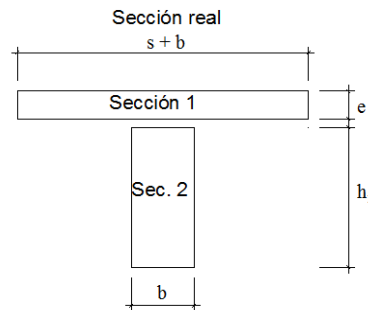
3.-Control de deflexiones



Inercia de la viga T

Elemento	Ai	Yi	Ai*Yi	di	Ixi
1	360.00	37.50	13500.00	10.77	750.00
2	420.00	17.50	7350.00	9.23	42875.00
Suma	780.00		20850.00		43625.00

di ² *Ai
41751.48
35786.98
77538.462



$$\bar{Y} = 26.73 \text{ cm}$$

$$I_x = 121163.46 \text{ cm}^4$$

Altura de la sección equivalente

$$I = \frac{b * h^3}{12} \Rightarrow h = 27.23 \text{ cm}$$

De acuerdo a la relación EI entre viga de borde y losa

	b	h	I
Viga	25.00	45.00	189843.75
Losa			121163.46

$$\beta = \frac{EI_v}{EI_L} = 1.57$$

$$\beta = \frac{l_a}{l_b} = 1.06$$

Como α está comprendido entre 0,2 y 2 se utiliza la siguiente fórmula:

$$h_{min} = \frac{L_n \cdot (800 + 0.0712F_y)}{36000 + 5000\beta(\alpha - 0.2)} = 26.60 \text{ cm}$$

Esta es la altura mínima que debe tener la sección rectangular equivalente

Se verifica que la altura de la sección equivalente es mayor a la altura mínima

4.-Determinación de las cargas de diseño

Peso de la loseta de compresión:

$$Plc = \gamma * e$$

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

$$Plc = 120.0 \text{ Kg/m}^2$$

Peso de los nervios:

$$Pn = 256.7 \text{ Kg/m}^2$$

Peso propio de la losa

$$376.7 \text{ Kg/m}^2$$

Sobrecarga permanente:

Enlucido y masillado

$$\gamma = 2100.00 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{espesor} = 0.50 \text{ cm}$$

$$\text{masillado} = 0.50 \text{ cm}$$

$$Pe = 21.00 \text{ Kg/m}^2$$

Loseta cerámica:

$$\gamma = 1800.00 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{espesor} = 2.50 \text{ cm}$$

$$PL = 45.00 \text{ Kg/m}^2$$

Tabiquería

$$\gamma = 1300 \text{ Kg/m}^3$$

$$Pt = 122.85 \text{ Kg/m}^2$$

$$188.85 \text{ Kg/m}^2$$

Total de la carga permanente:

$$D = 565.52 \text{ Kg/m}^2$$

Sobrecarga de servicio:

Por tabla para uso como aula

$$L = 300.00 \text{ Kg/m}^2$$

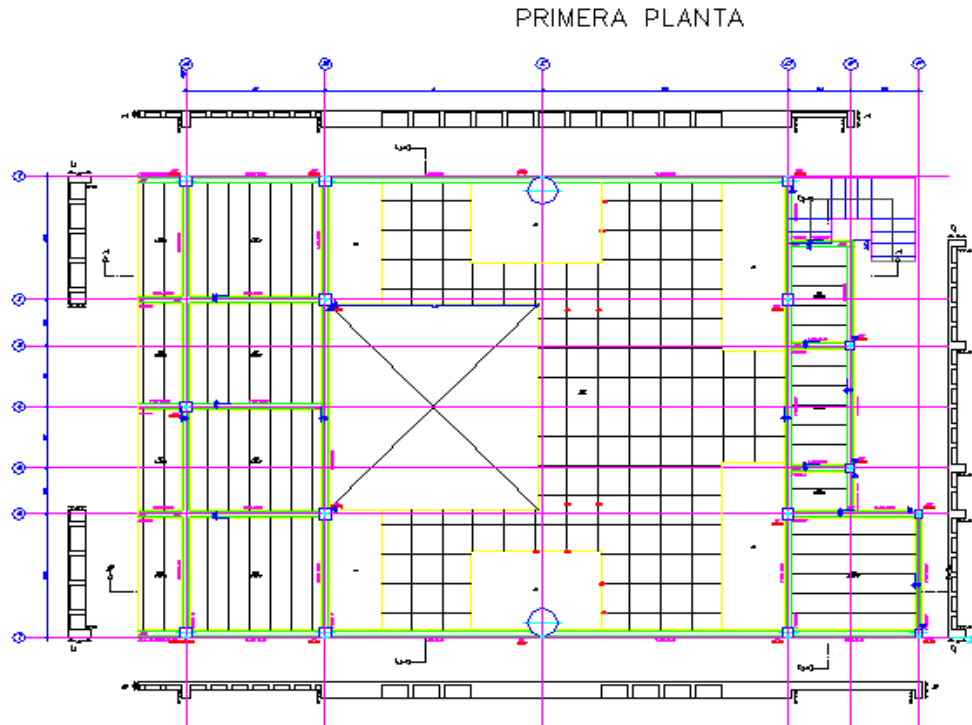
Carga de diseño:

$$U = 1.2 * D + 1.6 * L$$

$$U = 1.2(565.52) + 1.6(300) = 1158.62 \text{ Kg/m}^2$$

5.-Determinación de momentos flectores

Modelo estructural de la losa



Determinación de momentos por tablas

De acuerdo a la clasificación usual que se da a las losas

$$\frac{l_y}{l_x} = 1.062 \text{ (largo / corto)}$$

Se clasifica como losa bidireccional

De acuerdo a las tablas para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes, según las condiciones de continuidad de la losa, esta pertenece al MODELO N° 9. Los coeficientes para el diseño de la losa se obtienen del modelo 9 de las tablas para losas nervadas. Los valores se obtienen interpolando.

	lx/ly		
coef.	1.00	0.94	0.9
d=	969	1086	1170
mx(+)	765	863	932
my(+)	765	749	737

Determinación de momentos flectores

$$q = 1158.62 \text{ kg/m}^2$$

$$L_x = 10.47 \text{ m}$$

$$M = 0.0001 \cdot m \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{x(+)} = 10956.01 \text{ Kg}\cdot\text{m/m} \quad 1095600.82 \text{ Kg}\cdot\text{cm/m}$$

$$M_{y(+)} = 9508.31 \text{ Kg}\cdot\text{m/m} \quad 950831.16 \text{ Kg}\cdot\text{cm/m}$$

Momento de diseño en cada nervio si $b=72.00 \text{ cm}$

$$M_x(+) = 788832.59 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$M_y(+) = 684598.44 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Losa tipo	Lx/Ly	mx(+)	my(+)	Mux(+)	Muy(+)
9	0.94	863	749	788833	684598

6.-Cálculo de la armadura requerida

$$d = h - r - \phi_s - \phi_b$$

Altura mecánica de la pieza

$$h = 40.00 \text{ cm} \quad \phi_b = 1.20 \text{ cm}$$

$$r_1 = 2.00 \text{ cm} \quad r_2 = 3.20 \text{ cm}$$

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} =$$

$$\phi_e = 0.60 \text{ cm}$$

$$d_1 = 36.20 \text{ cm}$$

$$d_2 = 35.00 \text{ cm}$$

Altura mínima requerida

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.75\rho_b = 0.75 \left[0.85 \cdot \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \right] = 1.59\text{E-}02$$

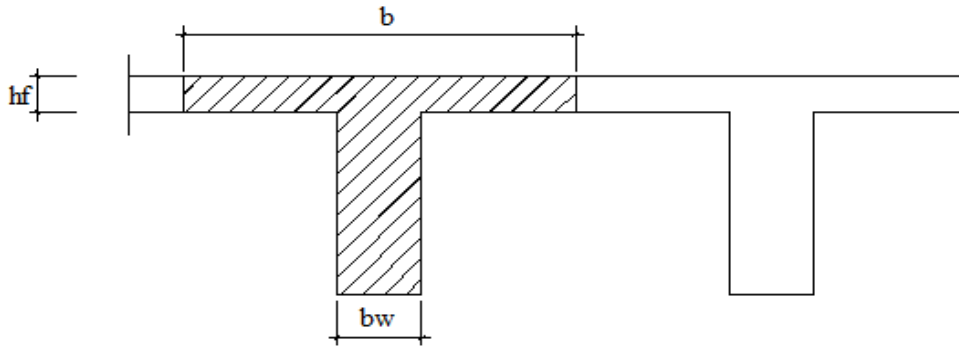
para $E_s=20000000 \text{ Kg/cm}^2$

$$\phi = 0.90$$

$$d_{min} = \sqrt{\frac{M_u}{\phi \cdot \rho \cdot f_y \cdot b \cdot (1 - 0.59 \cdot \rho \cdot f_y / f'_c)}} = 14.99 \text{ cm}$$

Se verifica que d_1 y d_2 son mayores que d_{min}

Determinación de la losa, para verificar si trabaja como viga en T



hf=	5.00 cm	$b \leq \begin{cases} \frac{L}{4} & 278.00 \text{ cm} \\ b_w + 16h_f & \\ b_w + \frac{s_{i+1} + s_i}{2} & 92.00 \text{ cm} \\ & 72.00 \text{ cm} \end{cases}$
bw=	12.00 cm	
b=	72.00 cm	

Suponemos a=hf= 5.00 cm
calculamos As

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

As1=	6.19	cm ²
As2=	5.57	cm ²

calculamos cuantías

$$\rho = \frac{As}{b \cdot d}$$

ρ1=	2.38E-03
ρ2=	2.21E-03

cuantía mínima

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad 3.33E-03$$

verificando altura de compresión

$$a = \frac{\rho \cdot f_y \cdot d}{0.85 \cdot f'_c}$$

a1=	2.84 cm
a2=	2.75 cm

Alturas de compresión menores a hf, se calcula como viga rectangular

Determinación de la sección rec. , para verificar si requiere armadura doble

Cuantía máxima

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left[0.85 \cdot \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \right] = 1.59E-02$$

Área de acero máxima

$$As = \rho_{m\acute{a}x} \cdot b \cdot d \quad A_s = 0.0159 \cdot 0.72 \cdot 0.35 = 6.69 \text{ cm}^2$$

Altura de compresión

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 13.13 \text{ cm}$$

Momento último

$$Mu = \phi \cdot As \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 719536.29 \text{ Kg-cm}$$

$$M_u \geq M_s$$

$$719536.29 \geq 788832.59$$

NO CUMPLE

*El momento último resistente de la pieza es menor al momento solicitante de las cargas.
Requiere armadura doble*

Momento faltante

$$M_{u2} = M_{max} - M_{u1}$$

$$69296 \text{ Kg-cm}$$

Altura de compresión d' $d' = r + \phi_s + \phi_b/2$

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

$$\phi_b = 1.00 \text{ cm}$$

$$\phi_e = 0.60 \text{ cm}$$

$$d' = 3.10 \text{ cm}$$

Armadura de compresión

$$A_s = \frac{M_{u2}}{\phi f_y (d - d')} = 0.57 \text{ cm}^2$$

Para garantizar falla por tensión

$$A'_s = \frac{A_s}{0.75} = 0.77 \text{ cm}^2$$

Se adoptó 2 ϕ de 10	$A_{s2} =$	1.57	cm^2
--------------------------	------------	------	---------------

Momento absorbido por la armadura superior

$$M_{u2} = \phi \cdot A'_2 \cdot f_y (d - d') = 189313.74 \text{ Kg-cm}$$

Momento de diseño para la armadura inferior

$$M_{u1} = M_{max} - M_{u2} = 599518.85 \text{ Kg-cm}$$

cálculo de la altura de compresión:

$$d1 = 36.20 \text{ cm} \quad M_{ux} = 599518.85 \text{ Kg-cm}$$

$$d2 = 35.00 \text{ cm} \quad M_{uy} = 495284.70 \text{ Kg-cm}$$

$$b = 72.00 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u}{0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot \phi}} \quad \begin{array}{ll} a1 = 1.46 \text{ cm} \\ a2 = 1.25 \text{ cm} \end{array}$$

Área de acero necesaria

$$A_s = 0.85 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f'_c}{f_y} \quad \begin{array}{ll} A_{sx} = 4.47 \text{ cm}^2 \\ A_{sy} = 3.81 \text{ cm}^2 \end{array}$$

ϕ	As	#barras	se adoptó	As
10	0.79	6	3	2.36
12	1.13	4	3	3.39
16	2.01	2	0	0.00

Se utilizará 3 ϕ 12 + 3 ϕ 10 en cada nervio

$$A_{s1} = 5.75 \text{ cm}^2$$

Verificación de cuantías

Cuantía mínima $\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = 3.33\text{E-}03$

Cuantía máxima

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left[0.85 \cdot \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \right] = 1.59\text{E-}02$$

Cuantía de la pieza

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \begin{array}{ll} \rho_x = 1.32\text{E-}02 & \text{cumple} \\ \rho_y = 1.37\text{E-}02 & \text{cumple} \end{array}$$

Verificación de la separación entre barras

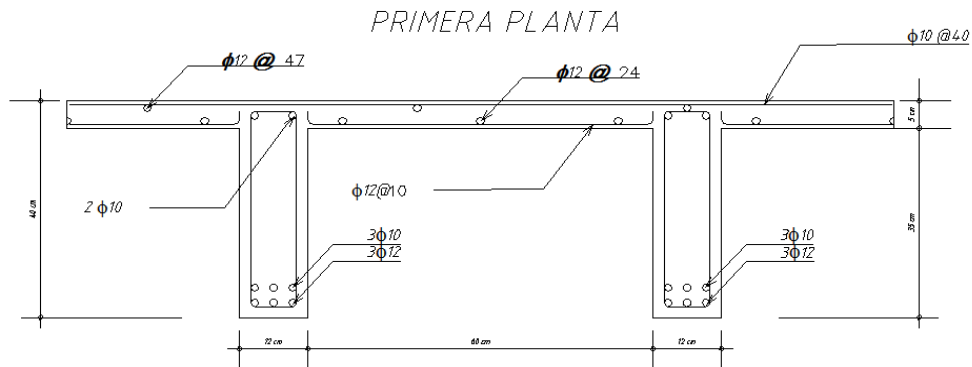
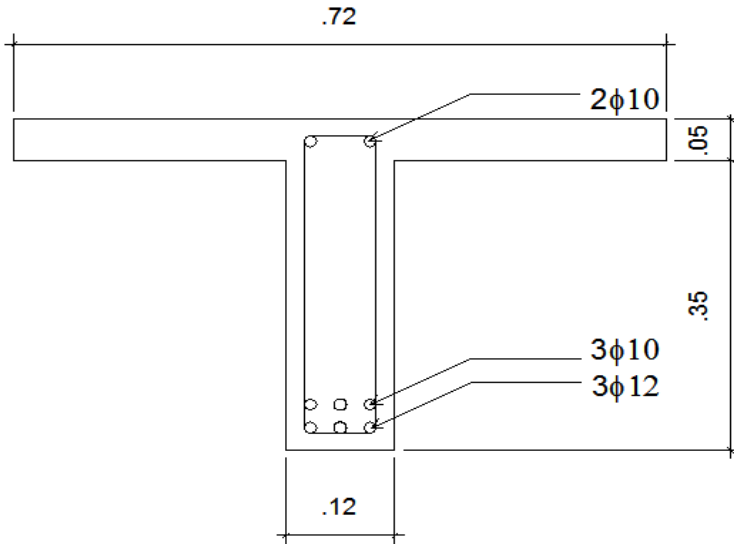
$b_w =$	12.00 cm	$\phi_e =$	0.60 cm
$r =$	2.00 cm	$\phi_b =$	1.20 cm

$$S = b_w - 2 \cdot r - 2 \cdot \phi_s - 3 \cdot \phi_b = 3.20 \text{ cm}$$

ARMADURA EN LA LOSA

momento de diseño		Altura mecánica		Área requerida	
Mux	Muy	dx	dy	Asx	Asy
599519	495285	36.2	35.0	4.47	3.81

