

CAPÍTULO I

1. ANTECEDENTES.

1.1. EL PROBLEMA.

En estos últimos años la provincia Méndez ha tenido un crecimiento acelerado de población y por ende la comunidad de Coimata y su entorno, incrementándose el número de niños y jóvenes que habitan en estas zonas.

Como consecuencia del crecimiento poblacional gran número de estudiantes de esta zona se sienten desmotivados en su formación académica de primaria a secundaria. A no contar con ambientes donde puedan realizar su formación académica, los jóvenes se dedican a otras actividades del lugar.

1.1.1. Planteamiento.

De acuerdo a las estadísticas realizadas se puede observar que, la zona cuenta con un crecimiento poblacional del 2.4 % y que actualmente la unidad educativa “Juan Misael Saracho” cuenta con 110 estudiantes. Se puede mencionar que el 60% de los estudiantes de la zona no continúan con sus estudios luego de haber concluido el nivel primario, la principal razón es la de no contar con los recursos necesarios para ir a estudiar a otros colegios más alejados. El 40% restante opta y cuenta con los recursos económicos para estudiar en otro colegio que sea a nivel secundario.

Esto provoca que de cada 100 alumnos, solo culminarán sus estudios a nivel secundario 40 alumnos.

Las principales causas que originan este abandono son:

- Carencia de estructura para el nivel secundario.
- Falta recursos económicos para asistir a otros centros educativos.
- Distancias largas que recorren los estudiantes para continuar con sus estudios a nivel secundario.
- Cuando se construyó la unidad educativa no existía una cantidad considerable de alumnos como para construir un colegio de nivel secundario.

De mantenerse la situación actual, se incrementará el número de personas que se quedan sin culminar sus estudios a nivel secundario y por lo tanto no pueden seguir

con estudios superiores, de manera que es mayor el número de personas que habitan por la zona que solo se dedicarán a las actividades del lugar o emigrarán a otros lugares en busca de mejor calidad de vida.

Como consecuencia, habrá una cantidad de personas que no contarán con profesiones académicas, y el número de profesionales del lugar será menor; por lo que se vio necesario plantear como solución:

Diseño y construcción de una estructura a nivel secundario en la comunidad.

1.1.2. Formulación.

Con el diseño estructural y la construcción del nuevo colegio a nivel secundario, la población estudiantil podrá culminar sus estudios y no tendrán que abandonar los estudios o asistir a otros establecimientos educativos. De esta manera se pretende satisfacer una necesidad social y los pobladores de la zona pueden aspirar a nuevos horizontes.

De acuerdo con la solución planteada es posible realizar el diseño estructural y construcción del nuevo colegio, ya que se cuenta con espacio disponible en la unidad educativa de la comunidad para tal efecto.

1.1.3. Sistematización.

De la alternativa definida “Diseño estructural nuevo colegio nivel secundario unidad educativa Juan Misael Saracho”, de acuerdo a los planos arquitectónicos aprobados, se considera una estructura con:

- Cubierta de Losa alivianada con viguetas pretensadas y bloque de cerámica
- Estructura aporricada de H°A°.
- Separación de niveles de Losa alivianada con viguetas pretensadas
- Zapatas de H°A°

1.2. OBJETIVOS.

La propuesta de proyecto de ingeniería civil tiene los siguientes objetivos:

1.2.1. Objetivo General.

Diseñar la estructura del nuevo colegio nivel secundario “Juan Misael Saracho MODULO I” (Comunidad de Coimata), aplicando el software CYPECAD para el diseño estructural.

1.2.2. Objetivos Específicos.

Entre los objetivos específicos se plantean los siguientes:

- Realizar el estudio topográfico para obtener la planimetría y altimetría del lugar de emplazamiento del proyecto.
- Realizar el estudio de suelos mediante ensayos de laboratorio, y conocer la resistencia admisible del suelo, para lograr el diseño óptimo de la estructura de fundación y sustentación de la estructura.
- Realizar el cálculo estructural del proyecto conforme a los parámetros y criterios de la norma boliviana CBH 87 en cuanto se refiere al H°A°.
- Realizar un análisis de diseño estructural con estructura de cubierta con losa aliviana con viguetas pretensadas y bloque de cerámica, estructura aporricada de H°A° y zapatas de H°A°, separación de niveles con losa alivianada.

1.3. JUSTIFICACIÓN.

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

1.3.1. Académica.

Profundizar y poner en práctica todos los criterios de diseño y conocimientos científicos adquiridos en todos estos años de estudio universitario acerca del diseño de estructuras como ser; losas alivianadas, estructuras alivianadas, fundaciones, tipos de carga, etc, para que de esta manera pueda llevar a cabo el proyecto con éxito.

1.3.2. Técnica.

Validar el programa computarizado CYPECAD para el cálculo estructural de la infraestructura, mediante su utilización y comprobación de los resultados.

1.3.3. Social – Institucional.

Contribuir con la sociedad, en especial con los niños y jóvenes de las comunidades que se encuentran alejadas de la ciudad de Tarija, en la solución adecuada a la impotencia de los estudiantes que no pueden continuar estudiando por falta de ambientes para el nivel secundario, mediante una alternativa de diseño estructural a nivel secundario en la comunidad de Coimata, lo cual evitará que los estudiantes se retiren de su formación académica o se trasladen a otros colegios más alejados, de manera que afecte la calidad de vida y económica de la sociedad.

1.4. ALCANCE DEL PROYECTO.

Teniendo clara la idea de qué es lo que se pretende realizar, es de vital importancia, definir el alcance y las limitaciones que tendrá nuestro estudio, para así poder encarar satisfactoriamente las actividades propuestas.

Como alcance primordial se destaca el diseño estructural de todos los elementos de sustentación, así también como de la cubierta de la estructura de la nueva unidad educativa, plasmando el diseño en planos estructurales para su posterior utilización.

1.4.1. Alternativa Estructural Seleccionada.

- El tipo de estructura será a porticada con elementos estructurales de H°A° ya que se trata de una estructura de dos niveles, con terraza adicional y que tendrá cargas considerables por lo cual no se hace implemento de muros portantes aunque su costo sea menor al de estructuras a porticadas.
- La estructura de separación de niveles será losa alivianada con viguetas pretensadas ya que es más viable económicamente que una losa maciza o losa llena de H°A°.
- La cubierta de la estructura será de losa aliviana con viguetas pretensadas y piso de cerámica, es la más viable desde el punto de vista arquitectónico, ya que al no optar por esta alternativa se afectara la parte estética del diseño.
- El tipo de sustentación de la estructura o tipo de fundaciones será con zapatas.

En consecuencia se estableció que la alternativa viable es el diseño estructural a nivel secundario en la comunidad de Coimata Unidad Educativa “Juan Misael Saracho”,

MODULO I y se la realizará de la siguiente forma: con estructura aporticada con separación entre niveles de losa aliviana y viguetas pretensadas, cubierta de losa alivianada con bloque cerámico y zapatas de H°A°.

1.4.2. Resultados a Lograr.

En el desarrollo de la propuesta diseño estructural de una estructura a “nivel secundario” en la unidad educativa “Juan Misael Saracho” en la comunidad de Coimata, que se ejecutará en la asignatura CIV 502, se plantean los siguientes resultados:

- Recopilación y procesamiento de la información técnica disponible en el municipio de San Lorenzo, y la comunidad de Coimata.
- Estudio de suelos para la determinación de la capacidad portante, nivel freático, clasificación, etc.
- Calculo estructural de todos los elementos estructurales como ser; diseño de losas alivianas, diseño de vigas de H°A°, diseño de columnas de H°A°, diseño de zapatas de H°A°.
- Plano de detalles para la construcción del colegio.
- Especificaciones técnicas para la ejecución del proyecto.
- Definir los elementos de apoyo administrativos de alternativa planteada seleccionada para el desarrollo de la propuesta.
- Establecer el presupuesto que conlleva el desarrollo del proyecto.
- Desarrollar con responsabilidad el proyecto de ingeniería civil.

1.4.3. Aporte Académico del Estudiante.

Diseño manual del método para el cálculo de losas casetonadas, mediante el análisis de diseño como vigas en T o vigas rectangulares. Y la creación de una planilla “EXEL” para el método de cálculo.

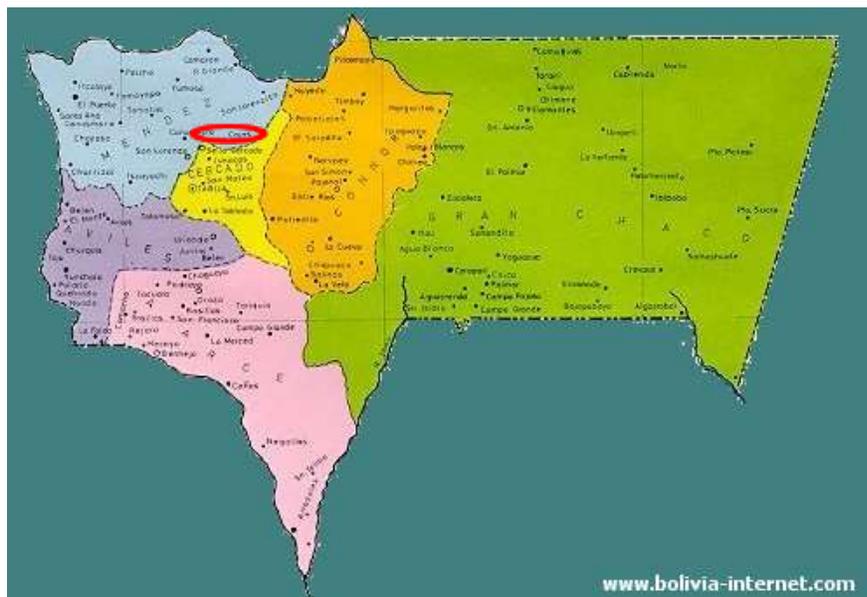
1.4.4. Restricciones.

En el diseño del colegio no se realizara el cálculo de conexiones e instalaciones eléctricas, de agua potable, sanitarias, y de gas. Solo será el diseño estructural del colegio.

1.5. LOCALIZACIÓN.

El presente proyecto “Diseño Estructural del Nuevo Colegio, Unidad Educativa Juan Misael Saracho”, queda localizado en la comunidad de Coimata provincia Méndez del departamento de Tarija, el lugar de emplazamiento está ubicado a unos 20 km aproximadamente de la ciudad de Tarija, en la parte noroeste del departamento entre las coordenadas geográficas $21^{\circ}29'$ de latitud sur y $64^{\circ}47'$ de longitud oeste y Altura 2025 m.s.n.m.

Figura N°1: Ubicación Geográfica



Fuente: www.bolivia-internet.com

Figura N°2: Fotografía Satelital del Área de Proyecto



Fuente: Google Earth

1.5.1. Disponibilidad de servicios.

El lugar de emplazamiento cuenta con los siguientes servicios públicos como son: agua potable administrada por la comunidad, energía eléctrica administrada por SETAR (Servicios Eléctricos de Tarija).

CAPITULO II

2. MARCO TEÓRICO.

En este capítulo se presenta el respaldo de la ingeniería del proyecto estableciendo normativas y metodología para el diseño estructural del proyecto.

Para el logro del objetivo general de la propuesta “**Diseño Estructural del Nuevo Colegio Nivel Secundario Juan Misael Saracho**” se debe tener el conocimiento científico de los elementos que intervienen en el diseño estructural, que son los siguientes:

2.1. DISEÑO ARQUITECTÓNICO.

El diseño arquitectónico se realiza considerando: la morfología, funcionalidad, estética; siendo plena responsabilidad del arquitecto.

El diseño arquitectónico presenta soluciones técnicas, constructivas, para los proyectos de arquitectura. Entre los elementos a tener en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno físico, la construcción, etc.

En la actualidad, el diseño arquitectónico debe satisfacer las necesidades de espacios habitables para el ser humano, en lo estético y lo tecnológico. El diseño arquitectónico presenta soluciones técnicas y constructivas para los proyectos de arquitectura. Algunos de los aspectos que se tienen en cuenta para el diseño arquitectónico son la creatividad, la organización, el entorno físico, la funcionalidad, la construcción y viabilidad financiera.

El diseño arquitectónico debe ser apropiado, emplear la tecnología en los sistemas estructurales, buscar la eficiencia y la productividad, permitir la accesibilidad a todos los segmentos sociales.

2.2. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.

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

Los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra, de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre.

En un levantamiento topográfico se toman los datos necesarios para la representación gráfica o elaboración del mapa del área en estudio.

La combinación de equipos informáticos e instrumentos topográficos junto con el desarrollo de avanzados programas de cálculos topográficos y el modelado digital han hecho de que sea posible hoy en día la utilización generalizada de instrumentos topográficos de avanzada tecnología.

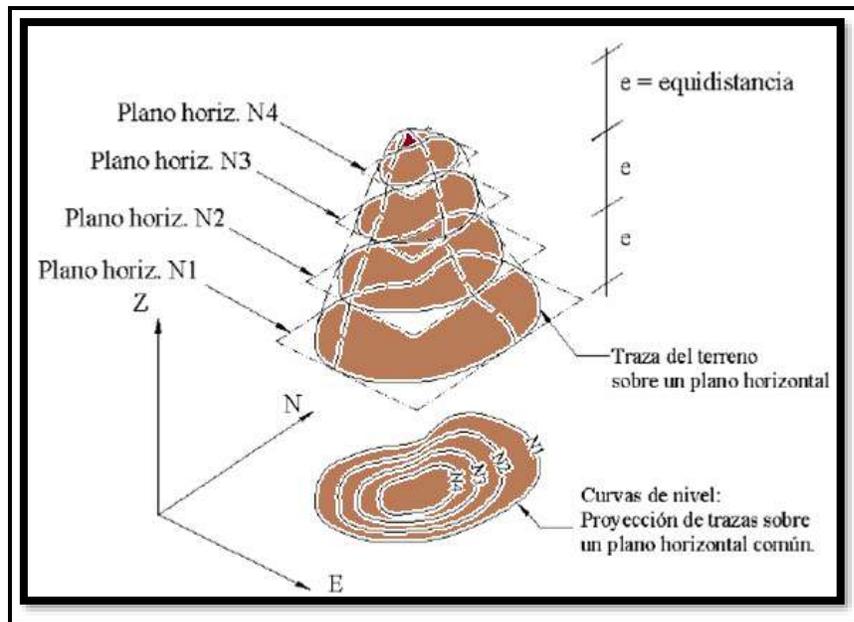
2.2.1. Curvas de Nivel.

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

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

Si una superficie de terreno es cortada o interceptada por diferentes planos horizontales, a diferentes elevaciones equidistantes entre sí, se obtendrá igual número de curvas de nivel, las cuales al ser proyectadas y superpuestas sobre un plano común, representarán el relieve del terreno. El concepto de curvas de nivel se ilustra en la figura 3.

Figura N° 3 Curvas de Nivel



Fuente: página de internet ([www.7_levantamientos_topográficos – planimetría.htm](http://www.7_levantamientos_topográficos_planimetría.htm))

Para el cálculo de volúmenes, diversos factores tales como las irregularidades del terreno natural, dificultad en determinar exactamente la configuración de las secciones transversales a lo largo del eje de cálculo, justifican la utilización de la fórmula aproximada de las áreas medias que es la siguiente:

$$V = \frac{1}{2}(A_1 + A_2) * d$$

En donde:

V = Volumen entre ambas secciones en m³.

A₁, A₂ = Área de las secciones distanciadas de “d” en m².

d = Distancia entre secciones en m.

La anterior fórmula permitirá determinar los volúmenes de corte y relleno del lugar a fin de establecer si se compensan ambos volúmenes o si existe un excedente de volumen a remover o todo lo contrario.

2.2.2. Levantamiento con Estación Total.

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

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

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

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

2.3. ESTUDIO DE SUELOS.

El estudio de suelos en el lugar de emplazamiento es muy importante e imprescindible ya que en base a ello y a la magnitud de la obra se determinará el tipo de cimentaciones que se implementarán en el diseño de la estructura.