Área en cada nervio		Armadura inferior		Armadura superior	
Asx	Asy	en x	en y	en x	en y
5.7491146	5.7491146	3 ϕ 12 + 3 ϕ 10	3 ϕ 12 + 3 ϕ 10	2 ϕ 10	2 ϕ 10



7.- Verificación al corte

$$q_d = 1158.62 \text{ kg/m}^2$$

$$q_v = \text{ancho} \cdot \text{largo} \cdot q_d$$

$$4638.19 \text{ Kg}$$

Condición:

$$\phi V_n \geq V_u \quad \phi = 0.75$$

dónde:

$$V_n = V_c + V_s$$

Para elementos sometidos a corte y flexión

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b \cdot d \quad V_c = 1049.18 \text{ kg}$$

Para estribos verticales

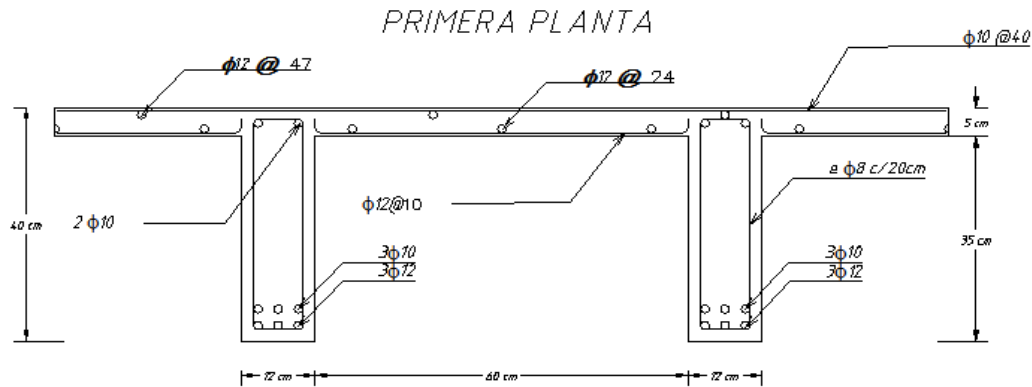
adoptando $A_v = 0.80 \text{ cm}$

$$S \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{\frac{V_u}{\phi} - V_c} \quad S < 23.69 \text{ cm}$$

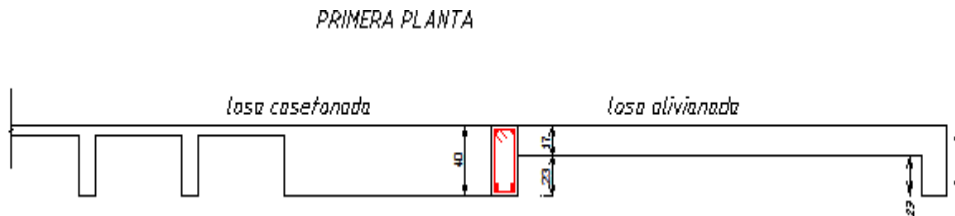
Se adoptó una separación de 20cm con estribos de $\phi 8\text{mm}$

PAÑO ÚNICO									
d ₁	cm	d ₂	cm	Vd	Kg	Vu Kg/cm ²	Vc	Kg/cm ²	Vc > Vu
0		519.2		4638		12.36	2.42		NO CUMPLE
50		469.2		3914		10.43	2.42		NO CUMPLE
100		419.2		3497		9.32	2.42		NO CUMPLE
150		369.2		3080		8.21	2.42		NO CUMPLE
200		319.2		2663		7.09	2.42		NO CUMPLE
250		269.2		2246		5.98	2.42		NO CUMPLE
350		169.2		1411		3.76	2.42		NO CUMPLE
450		69.2		577		1.54	2.42		CUMPLE
Asmin. cm ²		separacion		As por cada nervio					

	$s \leq 0,85 * d$	
1.53	31.28	$\Phi 8 \text{mm c/30cm}$



8.- Verificación de empalmes



Cargas de diseño

Carga proveniente de la losa casetonada

Carga última. Combinación de carga

$$U = 1.2 * D + 1.6 * L = 1158.62 \text{ Kg/m}^2$$

Carga proveniente de la losa alivianada

Carga última. Combinación de carga

$$U = 1.2 * D + 1.6 * L = 971.096 \text{ Kg/m}^2$$

Diseño del refuerzo

Se diseñará para un metro de ancho

$$U_c = 1158.62 \text{ Kg/m}$$

$$U_a = 971.096 \text{ Kg/m}$$

El refuerzo será calculado en varios puntos (a medio tramo y sobre los soportes)

El máximo momento se produce en el primer tramo

	Losa casetonada		Viga	Losa alivianada	
	Sopor. Int.	1/2 tramo		1/2 tramo	Sopor. Ext
Lc (m)	0.60	0.60	0.80	0.80	0.80
$U \times Lc^2$	695.17	695.17	776.88	776.88	776.88
Coef.	- 1/11	1/16	- 1/10	1/14	- 1/24
Mu	-63.20	43.45	-77.69	55.49	-32.37
As (req)	-0.52	0.36	-0.63	0.45	-0.26
As (min)	3.60	3.60	3.60	3.60	3.60
Armadura	ϕ 10 c/20	ϕ 10 c/20	ϕ 10 c/20	ϕ 10 c/20	ϕ 10 c/20
As	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93

Longitud de empalme

longitud de desarrollo l_d para barras cuyo diámetro es menor a 20mm

a tracción

$$l_d = \left[\frac{9}{20} \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{\frac{c + k_{tr}}{d_b}} \right] \cdot d_b \geq 300mm$$

Sustituyendo por los valores límites para obtener más seguridad

$$\alpha = 1; \beta = 1; \gamma = 1; \lambda = 1$$

$$\frac{c + k_{tr}}{d_b} = 2.5$$

$$l_d = 45 \cdot d_b \geq 300mm$$

$$l_d = 450 \text{ mm}$$

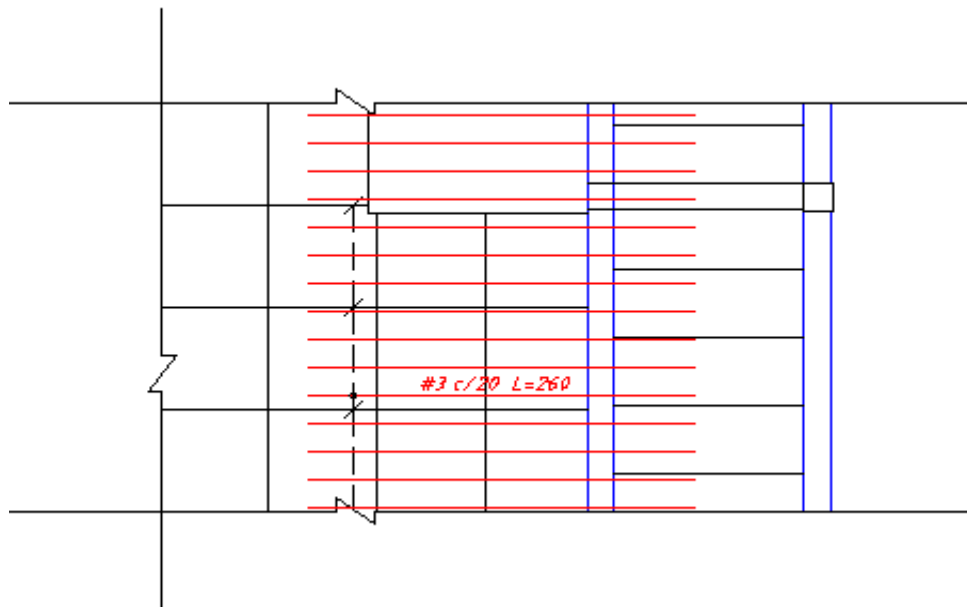
$$l_d = 45 \text{ cm}$$

Longitud total

$$L = l_d + l_p + l_v + l_d$$

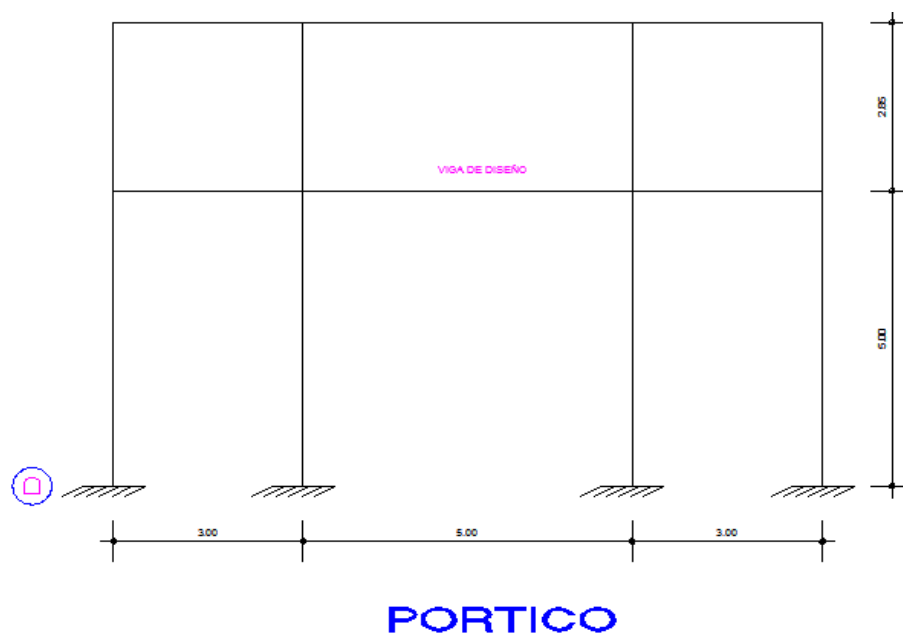
$$L = 45 + 152 + 18 + 45 = 260 \text{ cm}$$

Longitud de empalme: 260cm cada 20cm



DISEÑO DE VIGAS

REFERENCIA: PÓRTICO 12 PRIMERA PLANTA



Datos iniciales:

$$\begin{aligned} f'_c &= 210.00 \text{ Kg/cm}^2 \\ &4200.0 \\ f_y &= 0 \text{ Kg/cm}^2 \\ b &= 18.00 \text{ cm} \\ L &= 5.00 \text{ m} \\ r &= 2.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

Predimensionamiento

Altura de la viga

altura mínima $h = \frac{L}{21} = 24 \text{ cm}$ según A.C.I tabla 9.5.a

se adoptó $h = 40.00 \text{ cm}$

Determinación de las cargas de diseño

cargas proveniente de la losa alivianada

Peso de la loseta de compresión: $e = 5.00 \text{ cm}$

$\gamma = 2400 \text{ Kg/m}^3$ $Plc = 120.00 \text{ Kg/m}^2$

Peso de los nervios: $Pn = 34.08 \text{ Kg/m}^2$

Peso propio de la losa = 154.08 Kg/m^2

Sobrecarga permanente = 188.50 Kg/m^2

Total de la carga permanente: $D = 342.58 \text{ Kg/m}^2$

Sobrecarga de servicio:

Por tabla para uso como balcón $L = 350.00 \text{ Kg/m}^2$

Carga de diseño:

$$U = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L = 1.2(342.58) + 1.6(350) = 1158.62 \text{ Kg/m}^2$$

carga de diseño para un ancho de 0,80m = 776.88 Kg/m

carga proveniente de la losa casetonada

Carga de diseño:

$$U = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L = 1158.62 \text{ Kg/m}^2$$

Area de influencia = 25.14 m^2

long. De influencia = 11.10 m

carga de diseño para el área y long de influencia = 2623.86 Kg/m

carga de diseño proveniente de las losas = **3400.73 Kg/m**

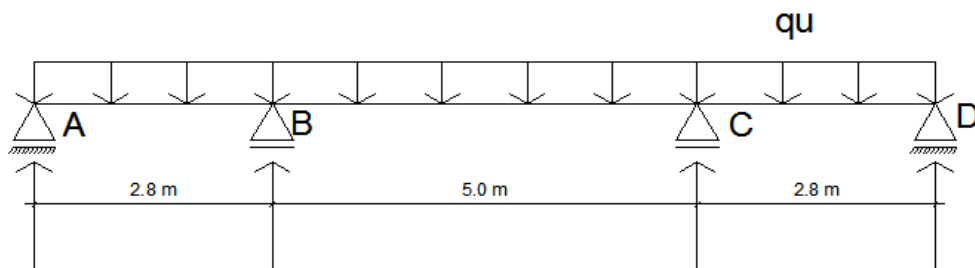
carga por el peso propio

$$\gamma = 2400 \text{ Kg/m}^3 \quad \quad \quad \mathbf{172.80 \text{ Kg/m}}$$

carga de diseño para la viga

$$U = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L = 3608.09 \text{ Kg/m}^2$$

Determinación de momento flectores



$$L_{AB} = 2.80 \text{ m}$$

$$L_{BC} = 5.00 \text{ m}$$

$$L_{CD} = 2.80 \text{ m}$$

$$q_u = 3.61 \text{ Tn/m}$$

Resolviendo la viga por Croos

1.- Momentos de empotramiento perfecto MPE

$$M_{BA} = \frac{q_u \cdot L^2}{12} = 2.36 \text{ Tn-m}$$

$$M_{CD} = \frac{q_u \cdot L^2}{12} = -7.52 \text{ Tn-m}$$

$$M_{AB} = \frac{q_u \cdot L^2}{12} = -2.36 \text{ Tn-m}$$

$$M_{CB} = \frac{q_u \cdot L^2}{12} = 2.36 \text{ Tn-m}$$

$$M_{BC} = \frac{q_u \cdot L^2}{12} = 7.52 \text{ Tn-m}$$

$$M_{DC} = \frac{q_u \cdot L^2}{12} = -2.36 \text{ Tn-m}$$

2.- Factores de distribución

EI= cte

Nudo B

Nudo C

$$FD_{BA} = 0.57$$

$$FD_{CB} = 0.43$$

$$FD_{BC} = 0.43$$

$$FD_{CD} = 0.57$$

$$\Sigma = 1.00$$

$$\Sigma = 1.00$$

3.- Distribución

	A		B		C		D
FD	1	0.573	0.427		0.427	0.573	1
MEP	2.36	-2.36	7.52		-7.52	2.36	-2.36
	-2.36	-1.18				1.18	2.36
1° D		-2.28	-1.70		1.70	2.28	
MT			0.85		-0.85		
2° D		-0.49	-0.36		0.36	0.49	
			0.18		-0.18		
		-0.10	-0.08		0.08	0.10	
			0.04		-0.04		
		-0.02	-0.02		0.02	0.02	
			0.01		-0.01		
		-0.005	-0.004		0.004	0.005	
			0.002		-0.002		
		-0.001	-0.001		0.001	0.001	
M F	0.00	-6.43	6.43		-6.43	6.43	0.00
R Mometos	-2.30	2.30	0		0	2.30	-2.30
R Cargas	5.05	5.05	9.02		9.02	5.05	
V	2.75	7.35	9.02		9.02	7.35	2.75