De aquí la importancia de una correcta evaluación de las condiciones del subsuelo y una forma eficaz de hacerlo es mediante el ensayo de SPT. Este ensayo consiste en un equipo de exploración de terreno mediante la penetración, por el impacto de un martillo al caer, de una sarta extensible de barras de perforación conectada a una punta de hinca. Este equipo tiene preferencia de uso, cuando se encuentran suelos finos, es decir limos y arcillas, no se lo recomienda para suelos granulares.

Para la realización del estudio de suelos, se procedió a la excavación de 3 pozos en el lugar de emplazamiento del colegio. Una vez excavados los pozos se programó una visita a la zona con el encargado del laboratorio, para poder determinar qué tipo de ensayos se realizarán para conocer la resistencia del suelo.

En la visita técnica se observó que en los pozos excavados existe roca, y pequeñas cantidades de material aluvial. Por esta razón se optó por extraer muestras de suelo para

realizar una clasificación en laboratorio, de esta manera mediante ábacos, tablas, y fórmulas semi-empíricas conocer la resistencia del suelo.

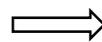
El procedimiento se lo realizara como sigue:

- Se verifica las características del estrato, es decir qué tipo de suelo se tiene en los pozos excavados, para así poder seleccionar el equipo que se utilizara y tipo de ensayo a realizar.
- Por las características del suelo se optó por realizar el ensayo de granulometría para realizar la clasificación y de esta manera conocer el esfuerzo admisible del suelo. Por la presencia de roca y material aluvial no se puede realizar los ensayos de SPT y Cono Holandés.
- Se extrae de aproximadamente 15 kg de muestra de suelo de cada pozo y se traslada al laboratorio, para poder hacer la granulometría y posteriormente la clasificación del suelo.
- Una vez realizada la granulometría del suelo se procede a clasificar el mismo en la norma AASTHO y SUCS
- Para conocer el esfuerzo admisible del suelo, se trabajó con valores extremos, aplicando factores de seguridad y fórmulas semi-empíricas.

La resistencia del suelo se calcula con la siguiente expresión:

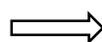
$$\tau_{adm} = tg^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\phi = 26,81 + 0,3005 \tau_{adm}$$



$$5 \leq N \leq 40$$

$$\phi = 16,3 \tau_{adm}^{0,235}$$



$$40 \leq N \leq 50$$

Ø: Es el ángulo de rozamiento aproximado entre el suelo y el equipo.

NOTA: Se tomará un valor de 4 kg/cm² de capacidad de carga de esfuerzo admisible, que mediante tabla es un valor para roca fragmentada y aluvial. A este valor se lo afectará por un factor de seguridad de FS = 15 %

Tabla 1: Cap. Carga Admisible de las Rocas

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DE LAS ROCAS	
Roca fragmentada y aluvial	4 Kg/cm ²
Roca suave	8 Kg/cm ²
Roca medianamente dura	40 Kg/cm ²
Roca dura y sana	60 Kg/cm ²
Micas	40 Kg/cm ²
Basalto, granito, diorita	40 y a 100 Kg/cm ²
Geneis	100 Kg/cm ²
Lutitas y pizarras	8 a 10 Kg/cm ²
Calizas	10 a 20 Kg/cm ²
Mármol	10 a 20 Kg/cm ²

Fuente: Laboratorio U.A.J.M.S

Tabla 2: Clasificación de Suelos por el Método AASHTO

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

Fuente: Texto “Juárez Badillo”

2.4. IDEALIZACIÓN ESTRUCTURAL.

La idealización de la estructura se analizará en base al código boliviano del hormigón “CBH-87”.

Teniendo en cuenta los tres factores responsables para la idealización estructural los cuales son topografía del lugar, estudio del suelo de fundación y la arquitectura del proyecto se puede realizar un análisis minucioso de las estructuras que el proyecto como sigue a continuación.

2.4.1. Estructura de Sustentación de Cubierta.

La durabilidad y el comportamiento adecuado de un edificio dependen en gran medida de las características de la cubierta. Por otro lado, el techo o cubierta es la parte del edificio que mayores dificultades presenta en cuanto a su diseño y construcción. Además de soportar su peso propio, el del cielo raso y los materiales de recubrimiento, así como las cargas permanentes y accidentales que pudieran presentarse, las cubiertas deben proteger los espacios interiores contra la intemperie, en especial contra la lluvia. Debe considerarse también el aislamiento térmico. La apariencia es sin duda otro aspecto fundamental.

La elección del tipo de cubierta es una de las decisiones de mayor importancia en el diseño de un edificio. Influye en ella la forma de la planta del edificio y la distribución de los espacios interiores, los materiales disponibles, las condiciones climatológicas, el efecto visual deseado, y, por último las restricciones económicas que se deban respetar. Son dos los aspectos esenciales a considerar en el diseño de un techo: el sistema estructural necesario para soportar las cargas permanentes, y accidentales que puedan actuar, y el recubrimiento requerido para proteger el edificio contra la intemperie.

La idealización estructural de la cubierta está ligada a la geometría donde estará dispuesta y sobre todo a la arquitectura.

2.4.1.1. Losa Alivianada con Viguetas Pretensadas.

Permite lograr una gran reducción en material y mano de obra a emplearse en la edificación, por la versatilidad del sistema constructivo y la rigidez de la prefabricación en viguetas de hormigones de alta resistencia con cable como alma estructural, es sin duda el método más factible para realizar losas.

Con luces permisibles de hasta 7.20 metros, la vigueta pretensada se apoya simplemente sobre las vigas de construcción, albergando piezas de poli estireno expandido para lograr que las losas sean más livianas.

Existen diversos tipos de viguetas pretensadas, las cuales trabajan a diferentes resistencias de carga. Al adquirirlas se deberá tener conocimiento sobre la garantía, y las características técnicas de montaje y resistencia, a fin de lograr una estructura que no presente desperfectos causados por un agente externo (prefabricación).

Sin duda el sistema de losa alivianada, requiere de una gran cantidad de material para realizar el encofrado, ya que toda la parte baja de la losa debe estar revestida de madera apuntalada a fin de no tener pérdidas de hormigón a la hora del vaciado de la carpeta de compresión.

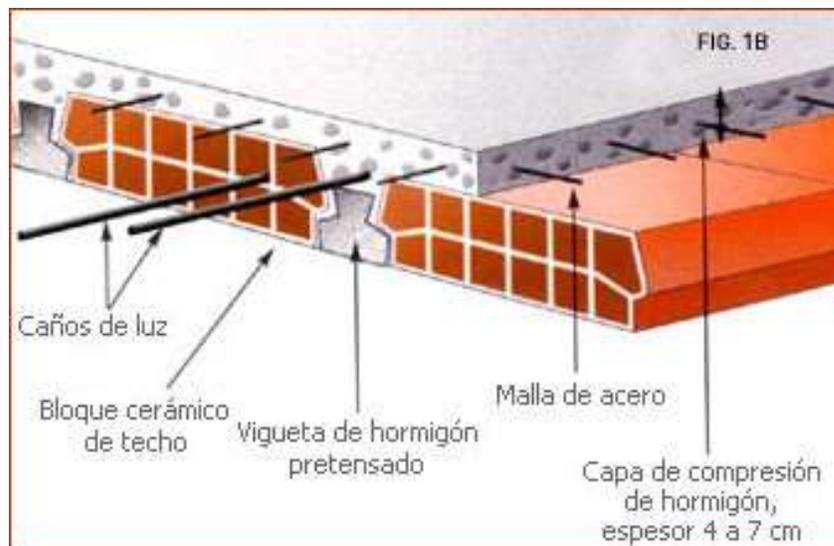


Figura 4: Losa con Viguetas Pretensadas

Como se puede observar en la siguiente figura la arquitectura define el tipo de cubierta.

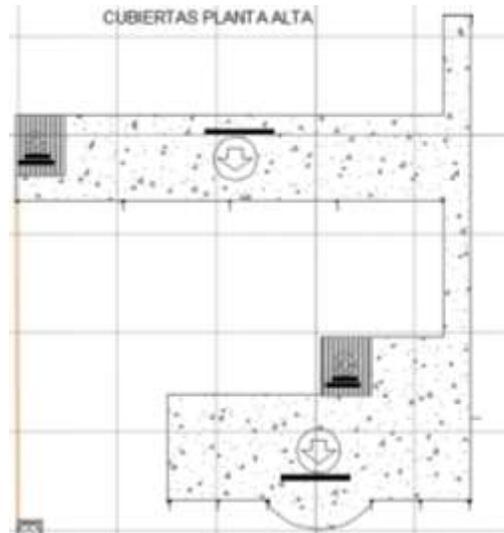


Figura 5: Vista en planta de la Cubierta

2.4.1.2. Losa Casetonada.

Las losas casetonadas son aquellas losas formadas por un reticulado de vigas las cuales se vinculan por medio de losas. Es la que se realiza colocando en los intermedios de los nervios estructurales, bloques, ladrillos, casetones de madera o metálicos (cajones) o tecnopor o poliestileno expandido con el fin de reducir el peso de la estructura, y el acero en barras concentrado en puntos llamados nervios.

Estas losas son más eficientes que las losas macizas ya que permiten tener espesores mayores sin aumentar el volumen de concreto con respecto a una losa maciza. Podríamos decir que, ante una carga normal de vivienda u oficinas, las losas macizas son eficientes para luces pequeñas, las aligeradas en una dirección son económicas en luces intermedias, 3 a 6m, y las aligeradas en dos direcciones resultan ser más económicas para luces grandes. La ventaja principal de este tipo de construcciones es, además de lo ya mencionado, el ahorro de un importante volumen de materiales (hormigón y acero) y por consiguiente una drástica reducción del peso muerto de la estructura y su costo.

Implícitamente, al mencionar estas ventajas se pueden inferir la posibilidad de que existan un menor número de columnas por planta, con lo cual se logran mayores superficies útiles y más libertad arquitectónica.

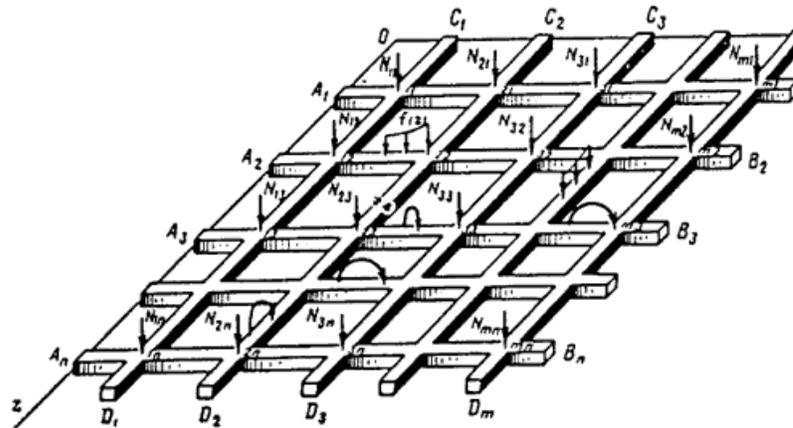


Figura 6: Losa Casetonada

Componentes de una losa casonada.- Los componentes típicos de una losa y la nomenclatura utilizada, son mostrados a continuación.

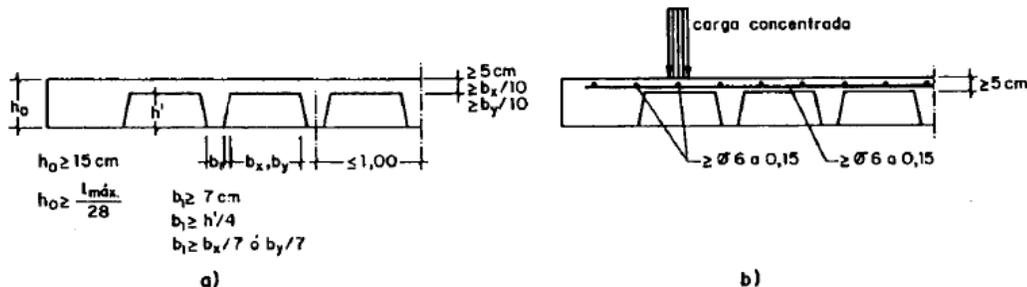


Figura 7: Espesores Mínimos

Para modelar las losas nervadas se ha empleado el Análisis Matricial de Estructuras tradicional, para estructuras conformadas por barras rectas espaciales bajo la hipótesis de que el efecto de flexión es dominante sobre las deformaciones de cortante y torsión. Las tablas para losas nervadas constituyen una novedad importante con respecto a otras publicaciones similares. Las deformaciones y los momentos flectores que se obtienen en el modelo de losas nervadas son generalmente mayores que los valores obtenidos

en losas macizas, debido a que los momentos torsores en las placas se transforman en momentos flectores en los nervios.

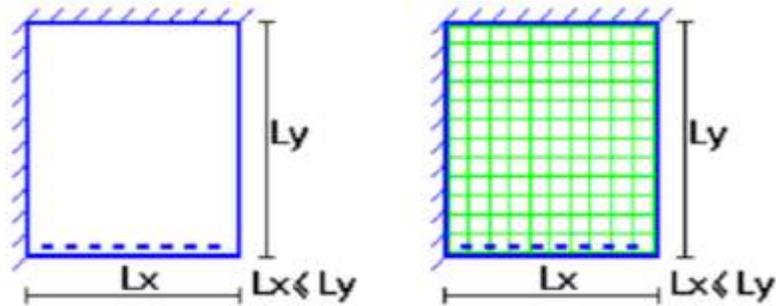


Figura 8: Representación gráfica de Losas

En las tablas publicadas a continuación se presentan tres tipos genéricos de condiciones de borde:

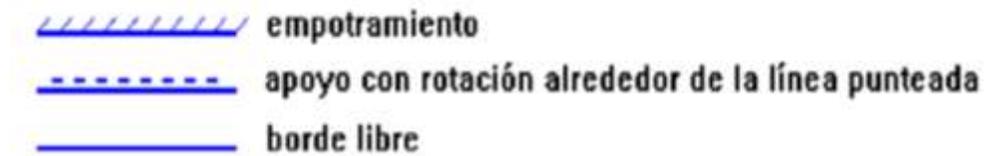


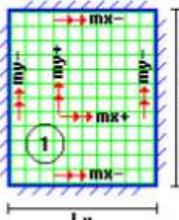
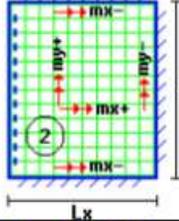
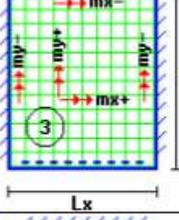
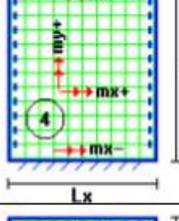
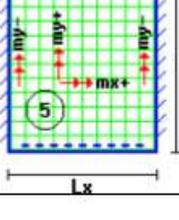
Figura 9: Simbología para condiciones de apoyo de bordes de Losa

El empotramiento.- Se emplea para modelar la continuidad de la losa en el borde seleccionado, usualmente proporcionada por otra losa contigua 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).

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 contigua, o para modelar la presencia de un muro no integrado a la losa (usualmente muros de otro material).

El borde libre.- Modela la inexistencia de una viga de borde de mayor peralte que la losa, la inexistencia de una losa contigua, y la inexistencia de un muro de hormigón integrado a la losa, que provean apoyo y continuidad.

Tabla 3: Coeficientes 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
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ 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
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ 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
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ 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
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} 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
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} 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

Fuente: Texto Marcelo Romo Proaño (Temas de H°A°)

Dónde:

δ : valor adimensional para determinar la deflexión máxima en la losa.

k : división entre la distancia entre nervios y el ancho de los nervios (b / b_0).

Δ : deflexión máxima en la losa.

L_x : longitud más corta de la losa rectangular.

L_y : longitud más larga de la losa rectangular.

E : módulo de elasticidad del hormigón.

h : Espesor de la losa maciza equivalente en inercia a la losa nervada.

q : Carga uniformemente distribuida por unidad de superficie de losa.

$my-$: Valor adim. Para calcular M. flector negativo máx. Alrededor del eje y.

$myb-$: Valor adim. Para calcular M. flector negativo máx. De borde libre en el eje y.

$my+$: Valor adim. Para calcular M. flector positivo máx. De tramo en el eje y.

$myb+$: Valor adim. Para calcular M. flector positivo máx. De borde libre en el eje y.

$mx-$: Valor adim. Para calcular M. flector negativo máx. En el eje x.

$mxb-$: Valor adim. Para calcular M. flector negativo máx. De borde libre en el eje x.

$mx+$: Valor adim. Para calcular M. flector positivo máximo de tramo en el eje x.

$mxb+$: Valor adim. Para calcular M. flector positivo máx. de borde libre en el eje x.

$My-$: M. flector negativo máx. Alrededor del eje y, p/m de ancho de losa.

$Myb-$: M. flector negativo máx. De borde libre alrededor del eje y, p/m de ancho de losa.

$My+$: M. flector positivo máx. Alrededor del eje y, p/m de ancho de losa.

$Myb+$: M. flector positivo máx. De borde libre alrededor del eje y, p/m de ancho de losa.

$Mx-$: M. flector negativo máx. Alrededor del eje x, p/m de ancho de losa.

$Mxb-$: M flector negativo máx. De borde libre alrededor del eje x, p/m de ancho de losa.

$Mx+$: M flector positivo máx. Alrededor del eje x, p/m de ancho de losa.

Mxb : M flector positivo máx. De borde libre alrededor del eje x, p/m de ancho de losa.

2.4.2. Estructura de Sustentación de la Edificación.

La estructura a porticada de hormigón armado se diseñará y analizará en base al código boliviano del hormigón “**CBH-87**”.

La estructura de sustentación de la edificación está constituida por varios pórticos

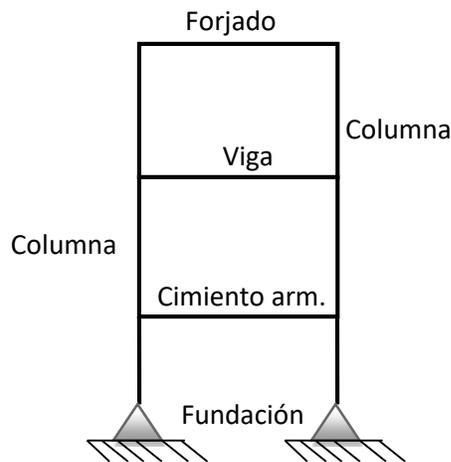


Figura 10: Estructura Idealizada

2.4.2.1. Pórticos.

La estructura de sustentación de la edificación está constituida por varios pórticos los cuales están constituidos por columnas de sección rectangular y vigas de sección rectangular, ambas de H°A° como también losas de forjados reticulares y por losas de viguetas pretensadas.

Se dispuso de sobre cimiento armado para evitar el pandeo en las columnas de la planta baja dada su longitud.

Adherencia entre el hormigón y el acero.

La adherencia entre el hormigón-acero es el fenómeno básico sobre el que descansa el funcionamiento del hormigón armado como material estructural. Si no existiese adherencia, las barras serían incapaces de tomar el menor esfuerzo de tracción, ya que el acero se deslizaría sin encontrar resistencia en toda su longitud y no acompañaría al hormigón en sus deformaciones, lo que causaría una rotura brusca.

La norma boliviana de hormigón armado dice “la adherencia permite la transmisión de esfuerzos tangenciales entre el hormigón y armadura, a lo largo de toda la longitud de

ésta y también asegura el anclaje de la armadura en los dispositivos de anclaje de sus extremos”.

La adherencia cumple fundamentalmente dos objetivos: la de asegurar el anclaje de las barras y la de transmitir las tensiones tangenciales periféricas que aparecen en la armadura principal como consecuencia de las variaciones de su tensión longitudinal.

Resistencia a compresión.

Es la característica fundamental del hormigón y de hecho la mayoría de sus cualidades crece paralelamente a la resistencia y se miden y controlan a través de ella.

La resistencia característica del hormigón es un resultado de un control estadístico realizado con probetas de ensayo cuyo resultado sigue una curva de distribución de frecuencias (curva de Gauss); éste es un valor con un 95 % de probabilidad que ocurra. Se emplea como probeta normalizada la cilíndrica de 15 cm. de diámetro y 30 cm. de altura, curada a una humedad relativa no inferior al 95% y a 20 ± 2 °C y rota en estado húmedo a los 28 días de edad.

Se adopta como resistencia característica del hormigón a compresión (f_{ck}), a la resistencia que alcanza el hormigón a los 28 días. Una manera de determinar la resistencia a compresión a j días, es mediante la siguiente tabla:

Tabla 4: Coeficientes de conversión de la resistencia a la compresión
Respecto a probetas del mismo tipo a diferentes edades

Edad del hormigón (días)	3	7	28	90	360
Cemento Portland común	0,4	0,65	1	1,2	1,35
Cemento Portland de alta resistencia	0,55	0,75	1	1,15	1,2

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

La resistencia a compresión del proyecto, f_{ck} , en ningún caso será inferior a 125 Kg/cm². (12,5 MPa)

Una vez adoptado en el proyecto un valor de la resistencia característica, la instrucción establece el correspondiente sistema de control de calidad para verificar que se mantiene en el suministro del hormigón un valor de la resistencia característica no inferior al establecido en el proyecto. Es claro que el valor de la resistencia

característica del hormigón suministrado no coincidirá con el especificado en el proyecto, superándolo como norma habitual.

El proyectista debe tener clara la idea de que el hormigón de la estructura es de inferior resistencia, a igual edad que el de las probetas y, por lo tanto que el valor especificado en el proyecto. De hecho, no se afirma que el hormigón de la estructura esté correctamente representado por el de las probetas moldeadas.

Lo que sí puede afirmarse es que de acuerdo con los análisis teóricos, las investigaciones de laboratorio y la experiencia práctica, con los coeficientes de seguridad reglamentarios y basándose en la resistencia del hormigón en probetas moldeadas, los métodos actuales de cálculo conducen a estructuras satisfactorias y razonablemente económicas.

Resistencia a tracción.

La resistencia a tracción del hormigón varía entre 8% y 15% de su resistencia a la compresión. Una razón principal para esta baja resistencia, es que el concreto contiene un gran número de grietas muy finas.

La resistencia a tracción es determinada a partir de ensayos con probetas. Esta resistencia bien puede determinarse mediante:

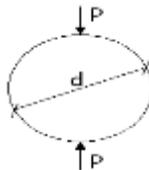
• Prueba del módulo de ruptura.

Este módulo se mide al cargar una viga rectangular de hormigón de 6 pulg. x 6 pulg. x 30 pulg. (Con apoyos simples a 24 pulg entre centros) a la falla de cargas concentradas iguales en los tercios del claro, de acuerdo con el método ASTM C-78.

• Prueba radial de cilindro.

La prueba radial de cilindro, que utiliza probetas cilíndricas, de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, de veintiocho días de edad, el ensayo se realiza según la disposición indicada en la siguiente figura, por lo que la rotura se produce por hendimiento.

El cilindro se fracturará a la mitad de extremo a extremo cuando se alcance su resistencia a la tracción



Una manera de determinar la resistencia a tracción a j días, teniendo el valor de la resistencia a los 28 días, es mediante la siguiente tabla:

Tabla 5: Coeficientes de conversión de la resistencia a la tracción respecto a probetas del mismo tipo a diferentes edades

Edad del hormigón (días)	3	7	28	90	360
Cemento Portland común	0,4	0,7	1	1,05	1,1

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Por el hecho de que la resistencia a tracción es mínima, para el cálculo se la desprecia, asumiendo que el hormigón no tiene resistencia a tracción.

Clasificación de los hormigones, según su resistencia.

Los hormigones se tipifican, de acuerdo con su resistencia de proyecto a compresión a los 28 días, en probetas cilíndricas normales, según la siguiente serie:

H 12,5; H 15; H 17,5; H 20; H 25; H 30; H 35; H 40; H 45; H 50; H 55

Donde las cifras corresponden a las resistencias de proyecto f_{ck} , en MPa.

Los tipos H 12,5 a H 25 se emplean generalmente, en estructuras de edificación y los restantes de la serie se aplican en obras importantes de ingeniería y en prefabricación.

Disposición de las armaduras.

Generalidades.

Las armaduras que se utilizan en el hormigón armado pueden clasificarse en principales y secundarias, debiendo distinguirse entre las primarias las armaduras longitudinales y las armaduras transversales.

El principal objetivo de las armaduras longitudinales es el de absorber los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o tracción directa, o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón.

Las armaduras transversales se emplean para absorber las tensiones de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsores), para asegurar la

necesaria ligadura entre armaduras principales, de forma que se impida su pandeo y la formación de fisuras localizadas.

En cuanto a las armaduras secundarias, son aquellas que se disponen, bien por razones meramente constructivas, bien para absorber esfuerzos no preponderantes, más o menos parásitos. Su disposición puede ser longitudinal o transversal.

Distancia entre barras.

Las barras de acero que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado deben tener unas separaciones mínimas, para permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden coqueras o espacios vacíos. La Norma Boliviana de Hormigón Armado recomienda los valores que se indican a continuación:

a) La distancia libre, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que el mayor de los tres valores siguientes:

- Dos centímetros.
- El diámetro de la barra más gruesa.
- 1.25 veces el tamaño máximo del árido.

b) Si se disponen de dos o más capas horizontales de barras de acero, las de cada capa deben situarse en correspondencia vertical una sobre otra, y el espacio entre columnas de barras debe ser tal que permita el paso de un vibrador interno.

c) En forjados, vigas y elementos similares pueden colocarse en contacto dos barras de la armadura principal de $\varnothing \leq 32\text{mm}$ (una sobre otra), e incluso tres barras de $\varnothing \leq 25\text{mm}$. El disponer estos grupos de barras (así como el aparear los estribos) es una práctica recomendable cuando haya gran densidad de armaduras para asegurar el buen paso del hormigón y que todas las barras queden envueltas por él.

Distancia a los paramentos.

Se denomina recubrimiento geométrico de una barra, o simplemente recubrimiento, a la distancia libre entre su superficie y el paramento más próximo de la pieza. El objeto del recubrimiento es proteger las armaduras tanto de la corrosión como de la acción del fuego, por ello es fundamental la buena compacidad del hormigón del recubrimiento, más aun que su espesor.

Las diferentes normas establecen para los recubrimientos las limitaciones coincidentes con las que recomendamos a continuación:

a) 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.

b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros. Si es necesario disponer un mayor recubrimiento y salvo casos especiales de ambientes agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento, para sujetar el hormigón del mismo.

El recubrimiento mínimo en cualquier caso deberá ser mayor que 1,5cm.

Tabla 6: Recubrimientos Mínimos

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

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado

Doblado de las armaduras.

Con independencia del ensayo de doblado-desdoblado de las armaduras, encaminado a comprobar las características plásticas del acero, en las piezas de hormigón armado las barras deben doblarse con radios más amplios que los utilizados en este ensayo para no provocar una perjudicial concentración de tensiones en el hormigón de la zona de codo. En este sentido conviene advertir que las tracciones transversales que tienden a desgarrar el hormigón suelen ser más peligrosas que las compresiones originadas directamente por el codo.

Radios de curvatura para ganchos y estribos son los que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 7: 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
- b) Para barras de acero liso fraccionadas de acero CA-25 y CA-32 con $\varnothing > 6\text{mm}$. Es obligatorio colocar gancho en las extremidades del anclaje.

Tabla 8: 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

En el caso de que el doblado sea en varias capas para evitar el colapso y la fisuración del hormigón en la región, se aumenta el radio mínimo de doblaje en función de la cantidad de capas:

- Para 2 capas de hierro doblado aumentar 50%.
- Para 3 capas de hierro doblado aumentar 100%.

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.

Este concepto exige que las armaduras tengan longitudes mínimas especificadas o que se prolonguen las distancias mínimas especificadas más allá de las secciones en las cuales la armadura está solicitada a las tensiones máximas.

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 lisos.

$$l_b = \frac{\phi * f_{yd} * A_{s\text{cate}}}{4 * \tau_{bu} * A_{s\text{real}}}$$

Para aceros corrugados.

$$\tau_{bu} = 0.90 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}; \quad \tau_{bu} = 0.40 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \text{ (MPa)}$$

Cuando la armadura real es mayor que la necesaria.

$$l_b \geq \begin{bmatrix} 0.30 * l_{b1} \\ 10 * \phi \\ 15 \text{ cm} \end{bmatrix}$$

En el caso de que la armadura real colocada en la pieza sea mayor que la armadura necesaria determinada por el cálculo estructural (donde el esfuerzo de las barras no llega a la tensión de cálculo) podemos recalculer el tamaño del anclaje en función de la relación de la armadura calculada y la armadura real colocada en la pieza.

Donde:

ϕ = Diámetro de la armadura.

F_{yd} = Es la resistencia de cálculo de la armadura.

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

lb_1 = 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.

Para un contacto de 2 barras se deberá aumentar un 20% más de la longitud de anclaje y para un contacto de 3 barras o más se deberá aumentar un 33%.

El tamaño del anclaje rectilíneo puede ser disminuido en el caso de que la armadura termine en un gancho, una buena parte de la sollicitación de la fuerza del arrancamiento será resistida por el gancho. Se adoptan las siguientes consideraciones.

Para aceros lisos.

$$lb_1 = lb - \Delta lb = (lb - 15 * \phi) \geq \begin{bmatrix} lb/3 \\ 10 * \phi \\ 15cm \end{bmatrix}$$

Para aceros corrugados.

$$lb_1 = lb - \Delta lb = (lb - 10 * \phi) \geq \begin{bmatrix} lb/3 \\ 10 * \phi \\ 15cm \end{bmatrix}$$

El tipo de anclaje empleado en los estribos no debe provocar un riesgo de hendimiento o desconchado del hormigón del recubrimiento. Son indispensables los anclajes por gancho (135° a 180°), en el caso de las barras lisas; los anclajes por patilla (90° a 135°), solo se admiten para barras corrugadas.

Se considera que hay un anclaje total cuando las porciones curvas se prolongan a través de porciones rectilíneas de longitud por lo menos igual a:

- 5 ϕ o 50 mm. a continuación de un arco de círculo de 135° o más.
- 10 ϕ o 70 mm. a continuación de un arco de círculo de 90°.

Empalme de las armaduras.

Las barras de acero se comercializan están entre 10 y 12 m. de largo cuando tenemos una pieza estructural de un mayor tamaño es necesario hacer un empalme para cubrir las sollicitaciones determinadas en los diagramas. Otras veces se tiene la obra un pedazo

de armadura que se lo puede reutilizar con las otras armaduras respetando los empalmes.

Empalme por traslapo o solapo.

Es el tipo de empalme más común no es utilizado en barras de acero cuyo diámetro sea mayor a 25 mm. 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.

Ecuación para poder determinar el empalme por traslapo o solape:

$$l_v = \psi * l_{b_1}$$

Con ganchos para aceros lisos.

$$l_v = (\psi * l_v - 15 * \phi) \geq \begin{bmatrix} 20cm \\ 15 * \phi \\ 0.50 * l_{b_1} \end{bmatrix}$$

Con ganchos para aceros corrugados.

$$l_v = (\psi * l_v - 10 * \phi) \geq \begin{bmatrix} 20cm \\ 10 * \phi \\ 0.50 * l_{b_1} \end{bmatrix}$$

Coeficiente ψ ; que multiplica el largo de anclaje rectilíneo depende de los siguientes factores:

- Del porcentaje de barras empalmadas en la misma sección.
- El largo del empalme también depende de la distancia “a” que es la distancia entre ejes de las barras empalmadas en la misma sección transversal.
- También depende la distancia “b” que la distancia de la barra externa empalmada hasta la parte de la pieza.