2.75

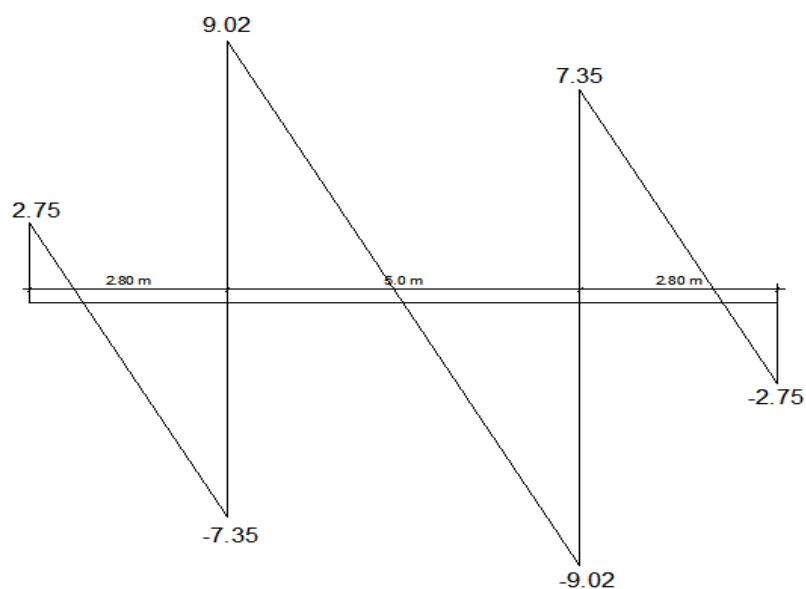
16.37

16.37

2.75

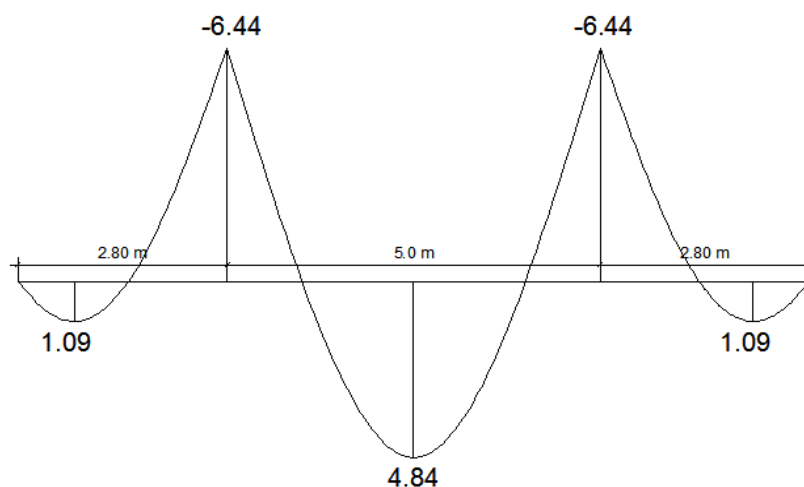
4.-

Diagrama de cortante V (Tn)



5.-

Diagrama de momento M (Tn*m)



Momentos máximos que actúa en la viga :

$$\begin{aligned} M(+) &= 4.84 \text{ Tn-m} & 484000.00 \text{ Kg-cm} \\ M(-) &= 6.44 \text{ Tn-m} & 644000.00 \text{ Kg-cm} \end{aligned}$$

Cálculo de la armadura requerida

Armadura positiva inferior

calculo de la altura de compresión

$$\begin{aligned} \phi e &= 0.80 \text{ cm} \\ \phi b &= 1.60 \text{ cm} \\ d &= 35.40 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot \phi}} = 5.09 \text{ cm}$$

Área de acero

$$A_s = 0.85 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 3.90 \text{ cm}^2$$

$\phi(\text{mm})$	As	#barras	se adoptó	As
10	0.79	5	0	0.00
12	1.13	3	4	4.52
16	2.01	2	0	0.00

se adoptó 4ϕ12 para M(+)	As=	4.52 cm ²	
---	-----	----------------------	--

Armadura negativa superior

considerando la armadura inferior	4 ϕ 12	As = 4.52	cm ²
-----------------------------------	-------------	-----------	-----------------

$$d' = 5.00 \text{ cm}$$

$$M_u^2 = \phi A_s \cdot f_y \cdot (d - d') = 519849.64 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_u^1 = M_{(-)} - M_u^2 = 124150.36 \text{ kg} - \text{cm}$$

altura de compresión

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot \phi}} = 1.23 \text{ cm}$$

área de acero

$$A_s = 0.85 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.94 \text{ cm}^2$$

$\phi(\text{mm})$	As	#barras	Se adoptó	As
10	0.79	1	2	1.57
12	1.13	1	0	0.00
18	2.54	0	0	0.00

se adoptó 2 ϕ 10 para M(-)

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2$$

Verificación de cuantías

cuantía mínima $\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = 3.33E-03$

cuantía máxima

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \left[0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \right] = 1.59E-02$$

cuantía de la pieza

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \rho = 7.10E-03$$

$$\rho = 2.47E-03$$

Separación entre barras

$$S = \frac{b_w - 2 \cdot r - 2 \cdot \phi_s - 3 \cdot \phi_b}{2} = 3.80 \text{ cm} > 2.50 \text{ cm}$$

Verificación al corte

Datos

$$f_c = 210.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4200.0$$

$$F_y = 0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 18.00 \text{ cm}$$

$$L = 5.00 \text{ m}$$

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

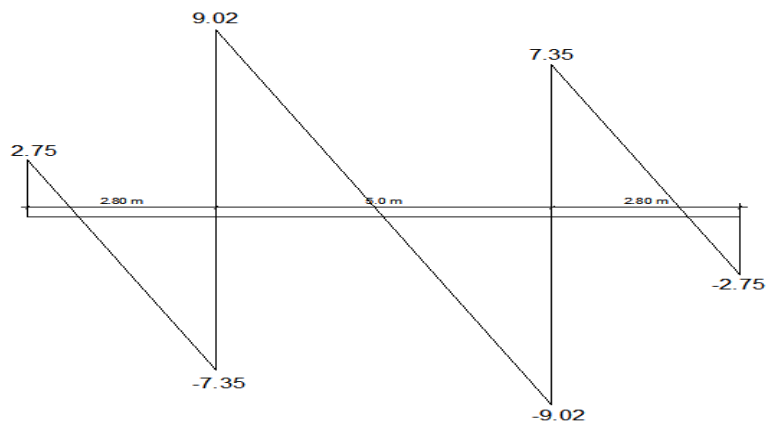
$$h = 40.00 \text{ cm}$$

$$d = 35.40 \text{ cm}$$

Tn

$$V_u \text{ máx} = 16.37 = 16370 \text{ Kg}$$

a) Cálculo de corte máximo



Cálculo de V_u a una distancia d

$$\frac{V_u}{V_{max}} = \frac{L/2 - d}{L/2} \quad V_u = V_{max} \left(\frac{L - 2d}{L} \right) \quad \mathbf{V_u = 14052.01 \text{ Kg}}$$

Condición $V_u \leq \phi V_n$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{14052.01}{0.75} = 18726.01$$

b) Verificación de requerimiento de estribos

$$V_n \leq \frac{V_c}{2} \quad \text{Condición según ACI para usar estribos}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b \cdot d = 4866.70 \text{ Kg} \quad \frac{V_c}{2} = \frac{4866.70}{2} = 2433.35 \text{ Kg}$$

$$18736.01 \geq 2433.35$$

Si requiere estribos

Se colocarán estribos cerrados

$$\phi e = 8.00 \text{ mm} \quad \times 2 \text{ ramales}$$

$$A_v = 1.01 \text{ cm}^2$$

$$S_{\max} \leq \begin{cases} \frac{d}{2} = 17.70 \text{ cm} \\ 600 \text{ mm} = 60.00 \text{ cm} \\ \frac{0.3 A_v \cdot f_y}{b_w} = 70.37 \end{cases}$$

Separación máxima será: **17.70 cm**

d) Espaciamiento de los estribos para resistir fuerzas de corte

$$S \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{\frac{V_c}{\phi} - V_c} = 10.78 \text{ cm}$$

Se adoptó una separación de: 10.00 cm

Los espaciamentos pueden variar con diferencias de 50mm a 75mm por recomendación

Cálculo de la cortante resistente (V_u/ϕ) donde se utilice **S=17.5cm**

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S} + V_c$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{1.01 \cdot 4200 \cdot 35.4}{17.5} + 4866.70 = 13407 \text{ Kg}$$

Cálculo de la distancia

$$x = \frac{L}{2} \left(\frac{V_{max} - V_u}{V_{max}} \right)$$

$$x = \frac{500}{2} \left(\frac{16370 - 14831.32}{16370} \right) = 45.24 \text{ cm}$$

Calculo de la cortante resistente (V_u/ϕ) donde se utilice $S = 25 \text{ cm}$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S} + V_c$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{1.01 \cdot 4200 \cdot 35.4}{25} + 4866.70 = 10845.47 \text{ Kg}$$

Cálculo de la distancia

$$x = \frac{L}{2} \left(\frac{V_{max} - V_u}{V_{max}} \right)$$

$$x = \frac{500}{2} \left(\frac{16370 - 10845.47}{17360} \right) = 84.37 \text{ cm}$$

Los estribos deben continuar hasta

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{V_c}{2} = 2433.35 \text{ Kg}$$

$$x = \frac{500}{2} \left(\frac{16370 - 2433.35}{16370} \right) = 212.84 \text{ cm}$$

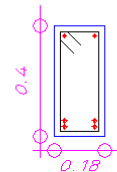
Se utilizará:

$$0 \leq x \leq 50 \quad S = 10 \text{ cm}$$

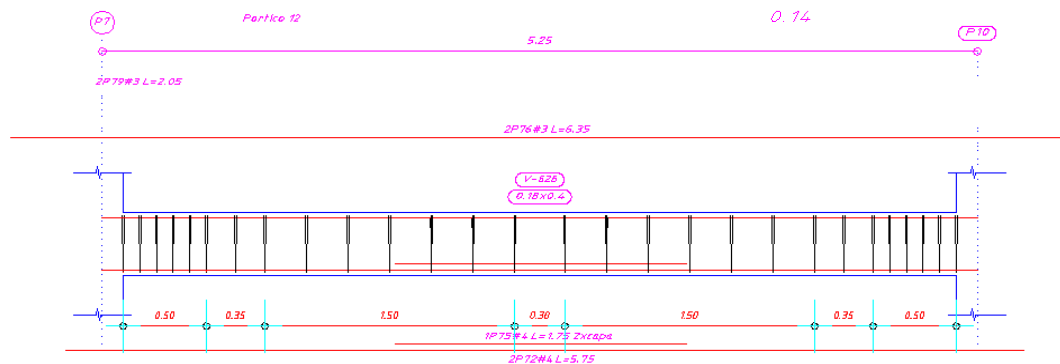
$$50 \leq x \leq 85 \quad S = 17.5 \text{ cm}$$

$$85 \leq x \leq 250 \quad S = 25 \text{ cm}$$

PRIMERA PLANTA

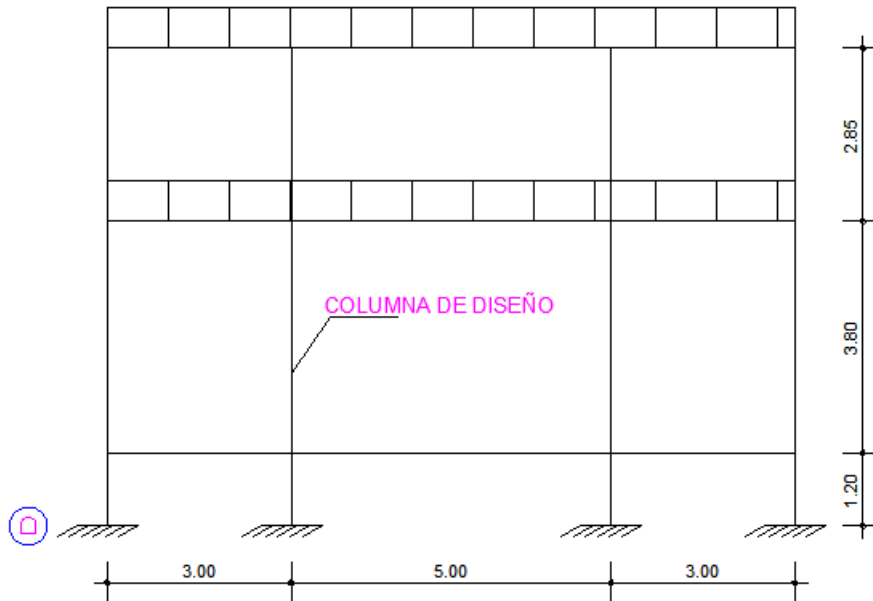


PRIMERA PLANTA

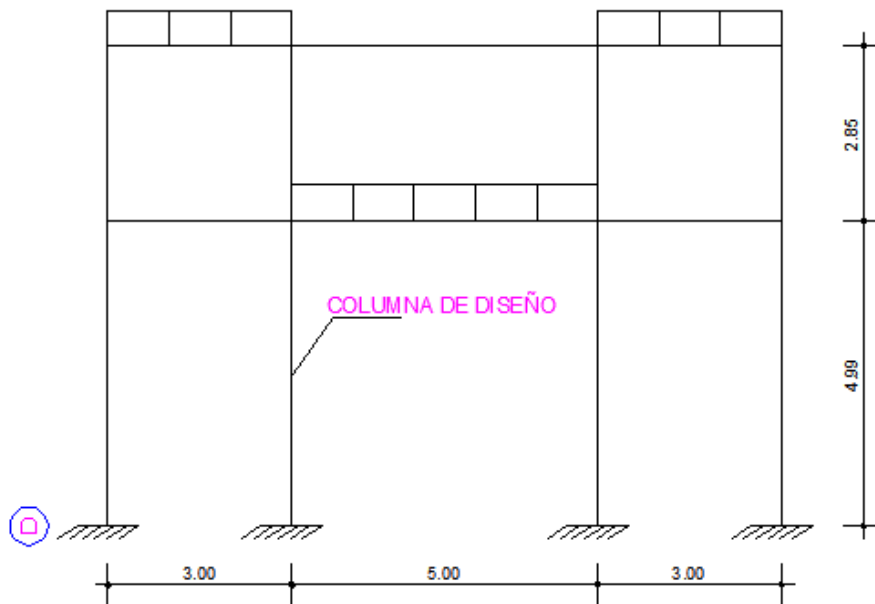


DISEÑO DE COLUMNA

REFERENCIA: P14 Desde SOBRECIMIENTO 3 hasta PRIMERA PLANTA



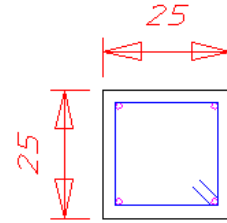
PORTICO CON CARGA MUERTA



PORTICO CON CARGA VIVA

Datos iniciales:

$f_c =$	210 Kg/cm ²
$F_y =$	4200 Kg/cm ²
$b =$	25 cm
$h =$	25 cm
$L =$	3 m



Determinación de las cargas de diseño

carga muerta

$P =$	20.14 Tn
$M_2 =$	0.82 Tn-m
$M_1 =$	0.24 Tn-m

carga viva

$P =$	10.46 Tn
$M_2 =$	0.48 Tn-m
$M_1 =$	0.17 Tn-m

$$U = 1.2 * D + 1.6 * L$$

$P_u =$	40.904 Tn
$M_u =$	1.752 Tn-m
$M_u =$	0.56 Tn-m

Clasificación de la columna

$k =$ 1 Es el mayor valor que puede tomar un pórtico arriostrado

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

7.217 cm

$$\lambda = \frac{k \cdot L}{r}$$

41.57 > 22 columna larga

Comprobando la excentricidad

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

0.043 > h/10 0.025

Determinación del área de acero como columna corta

$r =$	2 cm
$\phi b =$	1.2 cm
$\phi e =$	0.6 cm

$$\gamma = \frac{h - 2r - \phi_b - 2\phi_e}{h}$$

0.74 $\gamma =$ 0.75

$$A_g = 625 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\phi P_n}{A_g} = 65.45 \text{ Kg/cm}^2 = 0.92 \text{ Klb/plg}^2 \\ \frac{\phi M_n}{A_g \cdot h} = 11.21 \text{ Kg/cm}^2 = 0.16 \text{ Klb/plg}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{por tabla} \\ \rho_g = 0.01 \end{array}$$

Modificación del momento

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} = 217371$$

$$\beta_d = \frac{P_{uCM}}{P_u} = 0.591$$

$$I_g = 32552.083 \text{ cm}^4$$

$$EI = \frac{\frac{E_c \cdot I_g}{2.5}}{1 + \beta_d} = 1.78\text{E}+09$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} = 0.73$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(K \cdot L)^2} = 195105.1 \text{ Kg}$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_{cr}}} = 1.07$$

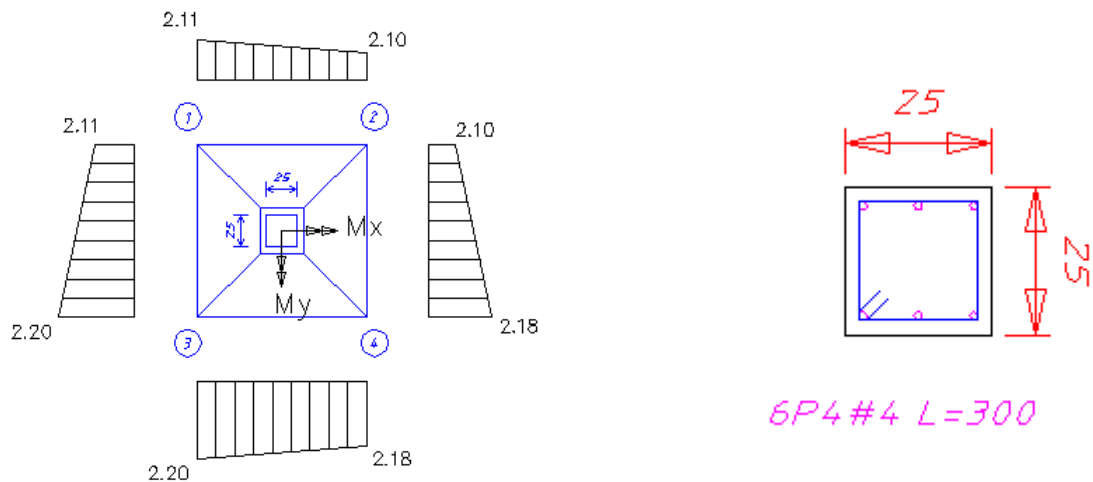
$$M_{mod} = \delta M = 1882.33 \text{ kg.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\phi P_n}{A_g} = 65.45 \text{ Kg/cm}^2 = 0.92 \text{ Klb/plg}^2 \\ \frac{\phi M_n}{A_g \cdot h} = 12.05 \text{ Kg/cm}^2 = 0.17 \text{ Klb/plg}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{por tabla} \\ \rho_g = 0.01 \end{array}$$

$$A_s = \rho_g \cdot A_g = 6.25 \text{ cm}^2$$

$\phi(\text{mm})$	As	#barras	Se adoptó	As
10	0.79	8	0	0
12	1.13	6	6	6.79
14	1.54	4	0	0

Se adoptó 6 ϕ 12: 4 ϕ 12 en cada esquina y 2 ϕ 12 en la cara Y



Verificación

distancia entre barras

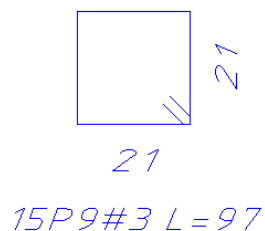
$$d_b = 1.5\phi_b = 1.8\text{cm} \quad \text{como mínimo ACI 7.6.3} \quad o > 4\text{cm}$$

$$d_b = \frac{b_w - 2 \cdot r - 2 \cdot \phi_s - 3 \cdot \phi_b}{2} = 8.1 \text{ cm}$$

Número de estribos

Se colocarán estribos cerrados

$$N^\circ = \frac{L}{S} = 15 \quad \text{estribos} \quad S_{\text{máx}} = 20 \text{ cm}$$



3.4.3. Fundaciones.-

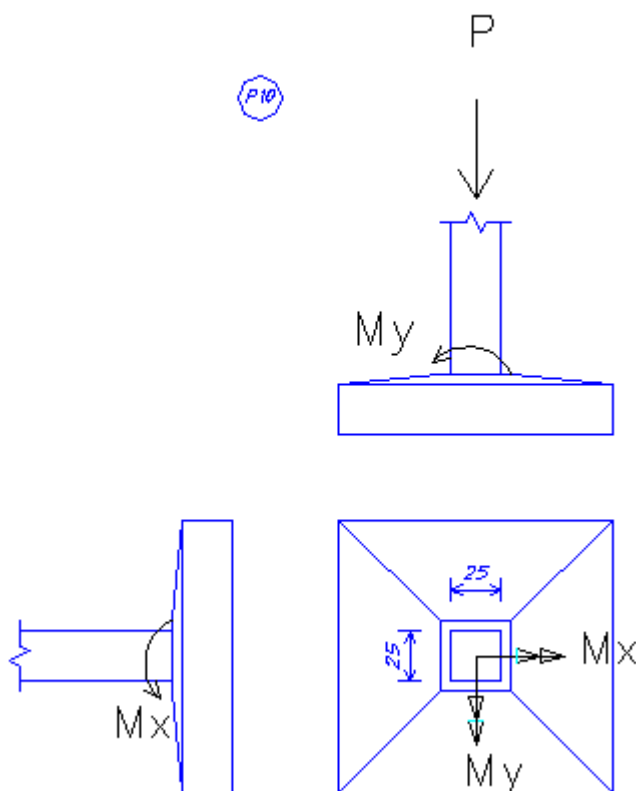
DISEÑO DE ZAPATA

REFERENCIA: P10 PERTENECIENTE AL PÓRTICO 12

Datos iniciales:

$$\begin{aligned} f'_c &= 210.00 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200.00 \text{ Kg/cm}^2 \\ P_{CM} &= 25.90 \text{ Tn} \\ P_{CV} &= 12.18 \text{ Tn} \\ M_x &= 0.17 \text{ Tn-m} \\ M_y &= 0.03 \text{ Tn-m} \\ \sigma_{adm} &= 2.25 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{CM} &= 25900.00 \text{ Kg} \\ P_{CV} &= 12180.00 \text{ Kg} \\ M_x &= 17000.00 \text{ Kg-cm} \\ M_y &= 3000.00 \text{ Kg-cm} \end{aligned}$$



Peso propio 5% de la carga total

$$P_p = 5\%(P_{CM} + P_{CV})$$

$$P_p = 5\%(25900 + 12180) = 1904.00 \text{ Kg}$$

Carga total

$$P = P_{CM} + P_{CV} + P_p$$

$$P = 25900 + 12180 + 1904 = 39984.00 \text{ Kg}$$

Primera tentativa

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad \text{entonces} \quad A = \frac{P}{\sigma} \quad A = \frac{39984.00}{2.25} = 17770.67 \text{ cm}^2$$

Si la zapata es cuadrada

$$A = l^2 \Rightarrow l = \sqrt{A} = 133.31 \text{ cm}$$

Verificación de esfuerzos

$$A = S \cdot L \quad \left\{ \begin{array}{l} S = 135 \text{ cm} \\ L = 135 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6 \cdot M_x}{S \cdot L^2} \pm \frac{6 \cdot M_y}{L \cdot S^2}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{39980}{17770} + \frac{6 \cdot 17000}{135 \cdot 135^2} + \frac{6 \cdot 3000}{135 \cdot 135^2} \leq \sigma_{adm} = 2.25 \text{ Kg/cm}^2$$

2.24 Kg/cm²

Cumple

Verificación al punzonamiento

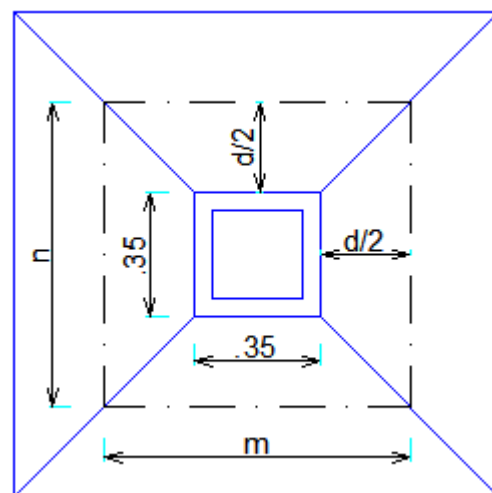
$$V_u \leq \phi V_c$$

$$\phi = 0.75$$

$$V_u = P_u - \sigma_u \cdot m \cdot n$$

$$V_c = 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d$$

bo: Perímetro del plano de falla



$$\begin{array}{ll} \text{Asumimos } d = & 24.00 \text{ cm} \\ m = & 59.00 \text{ cm} \end{array}$$

$$n = 59.00 \text{ cm}$$

$$P_u = 1.6P_{CV} + 1.2P_{CM}$$

$$P_u = 1.6 \cdot 25900 + 1.2 \cdot (12180 + 1904) = 52852.80 \text{ Kg}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad \sigma_u = 2.90 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_u = 52852.8 - 2.90 \cdot 59 \cdot 59 = 42757.84 \text{ Kg}$$

$$b_0 = 2 \cdot (m + n) = 236 \text{ cm}$$

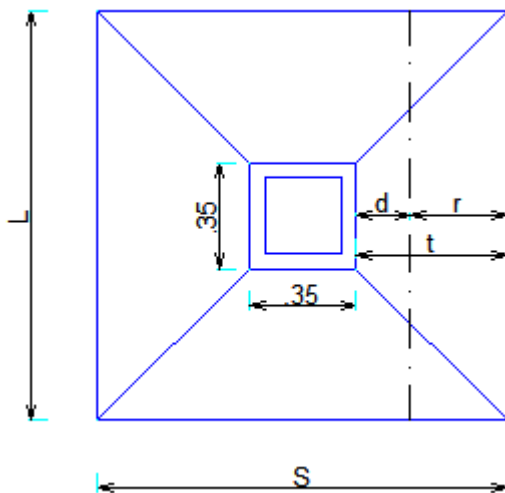
$$V_c = 1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot 236 \cdot 24 = 87003.91 \text{ cm}$$

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$42757.84 \leq 65252.93$$

Cumple

Verificación al corte



Condición

$$v_u \leq v_{uc}$$

$$v_u = \frac{V_u}{S \cdot d}$$

$$V_u = \sigma_u \cdot (t - d) \cdot L$$

$$t = 50 \text{ cm}$$

$$V_u = 2.90 \cdot (50 - 24) \cdot 135$$

$$V_u = 10179.06 \text{ Kg}$$

$$v_u = \frac{10179.06}{135 \cdot 24} = 3.14 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{uc} = 0.53 \phi \sqrt{f'c}$$

$$v_{uc} = 0.53 \cdot 0.85 \sqrt{210} = 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

$$3.14 \leq 6.53$$

Cumple

Cálculo de armadura

Determinación de esfuerzos

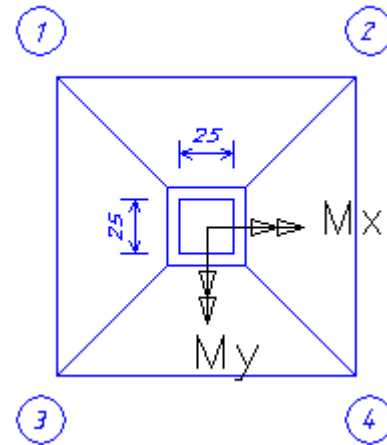
$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6 \cdot M_x}{S \cdot L^2} \pm \frac{6 \cdot M_y}{L \cdot S^2}$$

$$P_p = \gamma V$$

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

$$V = 0.44 \text{ m}^3$$

$$P_p = 1049.76 \text{ Kg}$$



$$P = 25900.00 + 12180.00 + 1049.76 = 39129.76 \text{ Kg}$$

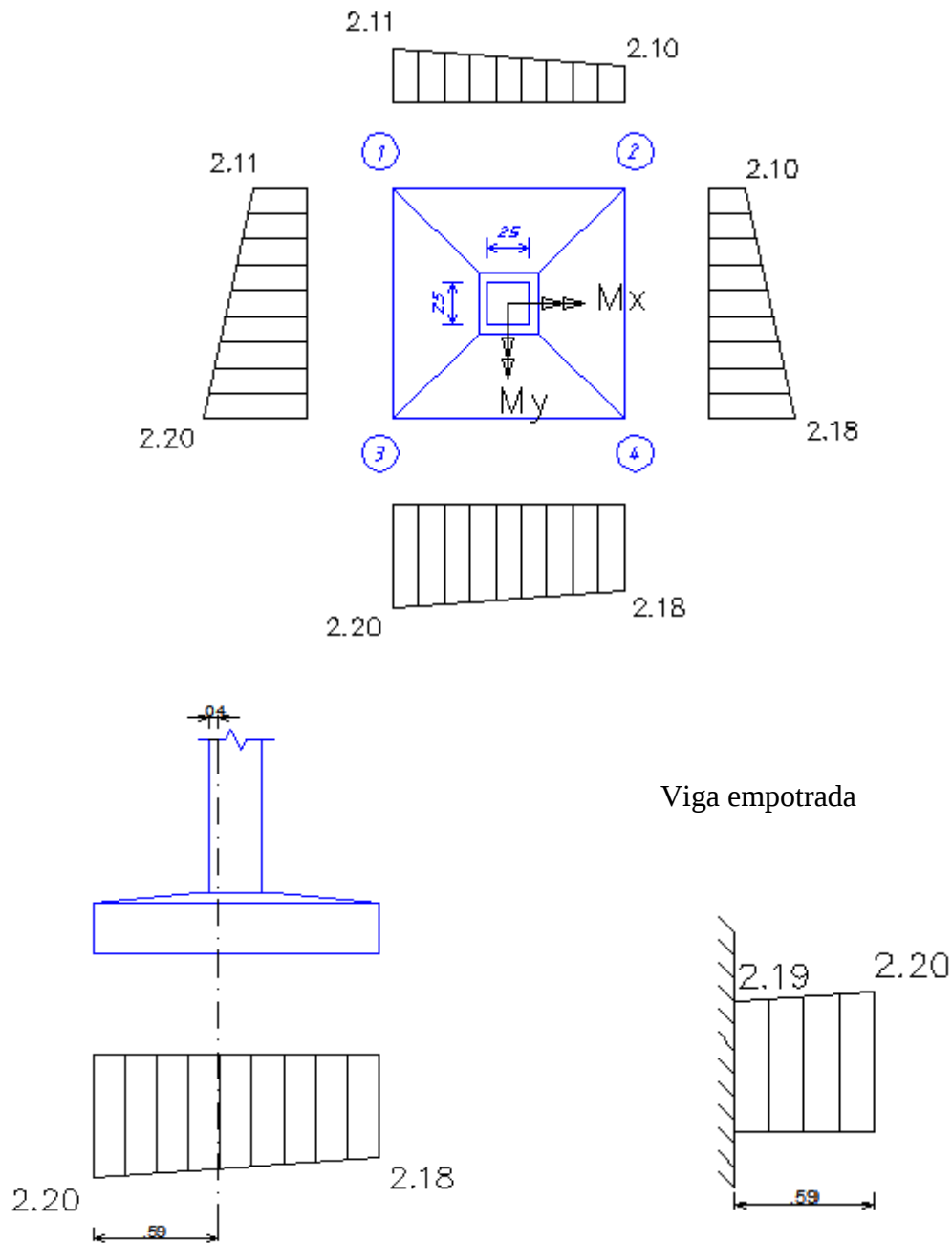
$$\sigma_1 = \frac{P}{A} - \frac{6 \cdot M_x}{S \cdot L^2} + \frac{6 \cdot M_y}{L \cdot S^2} = 2.11 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{A} - \frac{6 \cdot M_x}{S \cdot L^2} - \frac{6 \cdot M_y}{L \cdot S^2} = 2.10 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{P}{A} + \frac{6 \cdot M_x}{S \cdot L^2} + \frac{6 \cdot M_y}{L \cdot S^2} = 2.20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{P}{A} + \frac{6 \cdot M_x}{S \cdot L^2} - \frac{6 \cdot M_y}{L \cdot S^2} = 2.18 \text{ Kg/cm}^2$$

Diagrama de esfuerzos



Resolviendo la viga empotrada

$$M = \frac{2.19 \cdot 59^2}{2} + \frac{(2.20 - 2.19) \cdot 59^2}{3}$$

$$M = 3927.73 \text{ Kg-cm/cm} = 392772.83 \text{ Kg-cm/m}$$

Altura de compresión

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot \phi}} \quad a = 24 - \sqrt{24^2 - \frac{2 \cdot 392772.83}{0.85 \cdot 210 \cdot 135 \cdot 0.9}} = 0.77$$

$$A_s = 0.85 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f'_c}{f_y} \quad A_s = 0.85 \cdot 0.77 \cdot 135 \cdot \frac{210}{4200} = 4.40 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \rho = \frac{4.40}{135 \cdot 34} = 1.36\text{E-}03$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = 3.33\text{E-}03$$

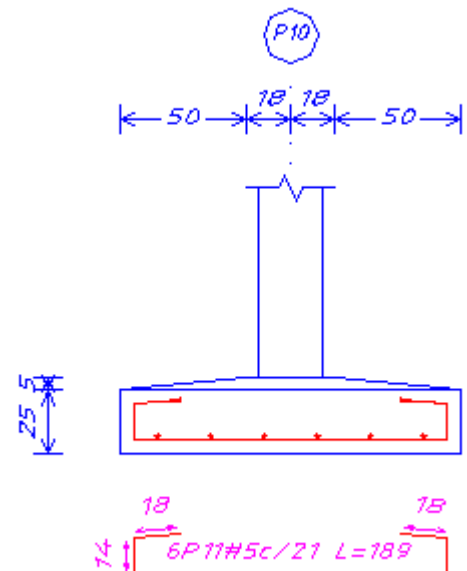
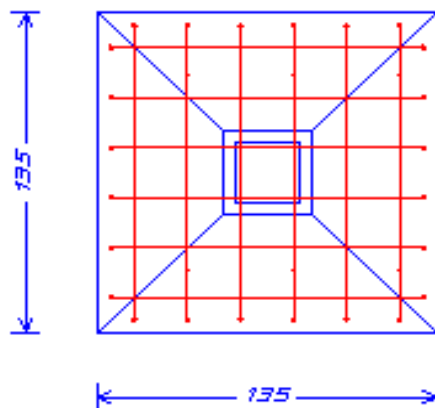
$$A_s = 0.0033 \cdot 135 \cdot 24 = 10.80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$\phi(\text{mm})$	A_s	#barras	Se adoptó	A_s
10	0.79	0	0	0.00
12	1.13	0	0	0.00
16	2.01	0	6	12.06

Separación entre barras

$$S = 135 - 2 \cdot 15 = 105 \text{ cm}$$

$$s = \frac{S}{\#b - 1} = \frac{105\text{cm}}{6 - 1} = 21 \text{ cm}$$

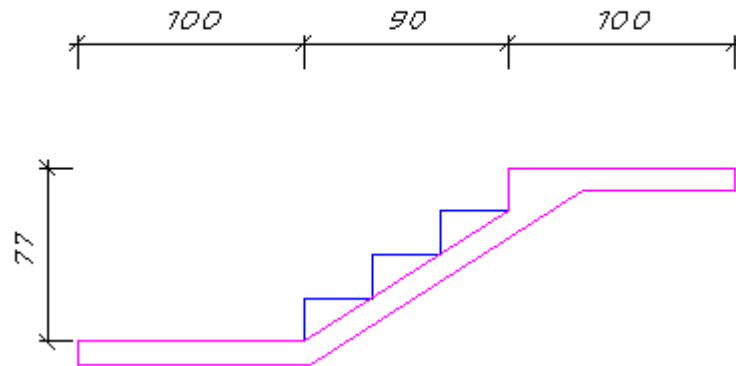


El análisis completo se muestra en la memoria de cálculos en el ANEXO A.2

3.4.4. Estructuras complementarias

DISEÑO DE ESCALERA

Sección B-B



Datos iniciales:

$f_c = 210.00 \text{ Kg/cm}^2$
 $F_y = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$
 $L = 2.90 \text{ m}$
 $r = 2.00 \text{ cm}$
 $b = 100.00 \text{ cm}$

Predimensionamiento

$$h = \frac{L}{28} = 0.10 \text{ m} \quad \text{se adoptó } t = 0.10 \text{ m}$$

Determinación de las cargas de diseño

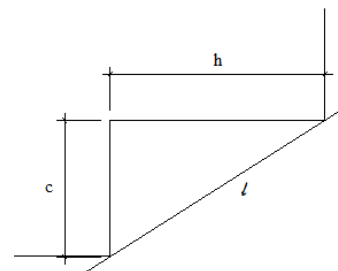
peso propio

$$P_p = \gamma \cdot e$$

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

sobrecarga permanente: peso de las gradas

$h = 0.30 \text{ m}$
 $c = 0.19 \text{ m}$



$$A_{sec} = 0.0285 \text{ m}^2$$

$$l = 0.36 \text{ m}$$

$$P_g = \gamma \cdot \frac{A_{sec}}{l} = 192.62 \text{ Kg/m}$$

Enlucido y macillado

$$\gamma = 2100 \text{ Kg/m}^3$$

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

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

$$P_p = \gamma \cdot e$$

$$\text{Pasamanos}$$

$$\text{Carga permanente}$$

$$\text{Sobrecarga (zona de concentración)}$$

$$P_e = 115.91 \text{ Kg/m}$$

$$300.00 \text{ Kg/m}$$

$$848.53 \text{ Kg/m}$$

$$500.00 \text{ Kg/m}$$

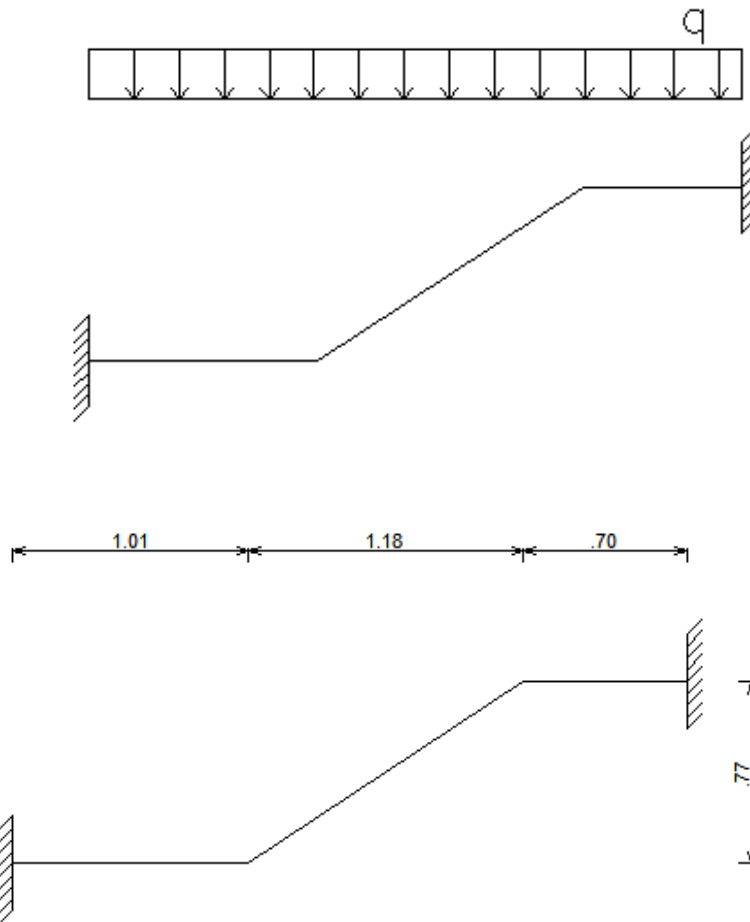
Carga última de diseño

$$U = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L$$

$$U = 1.2 \cdot 848.53 + 1.6 \cdot 500.00 = 1818.23 \text{ Kg/m}$$

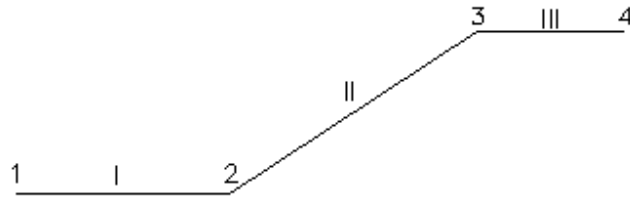
$$U = 1.82 \text{ Tn/m}$$

Modelo estructural



Resolución del pórtico

1.- Numeración de barras y grados de desplazamientos



$$n = 4$$

$$l = 3$$

$$k = 12$$

2.- Planteando la matriz de rigidez

Sección I. Viga horizontal

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$a = 0.10 \text{ m}$$

$$E = 2.00 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$A = 0.10 \text{ m}^2$$

$$I = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$EI = 166.67 \text{ Tn-m}^2$$

$$L = 1.01 \text{ m}$$

$$\frac{12EI}{L^3} =$$

$$1941.18$$

$$\frac{4EI}{L} =$$

$$660.07$$

$$\frac{6EI}{L^2} =$$

$$980.30$$

$$\frac{2EI}{L} =$$

$$330.03$$

$$\frac{AE}{L} =$$

$$198020$$

$$\lambda = \cos \theta =$$

$$1.00$$

$$\mu = \sin \theta =$$

$$0.00$$

Matriz de rigidez

$$\begin{bmatrix} 198019.8 & 0.00 & 0.00 & -198019.80 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 1941.18 & 980.30 & 0.00 & -1941.18 & 980.30 \\ 0.00 & 980.30 & 660.1 & 0.00 & -980.30 & 330.03 \\ -198020 & 0.00 & 0.00 & 198019.80 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & -1941.18 & -980.30 & 0.00 & 1941.18 & -980.30 \\ 0.00 & 980.30 & 330.03 & 0.00 & -980.30 & 660.1 \end{bmatrix}$$

Sección II. Viga inclinada

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$a = 0.10 \text{ m}$$

$$E = 2.00 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$A = 0.10 \text{ m}^2$$

$$I = 8.33\text{E-}05 \text{ m}^4$$

$$EI = 166.67 \text{ Tn-m}^2$$

$$L = 1.41 \text{ m}$$

$$\frac{12EI}{L^3} = 714.97$$

$$\frac{4EI}{L} = 473.15$$

$$\frac{6EI}{L^2} = 503.70$$

$$\frac{2EI}{L} = 236.57$$

$$\frac{AE}{L} = 141944$$

$$\lambda = \cos \theta = 0.84$$

$$\mu = \sin \theta = 0.55$$

Matriz de rigidez

99766.63	64635.40	-275.27	-99766.63	-64635.4	-275.27
64635.40	42892.31	421.84	-64635.40	-42892.3	421.84
-275.27	421.84	473.1	275.27	-421.84	236.57
-99766.6	-64635.40	275.27	99766.63	64635.40	275.27
-64635.4	-42892.31	-421.84	64635.40	42892.31	-421.84
-275.27	421.84	236.57	275.27	-421.84	473.1

Sección III. Viga horizontal

$$b = 1.000 \text{ m}$$

$$E = 2000000 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.100 \text{ m}$$

$$A = 0.10 \text{ m}^2$$

$$I = 8.33\text{E-}05 \text{ m}^4$$

$$EI = 166.67 \text{ Tn-m}^2$$

$$L = 0.70 \text{ m}$$

$$\frac{12EI}{L^3} = 5830.90$$

$$\frac{4EI}{L} = 952.38$$

$$\frac{6EI}{L^2} = 2040.82$$

$$\frac{2EI}{L} = 476.19$$

$$\frac{AE}{L} = 285714$$

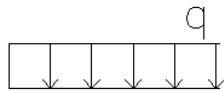
$$\lambda = \cos \theta = 1.00$$

$$\mu = \sin \theta = 0.00$$

Matriz de rigidez

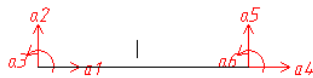
285714.3	0.00	0.00	-285714.29	0.00	0.00
0.00	5830.90	2040.82	0.00	-5830.90	2040.82
0.00	2040.82	952.38	0.00	-2040.82	476.19
-285714	0.00	0.00	285714.29	0.00	0.00
0.00	-5830.90	-2040.82	0.00	5830.90	-2040.82
0.00	2040.82	476.19	0.00	-2040.82	952.38

3.- Planteando la matriz de desplazamiento y de fuerzas

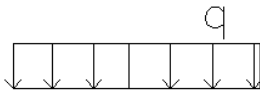


$$U = 1.82 \text{ t/m}$$

$$Lh = 1.01 \text{ m}$$

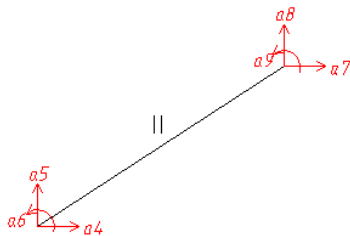


$$a = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ a4 \\ a5 \\ a6 \end{bmatrix} \quad f = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.92 \\ 0.15 \\ 0 \\ 0.92 \\ -0.15 \end{bmatrix}$$