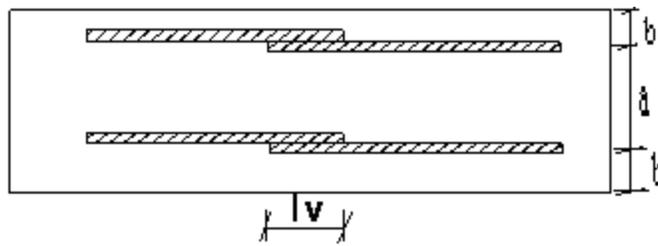


Figura 11: Empalme por traslapo

Tabla 9: Para obtener los coeficientes Ψ

Distancia a	Distancia b	Porcentaje máximo de barras empalme				
		20%	25%	33%	50%	>50%
$a \leq 10 * \varnothing$	$B \leq 5 * \varnothing$	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
$a > 10 * \varnothing$	$b > 5 * \varnothing$	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 sollicitación.

Existen varios tipos de empalmes, pero solo nos limitamos al empalme por traslape porque es más utilizado en nuestro proyecto. La norma recomienda que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no rebase 0,1 mm.

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 suficiente. El valor mínimo que recomienda la Norma Boliviana del Hormigón Armado para ese espesor, es de dos veces el diámetro de las barras.

2.4.2.2. Vigas.

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

Proceso de cálculo a flexión Simple.

1. Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_s de acuerdo con la Norma Boliviana.

$$M_d = M * \gamma_s$$

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

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

Donde:

b_w = Ancho de la viga.

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

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

3. Se calculará el valor de μ_{lim} , del formulario de la norma boliviana del hormigón armado.
- si $\rightarrow \mu_{lim} > \mu_d$ no necesita armadura a compresión
 - si $\rightarrow \mu_{lim} \leq \mu_d$ necesita armadura a compresión

Cálculo de las armaduras a tracción y compresión.

Para el primer caso cuando la viga no necesite armadura a compresión se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción.

Proceso de cálculo de la armadura a tracción:

- a) Con el valor del momento reducido, se obtiene la cuantía mecánica de la armadura.
- b) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

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

Donde:

W = Cuantía mecánica de la armadura.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

A_s = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción.

- c) Calcular la armadura mínima y el valor de w se obtiene de la Norma Boliviana.

$$A_{s \min} = w * b_w * h$$

Nota: La ecuación que se muestra, sólo es para secciones rectangulares.

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

Para el segundo caso, cuando la viga necesite armadura a compresión, como de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción, se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

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

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

$$w_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{dlim}}{1 - \zeta}$$

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

Donde:

w_{lim} = Este valor se obtiene del formulario de hormigón armado.

w_{s1} = Cuantía mecánica para la armadura a tracción.

w_{s2} = Cuantía mecánica para la armadura a compresión.

ζ = Relación entre el recubrimiento y el canto útil.

r = Recubrimiento geométrico.

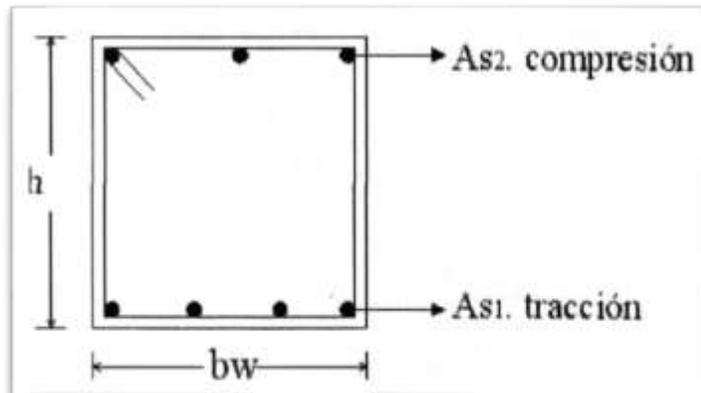


Figura 12: Viga de hormigón armado

b) Determinar la armadura, tanto para tracción como para compresión.

$$A_{s1} = \frac{w_{s1} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{s2} = \frac{w_{s2} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

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

A_{s2} = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de compresión.

c) Calcular la armadura mínima, y el valor de μ se obtiene de tablas.

$$A_{s \min} = w_{\min} * b_w * h$$

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

Cálculo del esfuerzo cortante.

Para el cálculo del 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.

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

Donde:

τ = Esfuerzo cortante.

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

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

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

I = M. de inercia respecto del C.G en la dirección en que estamos diseñando.

Calculo de la armadura transversal.

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

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

$$V_{cu} \geq V_d$$

$$V_{cu} = f_{vd} * bw * d$$

$$f_{vd} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

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

$$V_d > V_{cu}$$

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

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 multiplicada por t.

$$A_{st \min} = 0,02 * bw * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

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

2.4.2.3. Columnas.

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

Jiménez Montoya dice *“la misión principal de los soportes es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra y, en último extremo, al terreno de cimentación, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad resistente”*.

Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales, y estribos. Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas

de absorber compresiones en colaboración con el hormigón, tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados.

Los estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, contribuir a resistir esfuerzos cortantes y aumentar su ductilidad y resistencia.

Las columnas son elementos estructurales generalmente de hormigón armado donde el esfuerzo principal es el nominal. Su función principal es absorber los esfuerzos de la estructura y transmitirlos a la cimentación. Su forma común es la cuadrada, circular y la rectangular. Las columnas pueden clasificarse en:

1. Columnas Cortas.
2. Columnas Largas.

Excentricidad mínima de cálculo.

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

Disposición relativa a las armaduras.

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

Con objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes debe de ser 20 cm. si se trata de secciones rectangulares y 25 cm. si la sección es circular.

Armaduras longitudinales.

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12 cm. y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la sección. En los soportes de sección circular debe colocarse un mínimo de 6 barras. La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe

ser superior a 35cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15 cm. de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar pandeo.

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

Cuantías Límites.

La Norma Boliviana del Hormigón Armado recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesto, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas, A1 y A2, las siguientes limitaciones:

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

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

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

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

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

$$A_s * f_{yd} \geq 0.10 * N_d \quad A_s * f_{yd} \leq A_c * f_{cd}$$

Donde:

A_c = El área de la sección bruta de hormigón.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero en este caso de 4000kg/cm².

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

N_d = Esfuerzo axial de cálculo.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

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

Armadura transversal.

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

Con el objeto de evitar la rotura por deslizamiento del hormigón, la separación S entre planos de cercos o estribos debe ser:

$$S \leq b_e$$

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

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

$$S \leq 15\phi$$

Donde:

ϕ = El diámetro de la barra longitudinal más delgada.

En aquellas estructuras ubicadas en zonas de riesgo sísmico o expuesto a la acción del viento y, en general, cuando se trata de obras de especial responsabilidad, la separación S no debe ser superior a 12ϕ .

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

Pandeo de piezas comprimidas de hormigón armado.

Ideas previas.

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

Jiménez Montoya dice *“por efecto de las deformaciones transversales, que son inevitables aun en el caso de piezas cargadas axialmente (debido a las irregularidades de la directriz y a la incertidumbre del punto de aplicación de la carga), aparecen momentos de segundo orden que disminuyen la capacidad resistente de la pieza y pueden conducir a la inestabilidad de la misma”*.

Longitud de pandeo.

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

La longitud de pandeo ℓ_0 de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo.

Tabla 10: Longitud de pandeo $\ell_0 = k * \ell$ de las piezas aisladas

Sustentación de la pieza de longitud ℓ.	k
-Un extremo libre y otro empotrado	2
-Ambos extremos articulados	1
-Biempotrado, con libre desplazamiento normal a la directriz	1
-Articulación fija en un extremo y empotrado en el otro	0.70
-Empotramiento perfecto en ambos extremos	0.50
-Soportes elásticamente empotrados	0.70
-Otros casos	0.90

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado

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

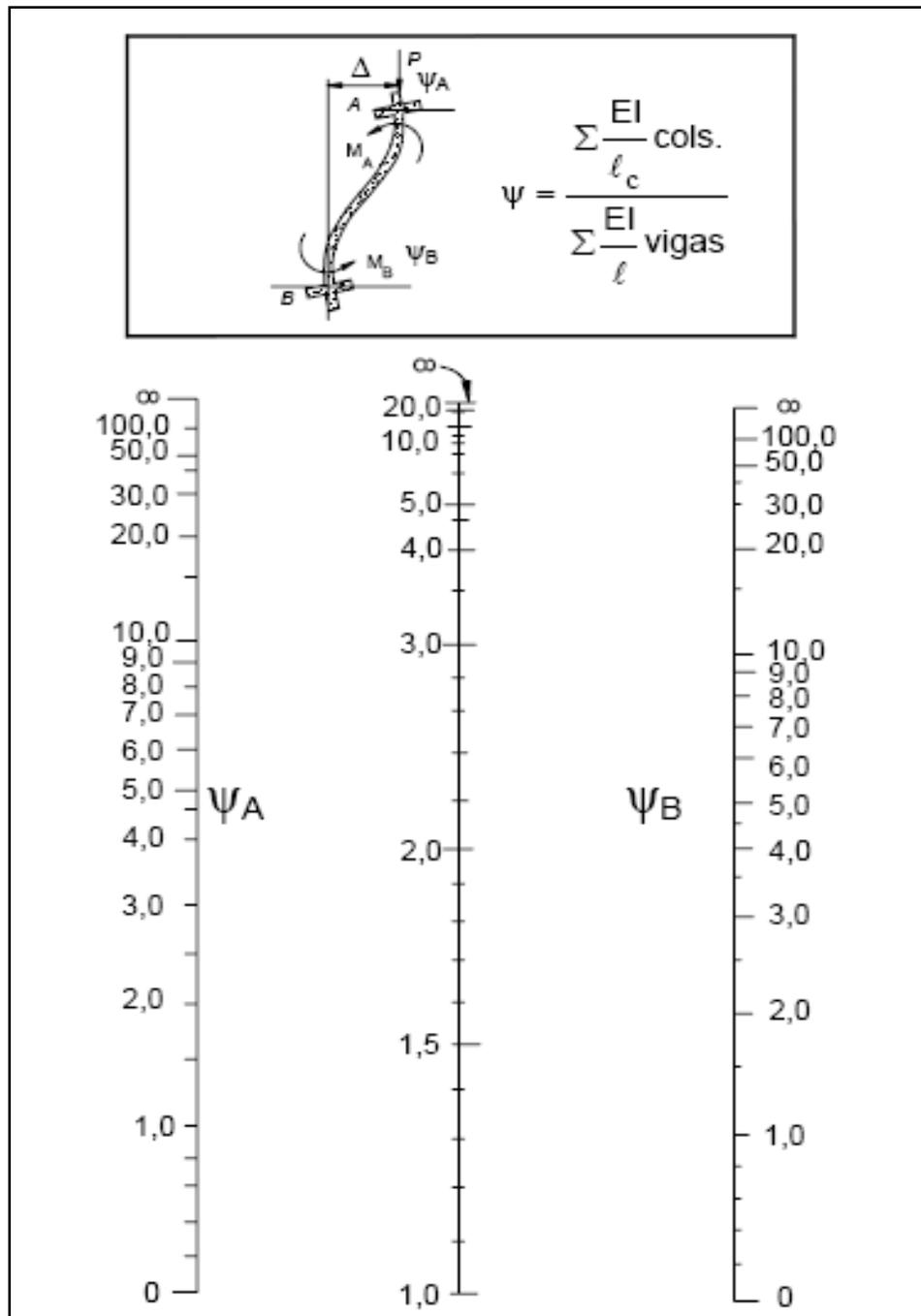
Jiménez Montoya dice “La longitud de pandeo de soportes pertenecientes a pórticos depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de los monogramas que se indica en esta parte, siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico puede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

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

Longitud de pandeo $l_o = k * l$ (k se obtiene entrando con ψ)

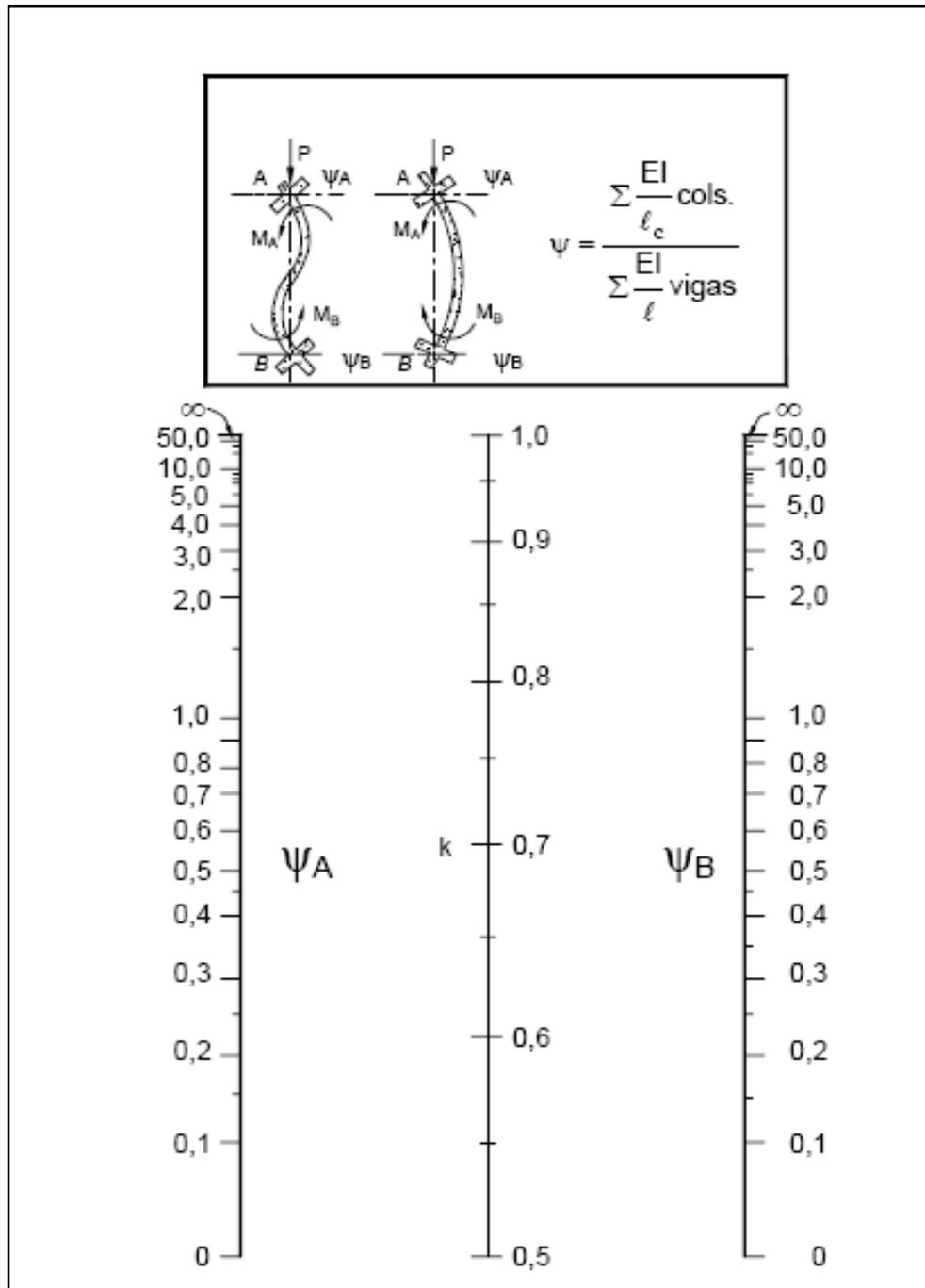
$$\psi_A = \frac{\sum (EI \div l) \text{ de todos los pilares}}{\sum (EI \div l) \text{ de todas las vigas}}; \text{ (igual para } \psi_B \text{)}$$

Figura 13: Pórticos Traslacionales (para obtener el valor de k)



Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado

Figura 14: Pórticos Intraslacionales (para obtener el valor de k)



Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado

Esbeltez geométrica y mecánica.