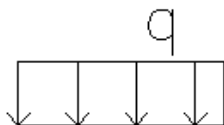


$$U = 1.82 \text{ t/m}$$

$$Lh = 1.18 \text{ m}$$

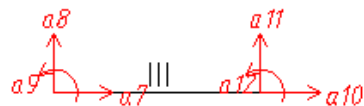


$$a = \begin{bmatrix} a4 \\ a5 \\ a6 \\ a7 \\ a8 \\ a9 \end{bmatrix} \quad f = \begin{bmatrix} 0 \\ 1.07 \\ 0.21 \\ 0 \\ 1.07 \\ -0.21 \end{bmatrix}$$



$$U = 1.82 \text{ t/m}$$

$$Lh = 0.70 \text{ m}$$



$$a = \begin{bmatrix} a7 \\ a8 \\ a9 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad f = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.64 \\ 0.07 \\ 0 \\ 0.64 \\ -0.07 \end{bmatrix}$$

4.- Matriz de equilibrio

$$K * a = r - f$$

198019.8	0.0	0.0	-198019.8	0.0	0.0	0
0.0	1941.2	980.3	0.0	-1941.2	980.3	0
0.0	980.3	660.1	0.0	-980.3	330.0	0
-198020	0.0	0.0	297786.43	64635.40	275.27	-99767
0.0	-1941.2	-980.3	64635.40	44833.49	-1402.13	-64635
0.0	980.3	330.0	275.27	-1402.13	1133.21	275
0	0	0	-99767	-64635	275	385481
0	0	0	-64635	-42892	-422	64635
0	0	0	-275	422	237	275
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0

0	0	0	0	0	0	r1 - 0
0	0	0	0	0	0	r2-0.92
0	0	0	0	0	0	r3 - 0.15
-64635	-275	0	0	0	a4	0.00
-42892	422	0	0	0	a5	-1.99
-422	237	0	0	0	a6	-0.06
64635	275	-285714.29	0.00	0.00	a7	0.00
48723	1619	0.00	-5830.90	2040.82	a8	-1.71
1619	1426	0.00	-2040.82	476.19	a9	0.14
0.00	0.00	285714.29	0.00	0.00	0	r10 - 0
-5830.90	-2040.82	0.00	5830.90	-2040.82	0	r11 - 0.64
-2040.82	476.19	0.00	-2040.82	952.38	0	r12 + 0.07

5.- Planteando la matriz resultante

297786.4	64635.40	275.27	-99766.63	-64635.4	-275.27	a4
64635.40	44833.49	-1402.13	-64635.40	-42892.3	421.84	a5
275.27	-1402.13	1133.21	275.27	-421.84	236.57	a6
-99766.6	-64635.40	275.27	385480.91	64635.40	275.27	a7
-64635.4	-42892.31	-421.84	64635.40	48723.22	1618.98	a8
-275.27	421.84	236.57	275.27	1618.98	1425.53	a9

$$\begin{bmatrix} 0.00 \\ -1.99 \\ -0.06 \\ 0.00 \\ -1.71 \\ 0.14 \end{bmatrix} \begin{matrix} a4 \\ a5 \\ a6 \\ a7 \\ a8 \\ a9 \end{matrix} = \begin{bmatrix} 1.82E-04 \\ -1.04E-02 \\ -2.02E-02 \\ -8.73E-05 \\ -9.61E-03 \\ 1.75E-02 \end{bmatrix}$$

6.- Fuerzas en los extremos de las barras

Elemento I

$$\begin{bmatrix} 198019.8 & 0.00 & 0.00 & -198019.80 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 1941.18 & 980.30 & 0.00 & -1941.18 & 980.30 \\ 0.00 & 980.30 & 660.07 & 0.00 & -980.30 & 330.03 \\ -198020 & 0.00 & 0.00 & 198019.80 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & -1941.18 & -980.30 & 0.00 & 1941.18 & -980.30 \\ 0.00 & 980.30 & 330.03 & 0.00 & -980.30 & 660.07 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1.82E-04 \\ -1.04E-02 \\ -2.02E-02 \end{bmatrix}$$

$$+ \begin{bmatrix} 0.00 \\ 0.92 \\ 0.15 \\ 0.00 \\ 0.92 \\ -0.15 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1.85 \\ 1.91 \\ 0.90 \\ 1.85 \\ -0.07 \\ 0.10 \end{bmatrix}$$

Elemento II

$$\begin{bmatrix} 99767 & 64635 & -275 & -99767 & -64635 & -275 \\ 64635 & 42892 & 422 & -64635 & -42892 & 422 \\ -275 & 422 & 473 & 275 & -422 & 237 \\ -99767 & -64635 & 275 & 99767 & 64635 & 275 \\ -64635 & -42892 & -422 & 64635 & 42892 & -422 \\ -275 & 422 & 237 & 275 & -422 & 473 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1.82E-04 \\ -1.04E-02 \\ -2.02E-02 \\ -8.73E-05 \\ -9.61E-03 \\ 1.75E-02 \end{bmatrix}$$

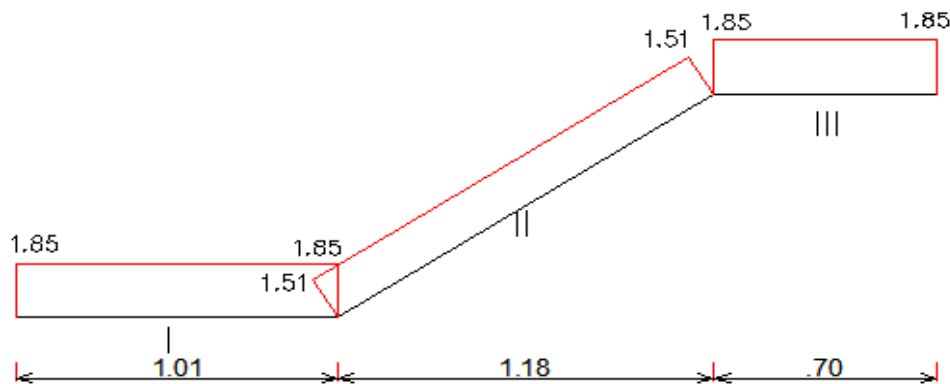
$$+ \begin{bmatrix} 0.00 \\ 1.07 \\ 0.21 \\ 0.00 \\ 1.07 \\ -0.21 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1.51 \\ 1.07 \\ -0.10 \\ 2.69 \\ 0.73 \\ 0.35 \end{bmatrix}$$

Elemento
III

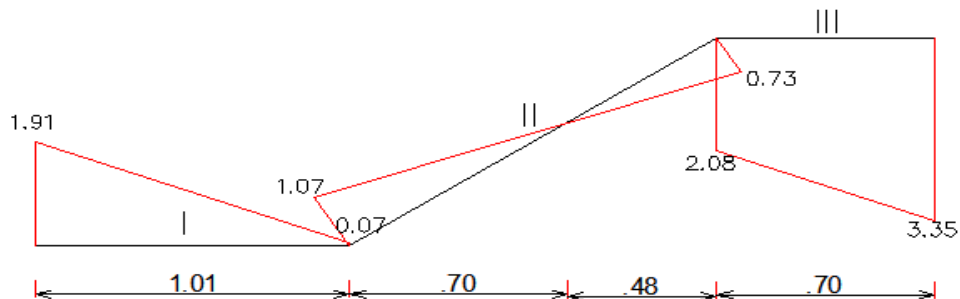
$$\begin{bmatrix} 285714 & 0 & 0 & -285714 & 0 & 0 \\ 0 & 5831 & 2041 & 0 & -5831 & 2041 \\ 0 & 2041 & 952 & 0 & -2041 & 476 \\ -285714 & 0 & 0 & 285714 & 0 & 0 \\ 0 & -5831 & -2041 & 0 & 5831 & -2041 \\ 0 & 2041 & 476 & 0 & -2041 & 952 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -8.73E-05 \\ -9.61E-03 \\ 1.75E-02 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$+ \begin{bmatrix} 0.00 \\ 0.64 \\ 0.07 \\ 0.00 \\ 0.64 \\ -0.07 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1.85 \\ -2.08 \\ -0.35 \\ 1.85 \\ 3.35 \\ -1.55 \end{bmatrix}$$

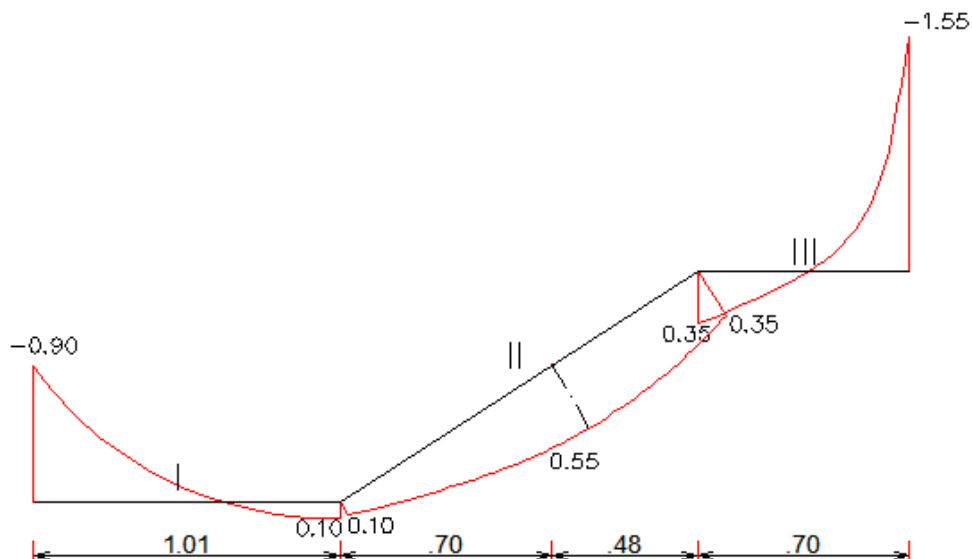
7.- Diagrama de normal (Tn)



8.- Diagrama de cortante (Tn)



9.- Diagrama de Momentos (Tn-m)



Determinación de momentos últimos de diseño

$$M_u (-) = 1.55 \text{ tn.m} = 155000 \text{ kg.cm}$$

$$M_u (+) = 0.55 \text{ tn.m} = 55000 \text{ kg.cm}$$

Cálculo de la armadura requerida

Armadura positiva inferior

cálculo de la altura de compresión

$$\phi e = 0.8 \text{ cm}$$

$$\phi b = 1.0 \text{ cm}$$

$$d = 5.7 \text{ cm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot \phi}}$$

0.6 cm

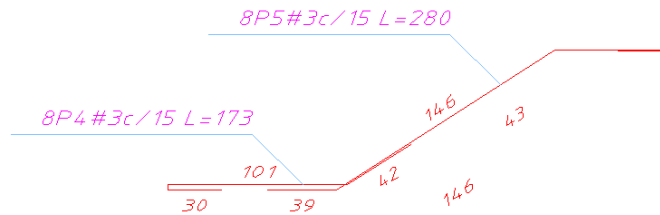
Area de acero

$$A_s = 0.85 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

2.70 cm²

se adoptó $\phi 10$ c/ 15cm para M(+)

$$A_s = 5.24 \text{ cm}^2$$



Armadura negativa superior

calculo de la altura de compresión

$$\phi e = 0.8 \text{ cm}$$

$$\phi b = 1.0 \text{ cm}$$

$$d = 5.7 \text{ cm}$$

cálculo de la altura de compresión

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{0.85 \cdot f_c' \cdot b \cdot \phi}}$$

$$2.1 \text{ cm}$$

Area de acero

$$A_s = 0.85 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_c'}{f_y} = 8.79 \text{ cm}^2$$

se adoptó $\phi 12$ c/15cm para M(-)

$$A_s = 9.02 \text{ cm}^2$$

**Verificación de
cuantías**

cuantía mínima

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = 3.33E-03$$

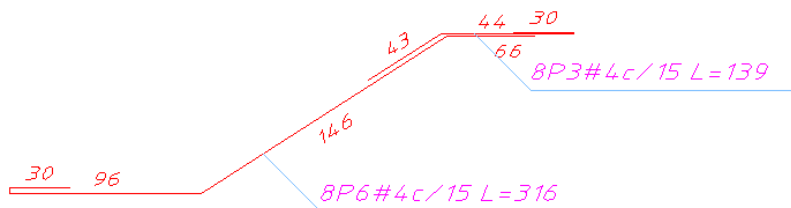
cuantía

máxima

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left[0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \right] = 1.59E-02$$

cuantía de la pieza

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = 9.19E-03 \quad \text{CUMPLE}$$



Armadura transversal

cuantía mínima $\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad 3.33E-03$

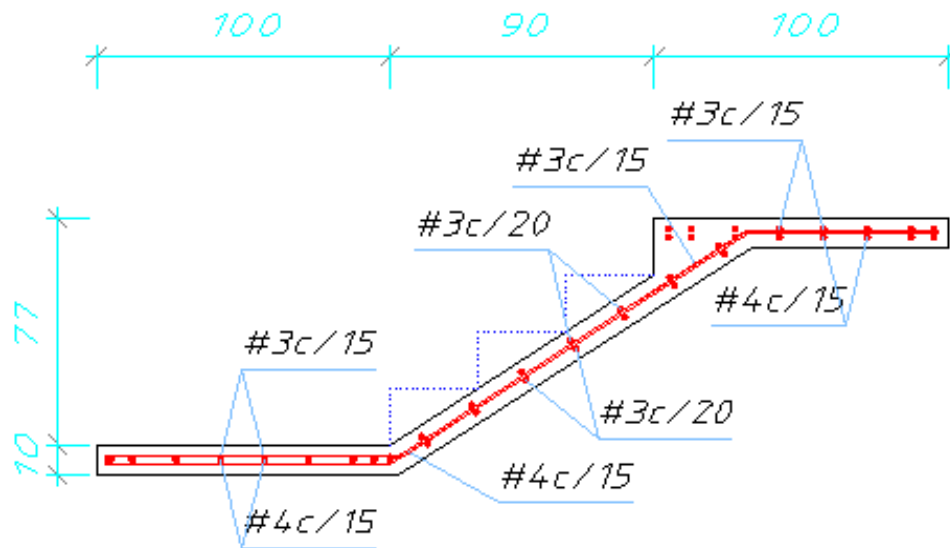
$$As = \rho \cdot b \cdot d$$

$$As = 0.0033 \cdot 100 \cdot 5.7 =$$

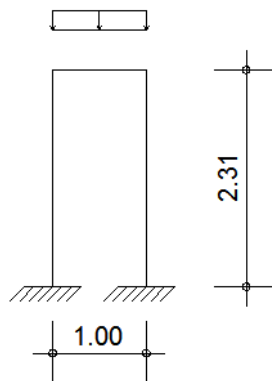
1.90 cm^2

se adoptó $\phi 10 \text{ c/ 15cm}$ $As = 2.36 \text{ cm}^2$

Sección B-B

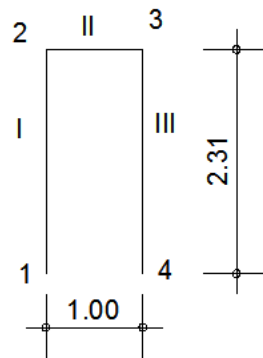


Resolución del pórtico



$U = 1.818 \text{ Tn/m}$

Resolución por el método de elementos finitos



Fuerzas en los extremos de las barras

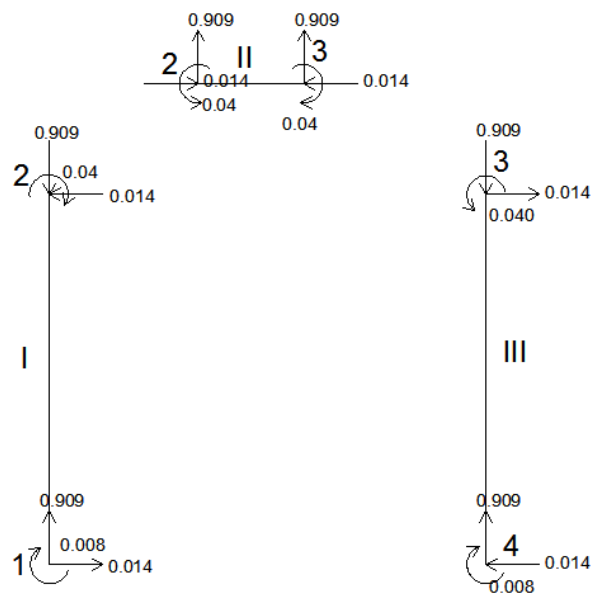


Diagrama de cortante (T_n)