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

Los valores límites para la esbeltez mecánica que recomienda la Norma Boliviana del Hormigón Armado son los que mencionan a continuación:

- Para esbelteces mecánicas $\lambda < 35$ (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores a 10), la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.
- Para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$ (geométricas $10 \leq \lambda_o < 29$), puede aplicarse el método aproximado.
- Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda_o < 58$), debe aplicarse el método general. para soportes de secciones y armadura constante a lo largo de su altura puede aplicarse el método aproximado de la columna modelo o el de las curvas de referencia.
- No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda > 200$ (geométricas $\lambda_o > 58$).

Flexión Esviada.

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

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

secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.

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

a) Sección rectangular con armadura simétrica.

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

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

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

b) Ábacos adimensionales en roseta.

Para realizar el cálculo, cuando las piezas que se encuentran sometidas a flexión esviada, se utilizarán los diagramas de interacción adimensionales en flexión recta. Del mismo modo que allí, al variar la cuantía, se obtenía para cada sección un conjunto de diagramas de interacción (N, M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N, M_x, M_y). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos N=cte. En cada hoja pueden agruparse cuatro u

ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta). Si además se preparan en forma a dimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos (v , μ_x , μ_y), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón (para poder observar las rosetas, consultar el texto de Hormigón Armado de Jiménez Montoya).

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

Proceso de cálculo.

La determinación de una columna corta o larga está directamente ligada a la esbeltez de la misma, si la esbeltez es menor que 35 se trata de una columna corta, y si es mayor se trata de una columna larga.

Esbeltez de un elemento.

$$\lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{k * l}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

Donde:

l_o = Longitud de pandeo que es igual a $(l*k)$.

k = Coef. de pandeo para la pieza en la dirección que estamos haciendo el cálculo.

A = Área transversal de la columna.

I = Inercia de la sección en la dirección en que estamos analizando.

Excentricidad mínima de cálculo.

Debido a la dificultad que se tiene en la práctica para que la carga actúe realmente en el baricentro la Norma Boliviana considera una excentricidad constructiva (dependiendo la dirección en que se está considerando el pandeo) igual al mayor de los dos valores:

$$e \geq \begin{cases} \frac{h}{20} \text{ o } \frac{b}{20} \\ 2 \text{ cm} \end{cases}$$

Resistencia del hormigón.

A través de una serie de ensayos empíricos en laboratorio, se ha concluido que se puede determinar la resistencia del hormigón para columnas usando un coeficiente de reducción; así tenemos que la resistencia de cálculo del hormigón para las columnas es de:

$$f_{cd} = 0,9 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Cálculo de las armaduras.

Armadura longitudinal; Para piezas sin pandeo y solicitadas por carga axial.

En caso de secciones rectangulares con armaduras simétricas y para un acero de dureza natural, la resistencia máxima de la columna es:

$$\gamma_m * N_d = 0,85 * f_{cd} * b * h + A_s * f_{yd}$$

$$\gamma_m = \frac{b + 6}{b} \geq 1,15$$

Despejando A_s de la ecuación:

$$A_s = \frac{\gamma_m * N_d - 0,85 * f_{cd} * b * h}{f_{yd}}$$

La armadura mínima es:

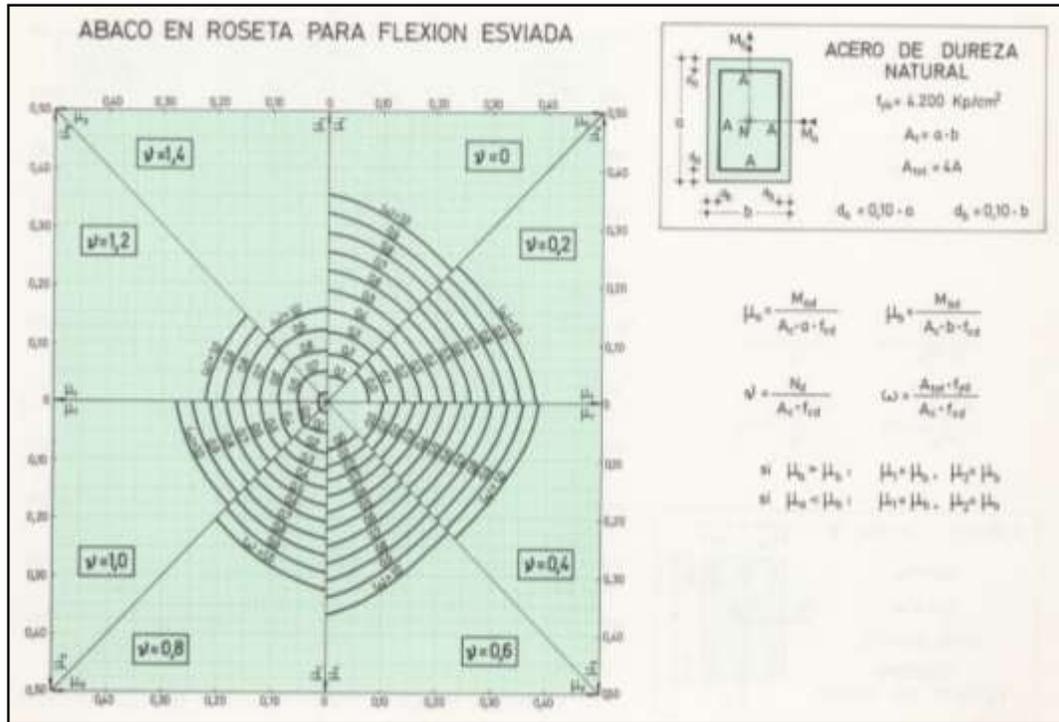
$$A_s = 0,006 * A_c$$

La armadura máxima es:

$$A_s = 0,08 * A_c$$

Para piezas con pandeo se calculara la armadura longitudinal con el abaco de flexión esviada.

Figura 15: Abaco de Flexión Esviada



Fuente: Hormigón Armado de Jiménez Montoya (7^{ma} edición)

Armadura Transversal.

Para el cálculo de la armadura transversal en las columnas, la separación entre estribos será:

$$s \leq \begin{cases} b \text{ o } h \text{ (el de menor dimensión)} \\ 15 * \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \end{cases}$$

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \frac{\frac{1}{4} * \phi_{\text{de la armadura longitudinal}}}{6 \text{ mm}}$$

2.4.3. Estructuras Complementarias.

2.4.3.1. Escaleras.

La escalera es el conjunto de peldaños dispuestos sobre un plano inclinado con los que se tiene acceso a plantas de distinto nivel. Existen distintos tipos de escaleras: escalinatas o escaleras exteriores, escaleras rectas, escaleras de caracol, helicoidales, etc. Una escalera se compone de las siguientes partes:

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

Tramo.- Es una serie de peldaños continuados. Si la escalera es de varios tramos, termina en una superficie horizontal llamada meseta o rellano. El final de la escalera se llama desembarco.

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

Arranque de escalera.- Es la parte donde se apoya la escalera en su comienzo.

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

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

La Altura de Paso o Escapada.- Es la distancia libre en vertical entre el suelo del primer peldaño y el techo que tiene encima; siendo la distancia normal la comprendida entre 2 y 2,40 m. Sólo en casos de excepción y en escaleras de poca importancia se puede reducir la medida hasta 1,80 m. El ancho o huella de un peldaño, suele oscilar entre los 25 y 30 cm. para que pueda apoyarse el pie por completo. La altura de la contrahuella o tabica está comprendida entre los 11 y 22 cm., siendo las cómodas las que tienen entre 11 y 17 cm.

La huella, al encontrarse con la contrahuella, casi siempre queda ligeramente prolongada entre 2 y 4 cm; a este saliente se lo denomina bordón y sirve para disminuir el desarrollo de la escalera; a la vez que consigue una anchura mayor de huella, no teniéndose en cuenta este saliente para el avance de la escalera. Este espacio o vacío existente entre dos tramos, en la parte central de la escalera, se denomina ojo o hueco de la misma. Cuando esta parte es llena o maciza se denomina espigón o árbol de la escalera.

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

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

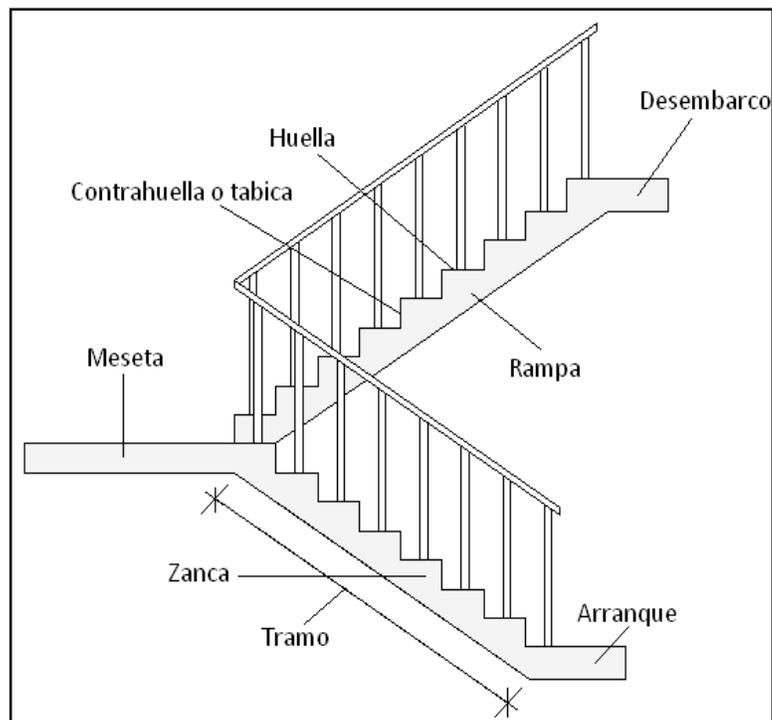


Figura 16: Partes constitutivas de una Escalera

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

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

2.4.4. Fundaciones.

El objetivo de una cimentación es transmitir las cargas de la superestructura y el peso propio de ellas al terreno. Pero además tiene las siguientes funciones: proporcionar apoyo a la estructura distribuyendo las descargas considerando un factor de seguridad adecuado entre la estructura de cimentación y el suelo, limitar los asentamientos totales y diferenciales, con la finalidad de controlar los daños en la construcción y construcciones adjuntas, y además mantener la posición vertical de la estructura ante las acciones.

Se emplean diversas formas o tipos de cimentación, dependiendo de la magnitud de las cargas que soporta, del tipo y dimensiones de la superestructura, y del espesor, resistencia, deformabilidad y permeabilidad de los suelos o rocas sobre los que se apoya la cimentación.

En el presente proyecto se analiza como fundación de la estructura las zapatas aisladas.

2.4.4.1. Zapatas Aisladas.

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

controlados por la flexibilidad de la superestructura, o incluyéndolos en el diseño de los nodos de la base de la estructura o articulando los nodos de manera que puedan tomar los asentamientos diferenciales y/o rotaciones, sin dañar la estructura.

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

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

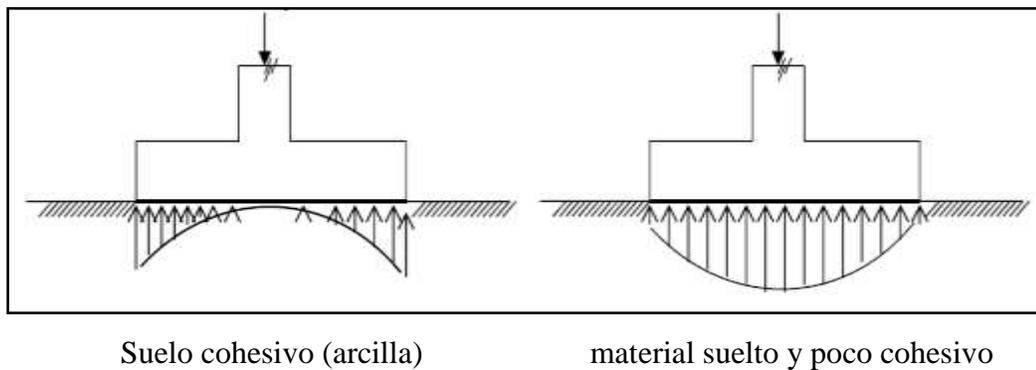


Figura 17: Distribución de zapatas en suelos cohesivos y poco cohesivos

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

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

Proceso de cálculo:

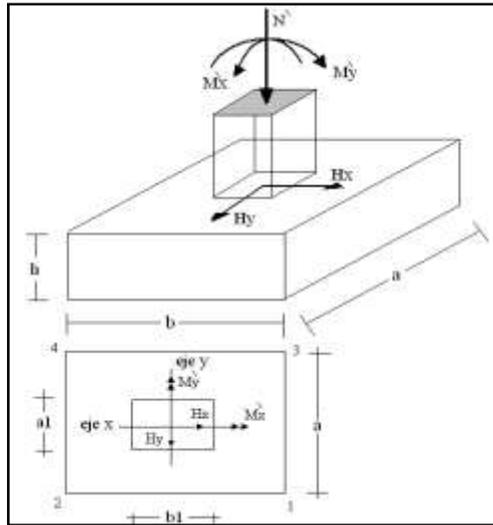


Figura 18: Solicitaciones presentes en una zapata aislada

DATOS:

$M'x$ = Momento en el eje x.

$M'y$ = Momento en el eje y.

H_y = Cortante en el eje y.

H_x = Cortante en el eje x.

N' = Carga total que llega a la zapata.

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

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

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

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

$$N = 1,05 N$$

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

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

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

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

$$A = a b$$

Debe recordarse que los valores de "a" y "b" deben ser dimensiones constructivas. Escogidos los valores de "a" y "b", se calcula el esfuerzo máximo " σ_1 " que se presentará en la zapata dado por:

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

En esta etapa hay que verificar que:

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

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

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

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

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

Donde:

f_{cd} = Resistencia de diseño del Hormigón.

f_{ck} = Resistencia característica del Hormigón.

γ_C = Coeficiente de seguridad para el hormigón (1,5).

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

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

Donde:

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

γ_f = Coeficiente que normalmente vale 1,6.

$$\bar{\sigma}_{adm} = \text{kg/cm}^2.$$

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

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

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

$$h = d + c$$

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

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

$$\text{Peso Zapata} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} a b h = 2,4 (\text{tn/m}^3).a.b.h$$

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

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

PASO 5. Cálculo de los momentos corregidos

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

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

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

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

PASO 6. Cálculo de los esfuerzos en la zapata

<p>+ = Compresión - = Tracción</p>
--

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

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

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

$$\sigma_4 = \frac{N}{A} - \frac{6My}{ab^2} - \frac{6Mx}{ba^2}$$

Es importante entender que la distribución de esfuerzos depende de la clase de suelo, pero para los fines prácticos se supone que el suelo genera esfuerzos lineales y utilizando las fórmulas de resistencia de materiales tenemos que los esfuerzos debidos a flexo- compresión están dados por las anteriores fórmulas. En esta etapa se tiene que verificar que la mayoría del área de la zapata esté comprimida, para lo cual el área comprimida tiene que ser mayor que la mitad del área total. Si no cumpliría esta verificación se debe cambiar el área de la sección. Luego se debe de verificar:

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

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

PASO 7. Cálculo del momento de diseño.- Para el momento de diseño se escoge el sector más comprimido, y se halla el momento a una distancia del 0,15 de a 1.

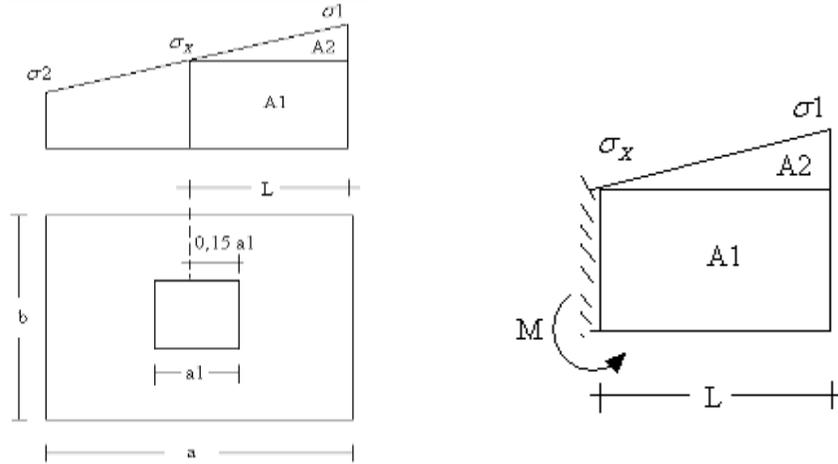


Figura 19: Momento de Diseño

De la Figura se pueden deducir las siguientes ecuaciones:

$$L = \frac{a - a1}{2} + 0,15a1$$

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

Donde el momento viene dado por la siguiente expresión.

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

Para las unidades se tiene que ton.m/m = 10^5 Kg. cm/cm. Finalmente el momento de diseño es

$$Md = 1,6 M b$$

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

$$\mu = \frac{Md}{bd^2 f_{cd}} < 0,2517$$

Donde:

b = 100 cm. (por metro).

d = canto útil.

fcd = Resistencia de diseño del Hormigón.

Md = momento de diseño.

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

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

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

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

PASO 9. Verificación al vuelco.

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

PASO 10. Verificación al deslizamiento.

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

Para suelos arenosos sin cohesión
arcillosos

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

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

φ = ángulo de rozamiento interno

Para suelos cohesivos

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

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

C = cohesión

$$A = a \cdot b$$

Donde:

A = Área de la base de la zapata medianera.

$\Phi_d = (2 \cdot \varphi / 3)$ = Valor de cálculo del Ángulo de rozamiento interno.

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

Paso 11. Verificación de la adherencia.

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

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0,90 * d * n * u}$$

$$V_{d1} = \gamma_f * \sigma_{t1} * b_2 * \left[\left(\frac{a - a_1}{2} \right) + 0,15 * a_1 \right]$$

$$\tau_{bd} = k^3 \sqrt{f_{cd}^2}$$

$$\begin{cases} k = 2 \text{ (flexible)} \\ k = 0.95 \text{ (rígida)} \end{cases}$$

Donde:

Tb = Tensión tangencial de adherencia.

Tbd = Resistencia de cálculo para adherencia.

Vd1 = Fuerza cortante mayorada en la sección.

d = Canto útil.

n = Número de barras.

u = Perímetro de cada barra.

σ_1 = Tensión o presión con la que trabaja el suelo, en la zapata medianera.

fcd = Resistencia de cálculo del hormigón (kg/cm^2).

γ_1 = Coeficiente de mayoración de cargas.

K = Es un coeficiente que se toma 0,95 para zapatas rígidas y 2 para zapatas flexibles.

Se define como zapatas flexibles a las que cuyo vuelo máximo es superior a 2h, en alguna de las direcciones principales.

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

2.4.4.2. Zapata Medianera.

Se encontrará este tipo de zapatas en aquellos terrenos con medianería, y ante la imposibilidad de cimentar en el terreno colindante se tiene que descentrar el pilar colocándolo en un lado de la zapata.

Debido a la excentricidad producida este tipo de zapatas, suele centrarse mediante una viga centradora con una zapata próxima, así se consiguen unas tensiones más uniformes en su reacción con el terreno.

En una zapata de medianería la carga resultante sobre el pilar es excéntrica respecto al cimiento, provocando por tanto un diagrama de tensiones no uniforme de respuesta del terreno.

La diferencia de tensiones a lo largo del cimiento provoca, a través de los asientos diferenciales de un borde a otro, el giro del cimiento. Como el soporte se supone

elásticamente empotrado en el cimiento, sufre un giro igual y aparece una fuerza T en la superficie de contacto entre la zapata y el terreno. El soporte va incrementado su momento flector con motivo de la excentricidad del cimiento por lo que resulta necesario aplicar otra fuerza T en sentido opuesto y en la cara superior de la zapata, que contrarrestare dicho momento, esto se consigue mediante una viga centradora.

La zapata de borde o medianera aparece cuando se tenga que cimentar pilares situados en medianeras o en fachadas que coinciden con el límite de parcela. Estas zapatas se caracterizan por el descentramiento entre la carga del pilar y la carga transmitida por la zapata al terreno, que provoca la aparición de momentos flectores que hay que contrarrestar. Las soluciones que se pueden adoptar dependen de la ubicación de las zapatas, del número de éstas y de la forma de contrarrestar los momentos flectores que se producen. Para centrar las cargas y contrarrestar los momentos flectores se puede adoptar una de las siguientes soluciones:

1. Colaboración de forjado, losa, viga o pilar
2. Aumento de peso de la zapata
3. Sistema de palanca
4. Con zapata combinada
5. Con viga centradora

2.4.5. Junta de Dilatación.

Se denominan juntas de dilatación, a los cortes que se dan a una estructura, con el objeto de permitir los movimientos originados por las variaciones de temperatura, la retracción de fraguado, o los asentos de los apoyos. Excepto en el caso de los asentos, normalmente, sólo se tienen en cuenta los efectos de estos movimientos en dirección horizontal. Su magnitud puede determinarse previamente, con exactitud, mediante el cálculo.

El tema de las juntas en las estructuras de hormigón es de esencial importancia en su calidad y, muy especialmente, en su durabilidad. La documentación sobre este asunto es escasa y dispersa y las propias normas de los diferentes países lo tratan solo de forma superficial.

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

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

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

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

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

Si se sobrepasan estas distancias y a menos que se adopten disposiciones especiales, deberán tenerse en cuenta en los cálculos los efectos producidos por la retracción y las variaciones de temperatura.

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

Según el autor Jou Calavera Ruiz en su libro (juntas en construcciones de hormigón) nos ofrece dos métodos para determinar la dilatación en edificios.

Temperatura de cálculo.- Las referencias contienen información importante sobre este asunto. En particular el informe de la National Academy of Ciencias, de Washintong, “Expansion Joints in Building”.

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

$$\Delta_t = T_s - T_m$$

$$\Delta_t = T_m - T_i$$

Donde:

Ts = Temperatura que como término medio, es excedida solamente el uno por ciento del tiempo durante los meses de verano.

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

Ti = Temperatura igualada o excedida, por término medio, el noventa y nueve por ciento del tiempo durante los meses de invierno.

2.4.5.1. Cálculo por Método Empírico.

Distancia entre juntas.- Para estructuras de edificios formados por entramados, pantallas y/o núcleos, la distancia entre juntas puede ser determinada mediante el siguiente gráfico, correspondiente a estructuras en las que puede suponerse que los pilares están articulados en su unión al cimiento y que el edificio tiene calefacción (***)).

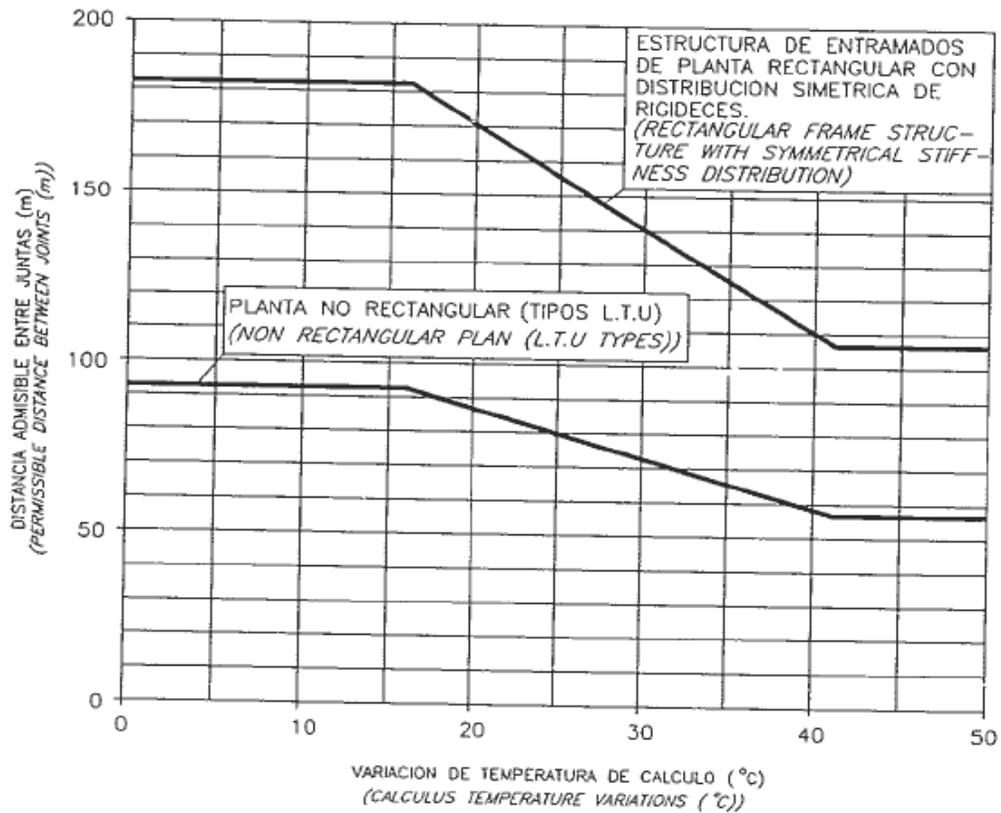


Figura 20: Distancia entre Juntas

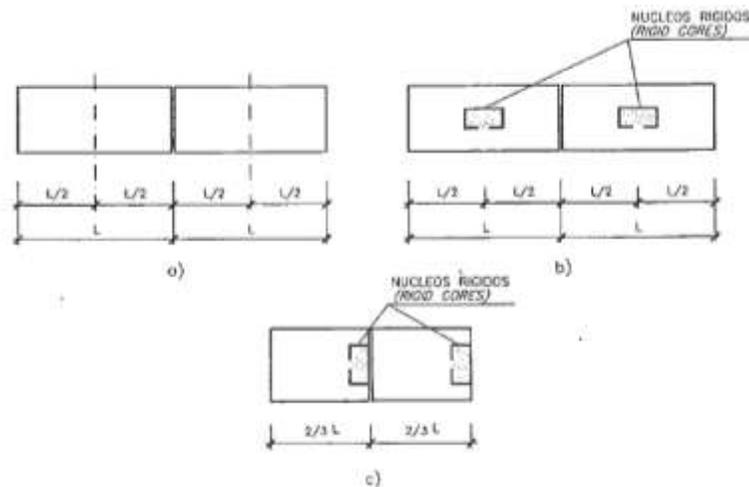


Figura 21: Hipótesis para distancias entre Juntas

A la distancia entre juntas del gráfico de la figura 25, se debe aplicar las siguientes correcciones:

- Si el edificio va a tener aire acondicionado, aumentar la distancia en un 15%.(*)
- Si el edificio no va a tener calefacción, reducir la distancia en un 33%(**).
- Si los pilares pueden considerarse empotrados en su unión al cimiento reducir la distancia en un 15%(***).

Todo lo anterior es aplicable a casos como los a) y b) de la figura 26 en al que las deformaciones por temperatura se distribuye simétricamente a cada lado del plano medio entre juntas. Si se dan situaciones como la c) de la figura 26, en la que la deformación se produce esencialmente hacia un lado de la junta, distancia indicada por el gráfico de la figura 25 debe reducirse en un 33%.

Los porcentajes de corrección indicados en los anteriores párrafos se aplicaran sumándolos algebraicamente si coexisten varias de dichas situaciones.

Cierre máximo entre juntas.- El máximo cierre teórico de una junta en un edificio de entramado sometido a una variación de temperatura en grados centígrados:

$$\Delta_t = T_s - T_m$$

Con una distancia L entre juntas viene dado por:

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

La expresión debe tomarse como L el valor medio de las dos distancias entre juntas de los bloques continuos a la junta considerada. Si se está en uno de los casos de rigidez asimétrica, como lo indicado en la figura 26 debe tomarse como distancia del bloque la real aumentada en un 50% si la zona rígida está en el lado opuesto la junta considerada y la real reducida en un 33% si está en el mismo lado de la junta considerada.

Ancho entre Juntas.- Para tener en cuenta las tolerancias de construcción y las características de deformabilidad del materia de sellado de la junta, se dispondrá de junta.

(*) Si se considera probable que el equipo de aire acondicionado sufra interrupciones en su funcionamiento de más de dos días, no debe aplicarse esta corrección.

(**) Se considerara también esta corrección si se supone probable que el equipo de calefacción sufra interrupciones en su funcionamiento de más de dos días.

(***) Puede considerarse que se está en este caso cuando se cimiente en suelos muy compactos o rocosos. Un análisis teórico conduce a que los esfuerzos producidos en dos edificios, un con pilares articulados y otro con pilares empotrados en su cimentación, son sustancialmente idénticos en todos los pisos excepto el bajo, en el que los esfuerzos en el caso de empotramiento son casi el doble. En cualquier caso, los máximos momentos flectores y esfuerzos cortantes se presentan en los pilares y dinteles contiguos a las juntas, mientras que los máximos esfuerzos axiles inducidos en los dinteles se producen en la zona equidistante de dos juntas consecutivas.

$$a = k_1 * C_t$$

Donde los valores de k_1 son:

$$k_1 = 2 \text{ para edificios sin calefacción}$$

$$k_1 = 1.7 \text{ para edificios con calefacción pero sin aire acondicionado (*)}$$

$k_1 = 1.4$ para edificios con calefacción y sin aire acondicionado (**)

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

2.4.5.2. Cálculo por Método Analítico.

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

$C = 1$ Para edificios sin calefacción (***)).

$C = 0.7$ Para edificios con calefacción y aire acondicionado (****).

El cierre máximo de juntas y el ancho de juntas se calculan de acuerdo con lo indicado en c-2). En todo el cálculo analítico de juntas es esencial introducir hipótesis correctas acerca de la unión de los pilares al cimiento, o mejor dicho, del conjunto pilar-cimiento al suelo. Véase a estos efectos el método expuesto en (7), para considerar un empotramiento flexible, y no rígido, entre el pilar y su cimiento y el suelo.

2.5. ESTRATEGIA PARA LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO.

2.5.1. Especificaciones Técnicas.

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

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

2.5.2. Precios Unitarios.

Para poder estimar el presupuesto por precios unitarios es indispensable realizar el cómputo métrico, de manera tal que la multiplicación de cada una de las actividades

definidas para una unidad determinada, le corresponda un precio unitario que nos determine el costo parcial de la misma.

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

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

La suma de a) y b) forman el costo directo, la suma de c) y d) representan el costo indirecto, la suma de ambas costo directo e indirecto integran el costo o precio neto al que adicionado la utilidad totaliza el precio total del ítem.

Tomado en cuenta como beneficios sociales el 55% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 7% y como utilidad el 6%. Para los impuestos se tomó un valor de IVA del 14,94 % y un valor de IT del 3,09 %.

A modo de referencia, la planilla de precios unitarios podrá tener la siguiente forma:

2.5.3. Cómputos Métricos.

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

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

CÓMPUTO MÉTRICO

Nº	Actividad	Unidad	Dimensiones			Partes iguales	total
			Largo	Ancho	Alto		
1.							
2.							
n.							