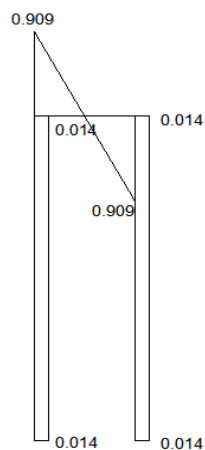
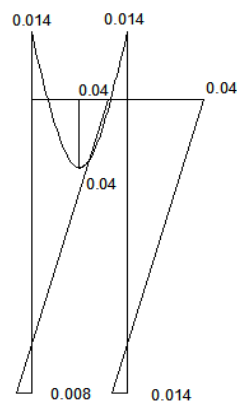


Diagrama de momentos ($T_n\cdot m$)



Determinación de momentos últimos de diseño

$$M_u (-) = 1400 \text{ kg.cm}$$

$$M_u (+) = 4000 \text{ kg.cm}$$

Cálculo de la armadura requerida

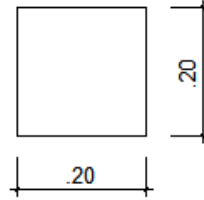
Armadura positiva inferior

calculo de la altura de compresión

$$\phi e = 0.8 \text{ cm}$$

$$\phi b = 1.0 \text{ cm}$$

$$d = 15.7 \text{ cm}$$



$$b = 0.20 \text{ m}$$

$$a = 0.20 \text{ m}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \phi}} = 0.079 \text{ cm}$$

Area de acero

$$A_s = 0.85 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.05 \text{ cm}^2$$

se adoptó 2 $\phi 10$ para M(+)

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2$$

Verificación de cuantías				
cuantía mínima			$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = 0.0033$	
cuantía máxima				

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left[0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \right] = 0.0159$$

cuantía de la pieza

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \rho = 0.0050 \quad \text{CUMPLE}$$

3.5.Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

3.5.1. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas se realizaron según el marco teórico y se las pueden ver a detalle en el ANEXO A-3

3.5.2. Cómputos métricos

Los cómputos métricos se realizaron según el marco teórico y se pueden ver a detalle en el ANEXO A.4

3.5.3. Precios unitarios

El análisis de precios unitarios fue realizado para cada ítem y se lo hizo como se lo definió en el marco teórico, se puede ver a detalle en el ANEXO A.4

Porcentajes asumidos en el precio unitario

Cargas sociales: El porcentaje del subtotal de mano de obra por las cargas sociales varía entre 55% al 71.18%. En este proyecto se asumirá un 65% del subtotal de mano de obra, porque las personas en su mayoría no cuentan con un seguro social.

Maquinaria, herramienta y equipo: Calculamos el costo de herramientas y equipos menores con el 5% del total de mano de obra. En este tipo de obras la maquinaria y herramientas no tienen tanta incidencia como en el caso de obras de gran magnitud (carreteras, puentes). Por esa razón solo se tomará el 5% del total de la mano de obra.

Gastos generales y administrativos: Para el presente proyecto adoptaremos un porcentaje de gastos generales de 10% del total de materiales, maquinaria y mano de obra. Por el hecho de que el financiamiento se realizará en los EEUU, ya que la iglesia local mantiene un contacto directo con la iglesia central de ese país.

Impuestos: La ley tributaria fiscal vigente estipula el impuesto al valor agregado (IVA) igual al 14.94%, como impuestos de mano de obra el 13% de la suma del subtotal de mano de obra más cargas sociales 1.94% esto es lo que corresponde por ley. Haciendo un total de impuestos al valor agregado de 14.94%. Además debe considerarse el impuesto a las transacciones (IT) igual al 3.09% del monto del contrato.

Utilidad: Se adopta como utilidad el diez por ciento (10%) sobre el costo directo. Puesto que el proyecto se desarrollará dentro del sector urbano.

3.5.4. Presupuesto

El presupuesto total de la obra se calculó a partir de los cálculos métricos a través del cual se obtiene la cantidad de cada ítem; Que multiplicándolo por el precio unitario correspondiente se puede determinar el presupuesto total de la obra el cual es de Bs 1,252,852.31 (Un Millón Doscientos Cincuenta y Dos Mil Ochocientos Cincuenta y Dos con 31/100 Bolivianos), en un área de construcción que alcanza los 552m² haciendo un costos por metro cuadrado de Bs 2,269.66 (Dos Mil Doscientos sesenta y nueve con 66/100 Bolivianos).

El presupuesto general de la obra se puede ver a detalle en la tabla 3.3

TABLA 3.3 PRESUPUESTO GENERAL

Nº	Descripción	Unid.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
>	MO1 - TRABAJOS PRELIMINARES				7,858.31
1	LIMPIEZA GENERAL	glb	1.00	225.73	225.73
2	INSTALACION DE FAENAS	glb	1.00	2,203.66	2,203.66
3	TRAZADO Y REPLANTEO	m ²	276.00	19.67	5,428.92
>	MO2 - OBRA GRUESA				439,955.62
4	EXCAVACION DE 0-2 M TERRENO SEMIDURO	m ³	71.83	90.29	6,485.53
5	ZAPATAS DE HºAº	m ³	13.74	2,036.02	27,974.91
6	VIGAS MEDIANERAS DE Hº Aº	m ³	6.66	2,652.06	17,662.72
7	CIMIENTO DE HORMIGON CICLOPEO (50% PIEDRA)	m ³	3.51	643.74	2,259.53
8	RELLENO COMPACTADO MANUAL (SIN MAT.)	m ³	47.92	73.74	3,533.62
9	SOBRECIMENTOS HºCº (1:2:3) 50 % PIEDRA	m ³	0.44	1,213.11	533.77
10	SOBRECIMIENTO DE HºAº	m ³	3.95	3,211.88	12,686.93
11	COLUMNAS DE HºAº	m ³	11.28	4,354.88	49,123.05
12	IMPERMEABILIZACION DE SOBRECIMENTOS	m ²	9.22	109.11	1,005.99
13	MURO LADRILLO 6 HUECOS (12 CM.)	m ²	45.07	154.52	6,964.22
14	MURO DE LADRILLO 6 H. E=18 CM (24X18X12)	m ²	392.52	182.85	71,772.28
15	VIGAS DE Hº Aº	m ³	21.07	4,912.64	103,509.32
16	LOSA ALIVIANADA DE HºAº CON PLASTOFORM e=17cm	m ²	153.26	629.78	96,520.08
17	LOSA NERVADA DE HºAº e=40cm	m ²	43.49	477.88	20,783.00
18	ESTRUCTURA DE MADERA P/CUBIERTA EN PABELLÓN	m ²	24.26	163.02	3,954.87
19	CUBIERTA DE POLICARBONATO C/ACCESORIOS	m ²	35.11	262.59	9,219.53

Diseño estructural "Templo evangélico"

20	ESCALERA DE H° A°	m ³	1.15	5,188.06	5,966.27
>	M03 - OBRA FINA				695,928.26
21	BOTAGUAS DE LADRILLO GAMBOTE	m	13.40	137.10	1,837.14
22	REVOQUE INTERIOR DE YESO	m ²	465.32	100.81	46,908.91
23	REVOQUE EXTERIOR (CAL-CEMENTO)	m ²	375.34	181.86	68,259.33
24	CONTRAPISO DE PIEDRA Y CEMENTO(HO 1:3:4)	m ²	200.00	135.63	27,126.00
25	PISO DE CERAMICA ESMALTADA	m ²	400.00	266.91	106,764.00
26	ZOCALO DE CERAMICA ESMALTADA	m	2,254.24	60.10	135,479.82
27	REVESTIMIENTO DE AZULEJOS P/BAÑOS	m ²	63.00	241.74	15,229.62
28	REVOQUE CIELO RASO S/LOSA	m ²	250.83	132.08	33,129.63
29	BARANDADO METALICO	m	19.00	6,866.16	130,457.04
30	PINTURA INTERIOR LATEX	m ²	465.32	41.17	19,157.22
31	PINTURA EXTERIOR LATEX	m ²	375.34	73.69	27,658.80
32	PUERTAS DE MADERA TIPO TABLERO	m ²	40.19	978.78	39,337.17
33	VENTANAS DE MADERA 2"X3"	m ²	36.08	714.71	25,786.74
34	PINTURA DE PUERTAS Y VENTANAS	m ²	143.94	41.29	5,943.28
35	PROV. Y COLOC. VIDRIOS DOBLES	m ²	36.08	195.88	7,067.35
36	QUINCALLERIA PUERTAS	pza	7.00	250.39	1,752.73
37	QUINCALLERIA VENTANAS	pza	12.00	222.07	2,664.84
38	QUINCALLERIA PUERTAS DE BAÑO	pza	8.00	171.08	1,368.64
>	M04 - INSTALACIONES				109,110.12
39	BAJANTE TUBO DESAGUE PVC 4"	m	21.00	76.59	1,608.39
40	PROV.Y TENDIDO TUBERIA DESAGUE PVC D=2"	m	200.00	68.57	13,714.00
41	PROV.Y TENDIDO TUBERIA DESAGUE PVC D= 4"	ML	150.00	91.35	13,702.50
42	PROV. Y TENDIDO TUBERIA PVC D=3/4" C-15	ML.	30.00	55.18	1,655.40
43	PROV. Y TENDIDO TUBERIA PVC D=1/2"C-15	ML	60.00	74.39	4,463.40
44	CAMARA DE LLAVES (0.30X0.4)	pza	1.00	150.97	150.97
45	ACCESORIOS P/CÁMARA DE LLAVES	glb	1.00	422.29	422.29
46	CAMARA DE INSPECCION (60X60) DE H°.C°.	pza	2.00	1,287.29	2,574.58
47	CAMARA INTERCEPTORA	pza	2.00	729.78	1,459.56
48	PROV.Y COLOC. SUMIDERO DE PISO	pza	2.00	53.47	106.94
49	PUNTO HIDRAULICO	pto	16.00	301.68	4,826.88
50	PROV.Y COLOC. DUCHA PLASTICA	pza	6.00	230.35	1,382.10
51	PROV.Y COLOC. INODORO TANQUE BAJO+ACCES	pza	6.00	845.60	5,073.60
52	PROV.Y COLOC. LAVAMANOS+GRIFERIA	pza	4.00	1,005.65	4,022.60
53	TOALLERO PARA BAÑO	pza	4.00	63.70	254.80
54	JABONERA PARA BAÑO	pza	4.00	63.70	254.80
55	ILUMINACION FLUORECENTE 2 X 40W	pto	38.00	662.89	25,189.82
56	IE-PUNTO DE TOMA CORRIENTE NORMAL	pto	24.00	328.12	7,874.88
57	IE-TABLERO DE DISTRIB.TPG	pza	2.00	9,609.29	19,218.58
58	PUNTO DE TELEFONO	pto	2.00	382.71	765.42

59	LIMPIEZA Y RETIRO DE ESCOMBROS	glb	1.00	388.61	388.61
Total presupuesto:					1,252,852.31
Son: Un Millón Doscientos Cincuenta y Dos Mil Ochocientos Cincuenta y Dos con 31/100 Bolivianos					

3.5.5. Plan y cronograma de obras

El plan y cronograma de obras se lo hizo utilizando el método de diagrama de barras Gantt, como se lo definió en el marco teórico y para su detallamiento se puede consultar el ANEXO A.5. Con la ayuda del programa Microsoft Project se determinó la duración de la obra que es de 368 días calendario, con fecha de comienzo el lunes 12 de agosto de 2013 y finalización el 15 de agosto de 2014.

4. APORTACIÓN DEL ESTUDIANTE.

4.1.Marco conceptual del aporte

Losa nervada:

— La losa nervada consiste en una combinación monolítica de viguetas regularmente espaciadas, y una losa colocada en la parte superior que actúa en una dirección o en dos direcciones ortogonales. (ACI-8.11.1)

Es decir, en la losa nervada parte del volumen es ocupado por materiales más livianos o espacios vacíos, de forma regular.

Construcción:

Las losas nervadas se construyen en dos formas principales:

1. Losas nervadas construidas con formaletas o Losa nervadas con elementos de relleno permanente.
2. moldes, que se retiran cuando el concreto llega a su resistencia de diseño.

Comportamiento de la losa nervada:

A diferencia de las losas macizas, que son descritas por la ecuación de Lagrange, las losas nervadas están gobernadas por la ecuación general de la flexión de barras, puesto que se las considera como un entramado de vigas.

$$\frac{\partial^2 w}{\partial w^2} = - \frac{M(x)}{E(x) \cdot I(x)}$$

El efecto de confinamiento del hormigón producido por las vigas paralelas y perpendiculares continuas sometidas a flexión también restringe la magnitud de las deflexiones de la losa. Las losas nervadas se comportan como mallas espaciales de barras estructurales que interactúan en los puntos de cruce de los nervios.

Condiciones de borde

Se presenta tres tipos genéricos de condiciones de borde:

Empotramiento: El empotramiento modela la continuidad de la losa en el borde seleccionado, usualmente proporcionada por otra losa continua de dimensiones comparables, proporcionada por un muro extremo integrado a la losa como los que se tienen en los subsuelos de las edificaciones, o proporcionada por una viga de borde de gran rigidez torsional (de gran sección y dimensiones transversales).

Apoyo con rotación: El apoyo con rotación alrededor de un eje se utiliza para modelar la presencia de una viga de borde de dimensiones normales (de peralte mayor al de la losa, pero no una viga de gran peralte ni una viga de gran sección transversal) sin losa continua, o para modelar la presencia de un muro no integrado a la losa (usualmente muros de otro material).

Borde libre: El borde libre modela la inexistencia de una viga de borde de mayor peralte que la losa, la inexistencia de una losa continua y la inexistencia de un muro de hormigón integrado a la losa, que provean apoyo y continuidad.

4.2.Marco teórico

Métodos: El método a utilizar es de los elementos finitos o diferencias finitas, basado en la Teoría de Placas, bajo la hipótesis que el efecto de flexión es dominante sobre las deformaciones de cortante y torsión.

Altura mínima: Las losas en las que las vigas no tienen una rigidez comparativamente importante, el sistema viga – losa tendrá deflexiones importantes, por lo que se requerirá un mayor peralte.