Tabla 11: Computo métrico

2.5.4. Presupuesto.

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

2.5.5. Planeamiento y Cronograma.

Un proyecto define una combinación de actividades interrelacionadas que deben ejecutarse en un cierto orden antes que el trabajo completo pueda terminarse. Las actividades están interrelacionadas en una secuencia lógica en el sentido que algunas de ellas no pueden comenzar hasta que otras se hayan terminado. Una actividad en un proyecto, usualmente se ve como un trabajo que requiere tiempo y recursos para su terminación.

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

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

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

Para la planificación y programación del presente proyecto se harán uso del método de la ruta crítica el cual es un modelo matemático – lógico. En función a este se analizan mediante los métodos PERT (método probabilístico) y CPM (método determinístico).

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

CAPÍTULO III

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO.

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

3.1. ANÁLISIS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.

El levantamiento topográfico se realizó con estación total y con la ayuda del programa AutoCAD Civil 3D. De tal manera se conforman las curvas de nivel (**ver Anexos Plano N° 3**).

Del plano topográfico obtenido se puede concluir que el terreno de emplazamiento presenta características de planicie con muy pocas variaciones de cota, el área topográfica de emplazamiento de la obra es de 6845.885 m².

3.2. ANÁLISIS DEL ESTUDIO DE SUELOS.

Los estudios estuvieron a cargo del postulante y del departamento de topografía y vías de comunicación a través del laboratorio de suelos y hormigón de la U. A. J. M. S. dicho análisis comprende granulometría y clasificación (**ver Anexo A-1**), dando como resultado el siguiente tipo de suelo: **Gravas bien graduadas, mezclas de piedra Grava y arena con poco contenido de finos**. Con una resistencia admisible de **3.4 kg/cm²**, estos resultados se obtienen de una excavación mecanizada a una profundidad de 4 m; Estratificación del suelo de fundación del lugar de emplazamiento.

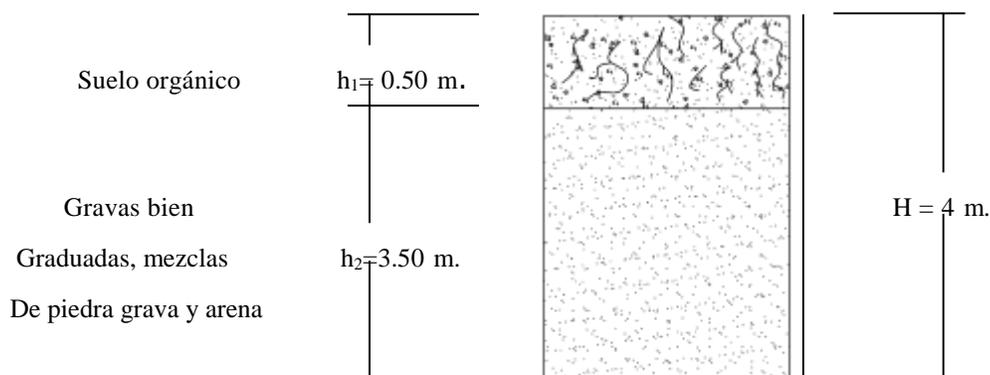


Figura 22: Estratificación del suelo de fundación

3.3. ANÁLISIS DEL DISEÑO ARQUITECTÓNICO.

Desde el punto de vista de la ingeniería el proyecto tiene la posibilidad de adecuarse a diferentes tipos de elementos estructurales que no alteran la arquitectura, pero que teniendo en cuenta la funcionalidad y economía del elemento se descartan elementos estructurales que para el caso no son precisamente los más viables, de tal forma se realizó dicho análisis en el perfil de proyecto y se concluyó con el estudio de suelos en el presente proyecto finalizando así todos los estudios requeridos para realizar este tipo de análisis el cual se presenta en 3.4 planteo estructural.

3.4. PLANTEO ESTRUCTURAL.

El planteamiento estructural se hizo en base a la normativa vigente CBH-87.

En consecuencia con lo establecido en el perfil de proyecto, como en el análisis de suelo del proyecto se cita a continuación los elementos estructurales que se diseñan para el Nuevo Colegio de la Unidad Educativa Juan Misael Saracho.

3.4.1. Estructura de Sustentación de la Cubierta.

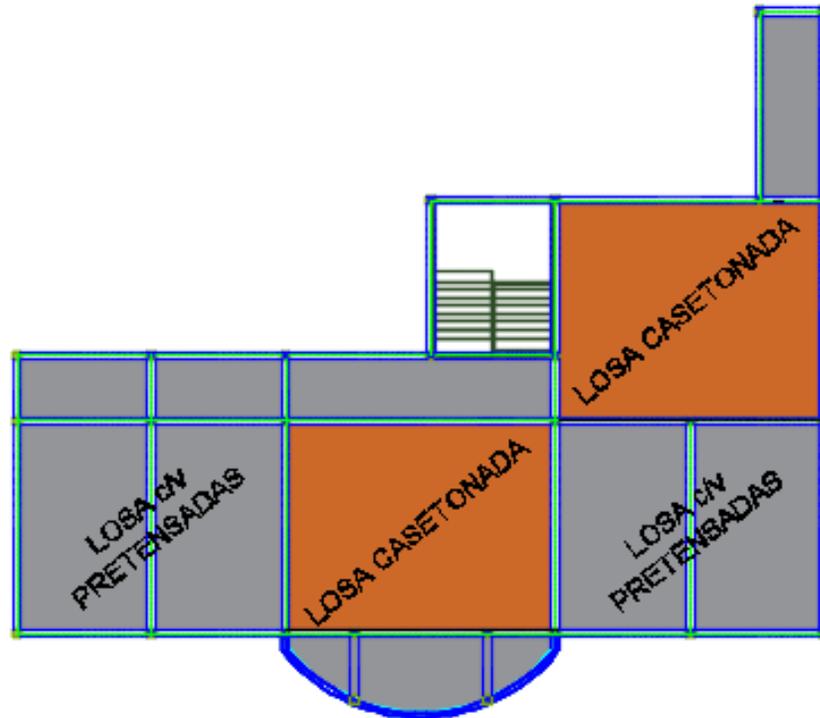


Figura 23: Planteo estructural de la cubierta H°A°

3.4.2. Estructura de Sustentación de la Edificación.

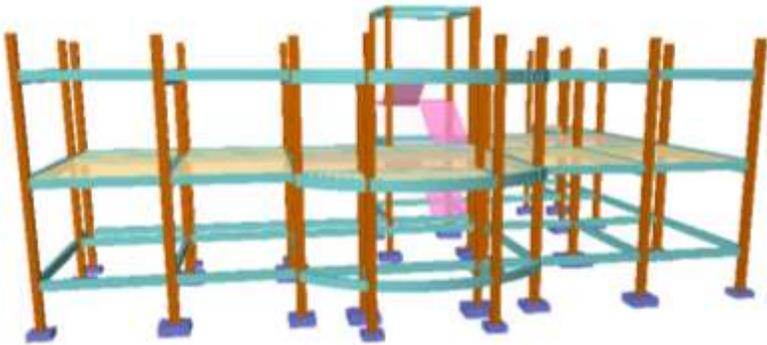


Figura 24: Vista 3D Estructura 1

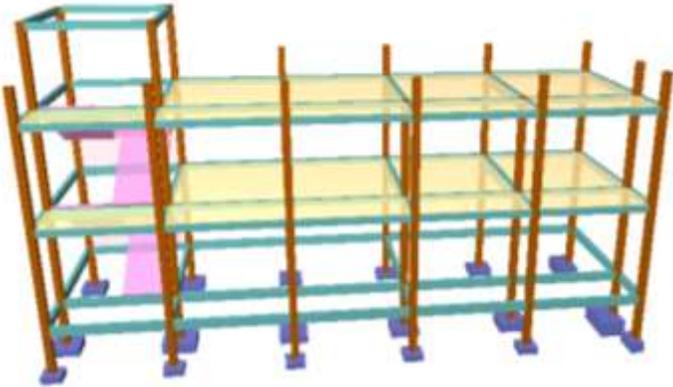


Figura 25: Vista 3D Estructura 2

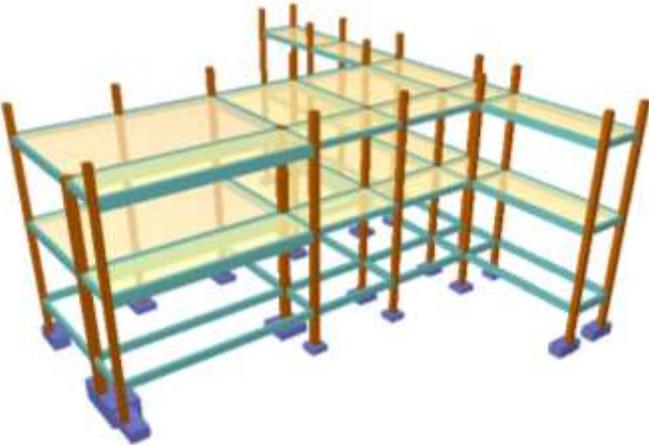


Figura 26: Vista 3D Estructura 3

- Estructura de sustentación de la edificación a porticada con elementos estructurales de H°A°.
- Losa alivianada con viguetas pretensadas y Losa Casetonada.
- Cimentación mediante zapatas aisladas y zapatas medianeras de H°A°.

3.4.3. Cimentación.

Zapata aislada de H°A°.

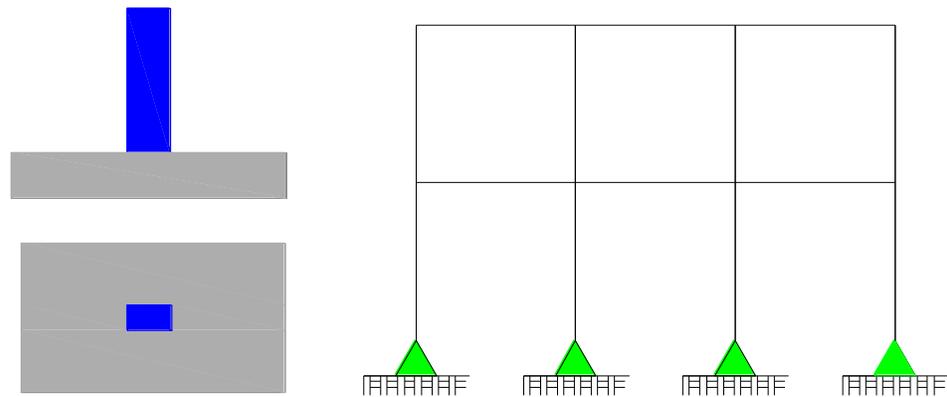


Figura 27: Planteo estructural de fundaciones

3.5. ANÁLISIS, CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL (ANÁLISIS DE CARGAS Y RESULTADOS).

Análisis de cargas y resultados (ver anexos)

3.5.1. Estructura de Sustentación de la Edificación.

Cargas actuantes en cada losa

- Peso Propio = Peso específico del hormigón x Altura de la losa
- Peso Específico del Hormigón = 25 KN/m³
- Sobre Piso = 0.5 KN/m²
- Sobre Carga de uso: Según Jiménez Montoya

Para escaleras, accesos → S.C. = 400 Kg/m²

Para pasillos y aulas → S.C. = 300 kg/m²

a) Cargas actuantes en cada viga.

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

e=18cm => 720 kg/m

e=12cm=>470 kg/m

3.5.2. Diseño de Vigas.

Este elemento estructural fue diseñado bajo solicitaciones de flexión y de corte siguiendo los parámetros conforme lo indica el código boliviano del hormigón.

Los máximos esfuerzos y comprobación de vigas se encuentran en (**Anexos**), el dimensionamiento y detalle de armaduras en vigas se presenta en los planos ubicados en (**Anexos, Planos**).

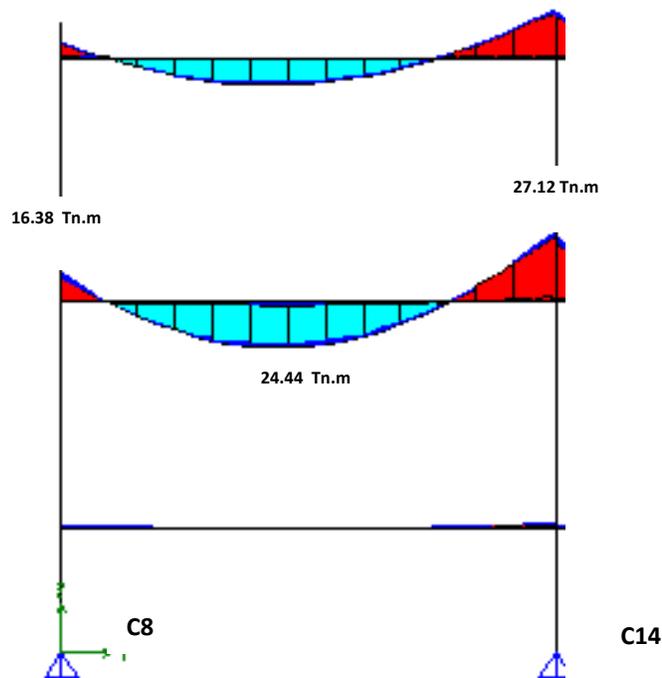
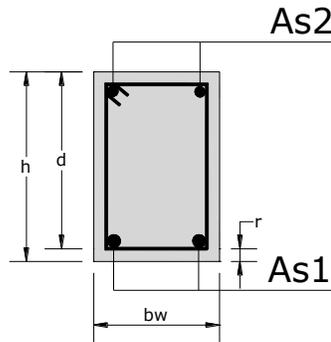


Figura 28: Máximos Momentos en Viga



Para el dimensionamiento de las vigas se procedió a cargar los pórticos en el programa CYPECAD V2012 para obtener las máximas solicitaciones.

Determinación de la armadura positiva para una viga.

Datos:

$M_d = 2444000 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$	$d = 75 \text{ cm} - 2 \text{ cm} = 73 \text{ cm}$
$h = 75 \text{ cm}$	$f_{cd} = 140 \text{ kg/m}$
$b_w = 30 \text{ cm}$	$f_{yd} = 3478.26 \text{ kg/cm}^2$
$r = 2 \text{ cm}$	$\gamma_c = 1.5 ; \gamma_s = 1.15$

Determinación del momento reducido de cálculo: (μ_d)

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{2444000 \text{ kg} * \text{cm}}{30 \text{ cm} * (73 \text{ cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0.109$$

Entonces: $\mu_{lim} = 0.335$ valor obtenido en función al tipo de acero (AE-40)

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

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

Con: $\mu_d = 0.109$ se obtiene una cuantía mecánica de $W_s = 0.1189$

Determinación de la armadura: (A_s)

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.1189 * 30 \text{ cm} * 73 \text{ cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3478.26 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 10.48 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: (A_s) $w_{min} = 0,0035$ (de tabla, de acuerdo al tipo de acero "AE-40" y tipo de elemento estructural "viga")

$$A_{s\ min} = w_{min} * b_w * d = 0,0035 * 30\text{cm} * 73\text{cm} = 7.665\text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{smin}$

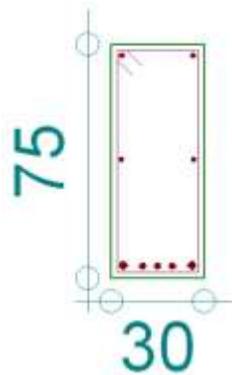
Con el área de $A_s = 10.48\text{ cm}^2$:

Se utilizara $2\Phi 20 + 3\Phi 16\text{ mm}$

$$A_{s1} = 2 * 3.14 + 3 * 2.01 = 12.31\text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = 12.31\text{ cm}^2$$

$$12.31\text{ cm}^2 > 10.48\text{ cm}^2\text{ ok}$$



Cálculo de la armadura negativa para la viga.

$$M_d = 2712000\text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$d = 75\text{cm} - 2\text{cm} = 73\text{ cm}$$

$$h = 75\text{ cm}$$

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

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

$$f_{yd} = 3478.26\text{ kg/cm}^2$$

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

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

Determinación del momento reducido de cálculo: (μ_d)

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{2712000\text{ kg} * \text{cm}}{30\text{cm} * (73\text{cm})^2 * 140\text{ kg/cm}^2} = 0.1212$$

Entonces: $\mu_{lim} = 0.335$ valor obtenido en función al tipo de acero

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

Determinación de la cuantía mecánica: (Ws) de tablas

Con: $\mu_d = 0.1212$ se obtiene una cuantía mecánica de $W_s = 0.1308$

Determinación de la armadura: (As)

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.1308 * 30 \text{ cm} * 73 \text{ cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3478,26 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 11.53 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: (As) $w_{min} = 0,0035$

$$A_{s \text{ min}} = w_{min} * b_w * d = 0,0035 * 30 \text{ cm} * 73 \text{ cm} = 7.665 \text{ cm}^2$$

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

Se escogerá el área $A_s = 11.53 \text{ cm}^2$

Se utilizara **2 Φ 20 + 3 Φ 16 mm**

$$A_{s2} = 2 * 3.14 + 3 * 2.01 \text{ cm}^2 = 12.31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12.31 \text{ cm}^2$$

$$12.31 \text{ cm}^2 > 11.53 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

Cálculo de la armadura negativa para la viga.