Para este tipo de losas apoyadas sobre vigas en los cuatro bordes, se puede aplicar la siguiente ecuación básica para establecer una altura mínima genérica de la losa.

$$h_{min} = \frac{L_n \cdot (800 + 0.0712F_y)}{36000 + 9000\beta}$$

Donde:

h: peralte o espesor de la losa maciza de inercia equivalente en la losa nervada.

L_n : Claro libre en la dirección larga del panel, medido de cara a cara de las vigas.

Diseño estructural “Templo evangélico”

F_y : esfuerzo de fluencia del acero en Kg/cm^2 .

β : relación de forma del panel = panel largo libre/panel corto libre.

Armadura mínima: en losas nervadas, la cuantía mínima de flexión $\rho_{\min}$ se calculará mediante la siguiente expresión:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{F_y}$$

El armado en las losas nervadas se calculará tomando como ancho de la franja de hormigón el ancho de los nervios.

En la loseta de compresión de las losas nervadas deberá proveerse de acero de refuerzo para resistir la retracción de fraguado y los cambios de temperatura, de un modo similar a las losas macizas de espesor constante.

La diferencia entre las especificaciones para las losas nervadas y para las losas macizas se produce por que los nervios de las losas nervadas se comportan fundamentalmente como una malla espacial de vigas, y la loseta de compresión se comporta como una combinación de placa y membrana.

Armadura máxima: No se proporcionará armadura a la losa más del 75% de la cuantía balanceada, cuando no es sismo resistente.

La armadura para momento flector positiva se calculó con un ancho de compresión de 75cm, correspondiente a la loseta de compresión. La armadura para momento flector negativo se utilizó un ancho efectivo de 12 cm pues la zona comprimida corresponde al ancho del nervio.

Ancho de los nervios

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser d_b , pero no menor de 25mm. (ACI-7.6.1).

El recubrimiento mínimo para losas con barras de acero menores al N° 36 es de 20mm (ACI-7.7.1-c).

El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 100 mm (ACI-8.11.2)

Altura de los nervios

Debe tener una altura no mayor de 3.5 veces su ancho mínimo. (ACI-8.11.2)

Separación de nervios

En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, la separación del refuerzo principal por flexión no debe ser mayor de 3 veces el espesor del muro o de la losa, ni de 450 mm (ACI-7.6.5).

Para losas nervadas el espaciamiento libre entre las nervaduras no debe exceder de 750 mm (ACI-8.11.3).

Espesor de la losa de compresión

El espesor de la losa de concreto sobre aligeramientos permanentes no debe ser menor que 40mm, ni menor que 1/12 de la distancia libre entre viguetas. (ACI-8.11.5.2)

4.3. Aporte del estudiante

Actualmente el uso de losas casetonadas en nuestro medio, es decir en la ciudad de Tarija es una novedad y arquitectónicamente muy embellecedor. Para el tipo de estructura planteada en este proyecto, que funcionaría como un templo evangélico, es aceptable y justificable su uso.

En nuestra ciudad, en la cual existe bastante turismo se cuenta con pocas estructuras que son un ícono para nuestras visitas, y la losa casetonada es una estructura notable cuando tiene los casetones vistos.

Las construcciones que cuentan con una losa casetonada son: El edificio de ECOBOL, ubicado en la calle Virginio Lema esquina Sucre, con casetones vistos de 1.50mx1.50m, sus nervios de 0.15m de ancho y una altura de 0.50m y una capa de compresión de aproximadamente 5cm. Otra es la del colegio SAN BERNARDO, ubicado en la calle Corrado entre Gral. Trigo y Sucre. Los casetones de la losa son de 0.60mx0.60m, nervios de 0.17m y altura de 0.52m, con una capa de compresión de aproximadamente 5cm.

Otra construcción es el EDIFICIO DE CIENCIAS JURIDICAS actualmente en construcción dentro del campus universitario, aunque sus elementos de relleno son perdidos no deja de ser atractivo por la luz libre que se aprovecha. Sus casetones son de

0.68mx0.68m, nervios de 0.12m y altura de 0.35m y por lo visto fue propuesto en un anterior proyecto de Tesis.

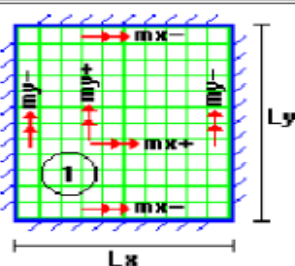
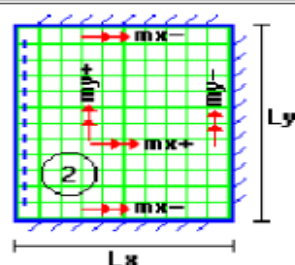
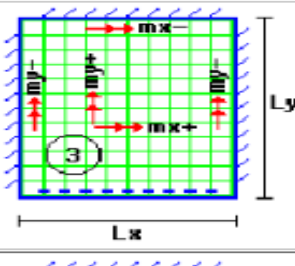
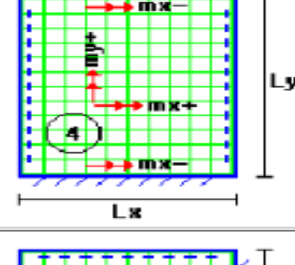
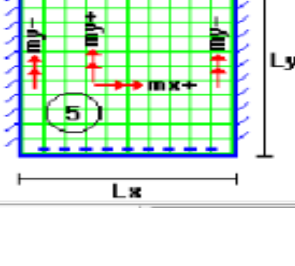
El cálculo manual de las losas casetonadas es bastante complejo, y existen diferentes métodos, uno de ellos es por el método de elementos finitos idealizándolo como mallas espaciales de barras estructurales que interactúan en los puntos de cruce de los nervios. Otro es el de pórticos virtuales. Uno que está siendo usado y es bastante confiable es a través del empleo de tablas.

Mediante los coeficientes adimensionales de las tablas, se puede calcular la deflexión máxima de la losa y los momentos flectores positivos y negativos máximos.

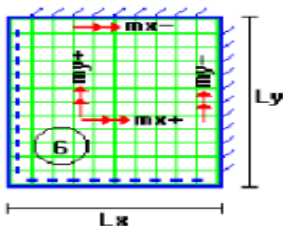
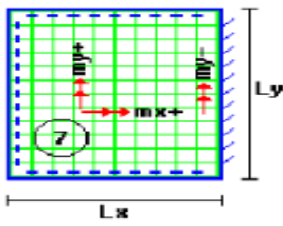
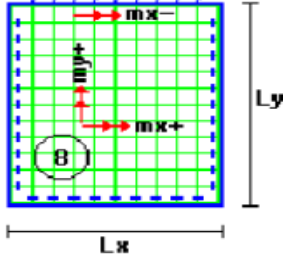
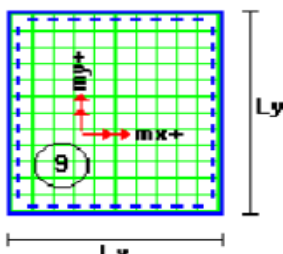
Las tablas son obtenidas a partir de un análisis de losas nervadas con carga unitaria a través del programa SAP2000.

Las tablas constan de 18 modelos estructurales de losas nervadas rectangulares, que a continuación se las puede apreciar.

**TABLAS PARA EL DISEÑO DE LOSAS NERVADAS RECTANGULARES
SUSTENTADAS PERIMETRALMENTE, SOMETIDAS A CARGAS
DISTRIBUIDAS UNIFORMES**

Losa	Fórmula	Coef.	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$D = 0.0001 \, d \, L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 \, q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 \, q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 \, q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 \, q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d m _{y-} m _{y+} m _{x-} m _{x+}	200 564 258 564 258	241 659 319 577 242	281 752 378 574 208	315 830 428 559 157	336 878 459 538 126	339 887 464 520 123
	$D = 0.0001 \, d \, L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 \, q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 \, q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 \, q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 \, q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d m _{y-} m _{y+} m _{x-} m _{x+}	265 597 269 718 354	347 736 362 779 368	443 899 473 819 359	545 1071 590 829 318	635 1222 694 808 239	691 1317 759 773 179
	$D = 0.0001 \, d \, L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 \, q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 \, q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 \, q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 \, q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d m _{y-} m _{y+} m _{x-} m _{x+}	265 718 354 597 269	297 790 401 586 240	322 850 439 568 205	339 888 464 548 185	345 902 473 532 167	339 888 464 520 177
	$D = 0.0001 \, d \, L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 \, q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 \, q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 \, q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d m _{y+} m _{x-} m _{x+}	323 231 853 440	456 340 985 498	644 496 1119 547	894 705 1232 566	1191 952 1288 525	1479 1191 1268 400
	$D = 0.0001 \, d \, L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 \, q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 \, q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 \, q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d m _{y-} m _{y+} m _{x+}	323 853 440 231	340 891 465 199	351 914 481 183	354 921 485 174	348 909 477 165	335 878 458 178

Diseño estructural “Templo evangélico”

Losa	Fórmula	Coef.	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$D = 0.0001 \, d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 \, q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 \, q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 \, q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 \, q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d m _{y-} m _{y+} m _{x-} m _{x+}	406	489	572	644	693	712
	$D = 0.0001 \, d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 \, q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 \, q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 \, q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d m _{y-} m _{y+} m _{x+}	569	630	681	715	729	718
	$D = 0.0001 \, d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 \, q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 \, q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 \, q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d m _{y+} m _{x-} m _{x+}	569	754	979	1230	1469	1644
	$D = 0.0001 \, d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 \, q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 \, q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	d m _{y+} m _{x+}	969	1170	1371	1550	1684	1749

Simbología:

d: valor adimensional para determinar la deflexión máxima en la losa

D: deflexión máxima en la losa

Lx: longitud más corta de la losa rectangular

Ly: longitud más larga de la losa rectangular

E: módulo de elasticidad del hormigón

h: espesor de la losa maciza

q: carga uniformemente distribuida por unidad de superficie de losa

m_{y-}: valor adimensional para calcular momento flector negativo máximo alrededor del eje y

m_{y+} : valor adimensional para calcular momento flector positivo máximo de tramo alrededor del eje y

m_{x-} : valor adimensional para calcular momento flector negativo máximo alrededor del eje x

m_{x+} : valor adimensional para calcular momento flector positivo máximo de tramo alrededor del eje x

M_{y-} : momento flector negativo máximo alrededor del eje y , por metro de ancho de losa

M_{y+} : momento flector positivo máximo alrededor del eje y , por metro de ancho de losa

M_{x-} : momento flector negativo máximo alrededor del eje x , por metro de ancho de losa

M_{x+} : momento flector positivo máximo alrededor del eje x , por metro de ancho de losa

4.4. Guía para su utilización.

Para el uso de las tablas es importante que:

1. Se defina las condiciones de borde: Empotrada, continua o libre.
2. Clasificar la losa de acuerdo a los 18 modelos diferentes de losas que aparecen en la tabla, a través de una relación lado corto/ lado largo.
3. De acuerdo al modelo, obtener los coeficientes adimensionales de la deflexión máxima y de los momentos máximos positivos y/o negativos.
4. Mediante los coeficientes adimensionales de las tablas, se pueden calcular la deflexión máxima de la losa y los momentos flectores positivos y/o negativos máximos por ancho de losa utilizando las fórmulas correspondientes, propuestas en las tablas.
5. El cálculo continúa como una viga de ancho 1m para la tracción y de ancho igual al de los nervios para la compresión.

CONCLUSIONES.-

- Los valores obtenidos a partir del cálculo estructural manual no difieren de manera significativa al diseño estructural realizado con el programa Cypecad en los elementos de verificación. Los cuales oscilan entre el 3% al 7% de los elementos calculados manualmente y los obtenidos por el programa.
- El diseño estructural elaborado por el programa Cypecad da mayor armadura en algunos elementos en relación al cálculo manual, por lo que se tuvo que hacer un ajuste de las armaduras hacia el lado de la seguridad de la estructura.
- Los esfuerzos calculados por Cypecad son confiables ya que el programa trabaja con las ecuaciones de equilibrio de la estática y el método matricial.
- Los esfuerzos calculados por el programa son mayores en relación a los obtenidos a través del cálculo manual, los cuales fueron realizados con la ayuda del paquete Excel y métodos de cálculo tales como el método de Cross y elementos finitos.
- Las fundaciones son bastantes solicitadas por la amplia luz de la losa casetonada, llegando hasta dimensiones de 2.35m x 2.35m en la parte central de la estructura.
- Por no tener columnas intermedias la estructura trata de abrirse hacia los costados. Por lo cual fue necesario plantear columnas circulares en la parte lateral central como solución y plantear un encadenado en la parte de fundaciones. Aquellas son de diámetro 0.55m
- La norma ACI318_05 utilizada para el diseño de este proyecto es más conservativa respecto a la norma boliviana CBH-87 y considera más aspectos y elementos de diseño. Y es en la norma americana donde se puede conseguir criterios para el diseño de losas casetonadas.
- El análisis estructural del templo evangélico de la iglesia “Hay vida en Jesús” permitió la recapitulación del cálculo de cada elemento estructural de forma manual como así también la aplicación del programa Cypecad para agilizar los cálculos.
- Se pudo verificar el cálculo y el uso de tablas para la determinación de las solicitaciones en la losa casetonada, obtenidas a partir del programa SAP2000.

- Las tablas con valores adimensionales permiten el diseño ágil de losas con vigas descolgadas en su perímetro
- El empleo de tablas para el diseño de losas disminuye el grado de complejidad en el análisis y diseño de la estructura global.
- El análisis de carga se hizo aplicando la norma ACI318_05 tomando en cuenta la zona de emplazamiento del proyecto que es la ciudad de Tarija.
- Lamentablemente en nuestro país no contamos con una norma actualizada ya que la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 no ha sufrido cambio alguno desde 1987, aun así sin importar la norma los resultados son parecidos ya que los parámetros de entrada son los mismos.

RECOMENDACIONES

- Ser cuidadoso en la introducción de datos y comprobación de los resultados en el paquete estructural del programa Cypecad para la obtención de resultados confiables.
- El programa Cypecad trabaja con parámetros pre-establecidos, tales como calculo con sismo, viento que es menester verificar si es o no necesario su uso.
- El paquete estructural del programa Cypecad ofrece muchas alternativas que deben ser evaluadas con las normas vigentes en nuestro país y en la zona de emplazamiento del proyecto.
- Se recomienda usar las dimensiones de las zapatas propuestas en los planos estructurales ya que estas difieren de las dimensiones propuestas en los planos arquitectónicos. Todas las modificaciones fueron hechas bajo la supervisión y aprobación de la entidad beneficiaria.
- Utilizar personal técnico especializado para el encofrado, armado y vaciado de la cubierta de losa casetonada.
- Verificar la resistencia requerida en diseño y utilizar agregados de buena calidad con los tamaños indicados en las especificaciones.
- Ya que el presente proyecto fue elaborado bajo la aplicación de la Norma ACI318_05 la nomenclatura está hecha de acuerdo a la norma, pero en nuestro medio se utiliza otra nomenclatura por lo cual se recomienda usar las conversiones pertinentes.
- Para el drenaje pluvial se recomienda la construcción de la cubierta de losa con una pendiente del 3%, donde las aguas drenarán desde el centro hacia la parte frontal y hacia el fondo de la iglesia, tal como se indica en los planos. Para ello se utilizará tubos de PVC de diámetro D=2" colocados en la parte frontal y en el fondo del predio cada 1 metro.