Datos:

$$M_d = 1638000 \text{ Kg*cm}$$

$$d = 75 \text{ cm} - 2 \text{ cm} = 73 \text{ cm}$$

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

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

$$b_w = 75 \text{ cm}$$

$$f_{yd} = 3478.26 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

Determinación del momento reducido de cálculo: (μ_d)

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{1638000 \text{ kg} * \text{cm}}{30 \text{ cm} * (73 \text{ cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0.0732$$

Entonces: $\mu_{lim} = 0.335$ valor obtenido en función al tipo de acero

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

Determinación de la cuantía mecánica: (Ws) de tablas

Con: $\mu_d = 0.0730$ se obtiene una cuantía mecánica de $W_s = 0.0740$

Determinación de la armadura: (As)

$$A_s = w * bw * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0740 * 30 \text{ cm} * 73 \text{ cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3478.26 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 6.52 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: (As) $w_{min}=0,0035$

$$A_{s \text{ min}} = w_{min} * b_w * d = 0,0035 * 30 \text{ cm} * 73 \text{ cm} = 7.665 \text{ cm}^2$$

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

Se escogerá el área $A_s = 7,665 \text{ cm}^2$

Se utilizara **3 Φ 16 + 2 Φ 12 mm**

$$A_{s2} = 3 * 2.01 + 2 * 1.13 = 8.29 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.665 \text{ cm}^2$$

$$8.29 \text{ cm}^2 > 7,665 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

Cálculo de la armadura transversal para la viga.

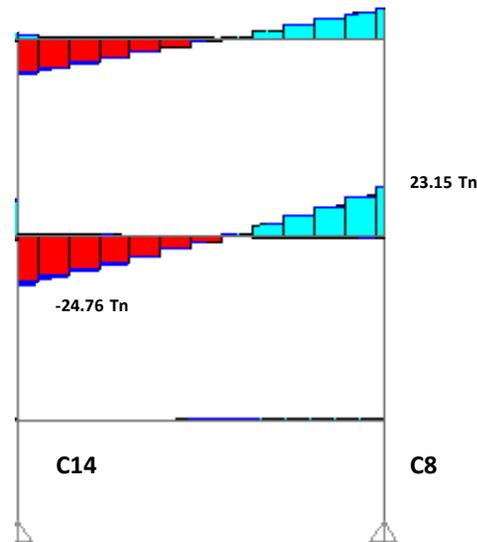


Figura 29: Máximos esfuerzos cortantes en Viga

Datos:

$$Vd = 24760 \text{ Kg}$$

$$h = 75 \text{ cm}$$

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

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

$$d = 75\text{cm} - 2\text{cm} = 73 \text{ cm}$$

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

$$f_{yd} = 3478.26 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 5,92 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 30 \text{ cm} * 73 \text{ cm} = 12964.8 \text{ kg}$$

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

$$24760 \text{ Kg} \leq 12964.8 \text{ Kg Necesita armadura transversal}$$

Como:

$$Vd > V_{cu} = 24760 \text{ kg} > 12964.80 \text{ kg}$$

$$V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d$$

$$0,30 * 140 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 30 \text{ cm} * 73 \text{ cm} = 91980 \text{ Kg}$$

$$V_{cu} < V_d < V_{ou} = 12964.80 \text{ kg} < 24760 \text{ kg} < 91980 \text{ kg}$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 24760 \text{ kg} - 12964.80 \text{ kg} = 11795.20 \text{ kg}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}} = \frac{11795.20 \text{ kg} * 100 \text{ cm}}{0,90 * 73 \text{ cm} * 3478,26 \text{ kg/cm}^2} = 5.16 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima.

$$A_{st \text{ min}} = 0,02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 * 30 \text{ cm} * 100 \text{ cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3652,20 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{st} = 2,30 \text{ cm}^2$$

Asumiendo el mayor $A_{st} = 5.16 \text{ cm}^2/\text{m}$

La armadura transversal para dos piernas será: $2.58 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se adoptará un diámetro $\Phi = 8\text{mm}$

Se tiene un área $A = 0,503 \text{ cm}^2$

Se adopta un espaciamiento de 17 cm

$$N^{\circ}barras = \frac{100}{17} = 5.88 \approx 6 \text{ barras}$$

$$A_{st} = N^{\circ}barras * A_{\phi 8mm} = 6 * 0,503 \text{ cm}^2 = 3.018 \text{ cm}^2$$

$$3.018 \text{ cm}^2 > 2.58 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

Se utilizara: 6 Φ 8mm c/17 cm

N^o Estribos = 6 c/m lineal

Cálculo de la armadura transversal para la viga.

Datos:

$$V_d = 23150 \text{ Kg}$$

$$d = 75\text{cm} - 2\text{cm} = 73 \text{ cm}$$

$$h = 75 \text{ cm}$$

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

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

$$f_{yd} = 3478.26 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

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

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 5,92 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 30 \text{ cm} * 73 \text{ cm} = 12964.8 \text{ kg}$$

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

$$23150 \text{ Kg} \leq 12964.80 \text{ Kg Necesita armadura transversal}$$

Como:

$$V_d > V_{cu} = 23150 \text{ kg} > 12964.80 \text{ kg}$$

$$V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d = 0,30 * 140 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 30 \text{ cm} * 73 \text{ cm} = 91980 \text{ Kg}$$

$$V_{cu} < V_d < V_{ou} = 12964.80 \text{ kg} < 23150 \text{ kg} < 91980 \text{ kg}$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 23150 \text{ kg} - 12964.80 \text{ kg} = 10185.20 \text{ kg}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}} = \frac{10185.20 \text{ kg} * 100\text{cm}}{0,90 * 73 \text{ cm} * 3478.26 \text{ kg/cm}^2} = 4.46 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima.

$$A_{st \text{ min}} = 0,02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 * 30 \text{ cm} * 100\text{cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3478.26 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{st} = 2,42 \text{ cm}^2$$

Asumiendo el mayor $A_{st} = 4.46 \text{ cm}^2/\text{m}$

La armadura transversal para dos piernas será: $2.23 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se adoptará un diámetro $\Phi = 8\text{mm}$

Se tiene un área $A = 0.503 \text{ cm}^2$

Se adopta un espaciamiento de 20 cm

$$N^{\circ}barras = \frac{100}{20} = 5 \approx 5 \text{ barras}$$

$$A_{st} = N^{\circ}barras * A\phi 8\text{mm} = 5 * 0,503 \text{ cm}^2 = 2.515 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$2.515 \text{ cm}^2/\text{m} > 2.23 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ok}$$

Se utilizará por seguridad y constructivamente:

5 estribos $\Phi 8\text{mm}$ c/20 cm por cada metro lineal

Verificación de la flecha máxima en la viga más cargada $f_{max} = 0.50 \text{ cm}$

$$f_{adm} = \frac{L_{viga}}{500} = \frac{790\text{cm}}{500} = 1,58\text{cm}$$

$$0.50\text{cm} < 1,58 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

3.5.3. Diseño de Columnas.

Este elemento estructural fue diseñado bajo solicitaciones de flexo compresión y de corte siguiendo los parámetros conforme lo indica el código boliviano del hormigón.

A continuación se muestra gráficamente las dimensiones en centímetros de los pilares existentes dentro de la estructura con el fin de guiar al lector.

El diseño de columnas se realizó siguiendo la norma de diseño CBH 87 cumpliendo todas las especificaciones y recomendaciones, a continuación se realizara la verificación manual de para el pilar más crítico de la estructura.

Determinación de la armadura longitudinal.

Datos:

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

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

$$N_d = 124.13 \text{ t} = 124130 \text{ Kg}$$

$$M_{dx} = 7.49 \text{ t m} = 749000 \text{ Kg cm}$$

$$M_{dy} = 6.59 \text{ t m} = 659000 \text{ Kg cm}$$

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

$$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\gamma_c = 1.5$$

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

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26 \text{ Kg/cm}^2$$

Capacidad mecánica del hormigón

$$U_c = f_{cd} * a * b = 140 * 50 * 50 = 350000 \text{ Kg}$$

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{124130}{350000} = 0.35$$

$$\mu_a = \frac{M_{dx}}{U_c * a} = \frac{749000}{350000 * 50} = 0.04$$

$$\mu_a = \frac{M_{dy}}{U_c * a} = \frac{659000}{350000 * 50} = 0.04$$

El mayor de los dos momentos reducidos será μ_1 y el menor μ_2 para entrar en los ábacos y determinar las cuantías mecánicas w :

$$\mu_1 = 0.04$$

$$\mu_2 = 0.04$$

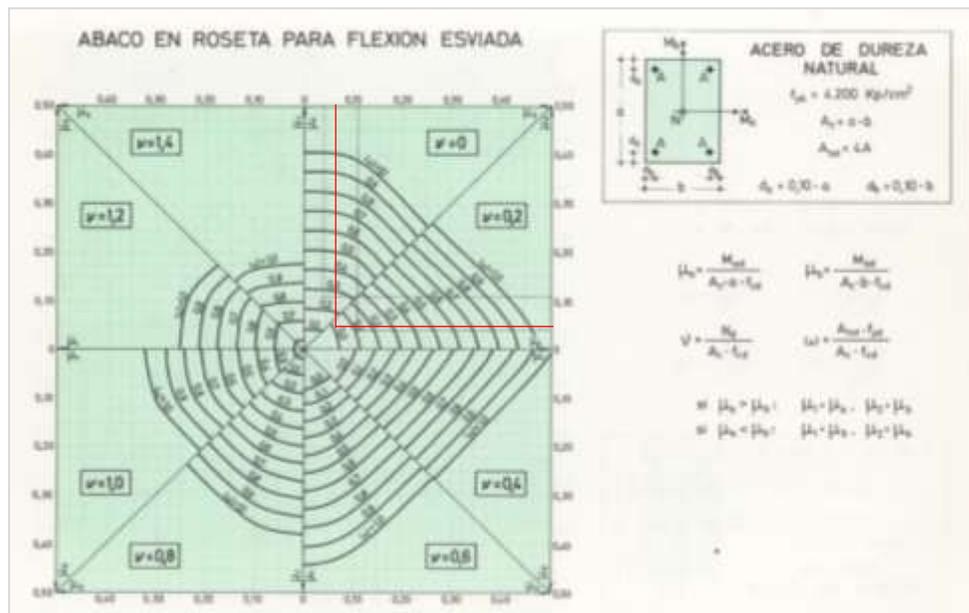


Figura 30: Abaco (Flexión Esviada)

Se determina la cuantía mecánica $w = 0,10$ mediante interpolación de los ábacos en roseta para flexión esviada del tomo II de Jiménez Montoya.

La capacidad mecánica de la armadura total será:

$$U_{total} = w * U_c = 0.010 * 350000 = 35000Kg$$

$$A_{Total} = \frac{U_{total}}{f_{yd}} = \frac{35000}{3478.26} = 10.06 \text{ cm}^2$$

Armadura en las esquinas $4 \phi 20 \text{ mm}$ } $A_{sr} = 12.57 \text{ cm}^2 > A_{sc} = 10.06 \text{ cm}^2$ OK

Cálculo de la armadura transversal de la columna.

El diámetro del estribo será:

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

- Según la primera opción: $\phi \geq 1/4 * 20 \text{ mm} = 5 \text{ mm}$
 - Según la segunda opción: $\phi \geq 6 \text{ mm}$
- } Se asume $\phi = 6$ mm.

La separación de la armadura transversal se determina de acuerdo a las recomendaciones que nos ofrece la Norma Boliviana del Hormigón Armado:

$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \mathbf{b \text{ o } h \text{ (el de menor dimensión)}} \\ \rightarrow \mathbf{30 \text{ cm}} \\ \rightarrow \mathbf{12 * \phi_{de \text{ la armadura longitudinal mas delgada}}} \end{array} \right.$$

- Según la primera opción: $S \leq 50 \text{ cm}$
 - Según la segunda opción: $S \leq 30 \text{ cm}$
 - Según la tercera opción: $S \leq 12 * 2 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$
- } Se asume $S = 25 \text{ cm}$

Por lo tanto la armadura del estribo será: $\Phi 6\text{mm c}/25 \text{ cm}$

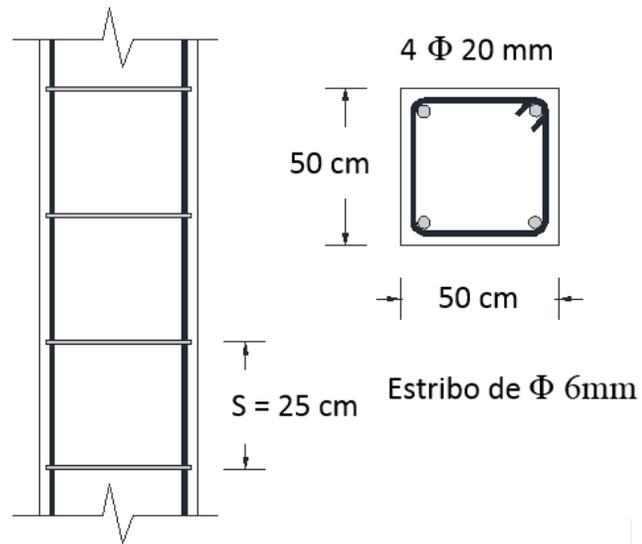


Figura 31: Esquema grafico Columna N° 14

3.5.4. Diseño de Losa Casetonada.

Espesor de la losa:	35	cm
Losas de compresión:	5	cm
Ancho del nervio:	15	cm

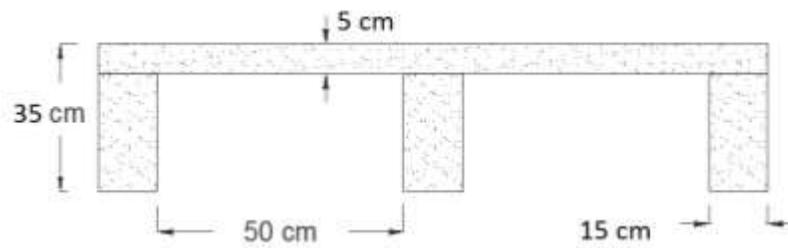
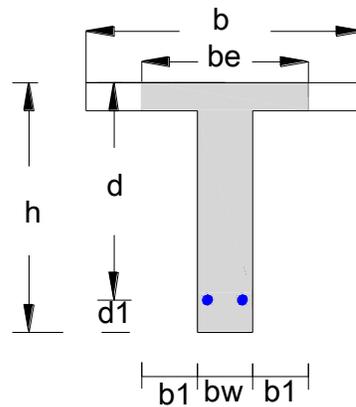


Figura 32: Losa Casetonada



Determinación de las cargas de diseño en losas:

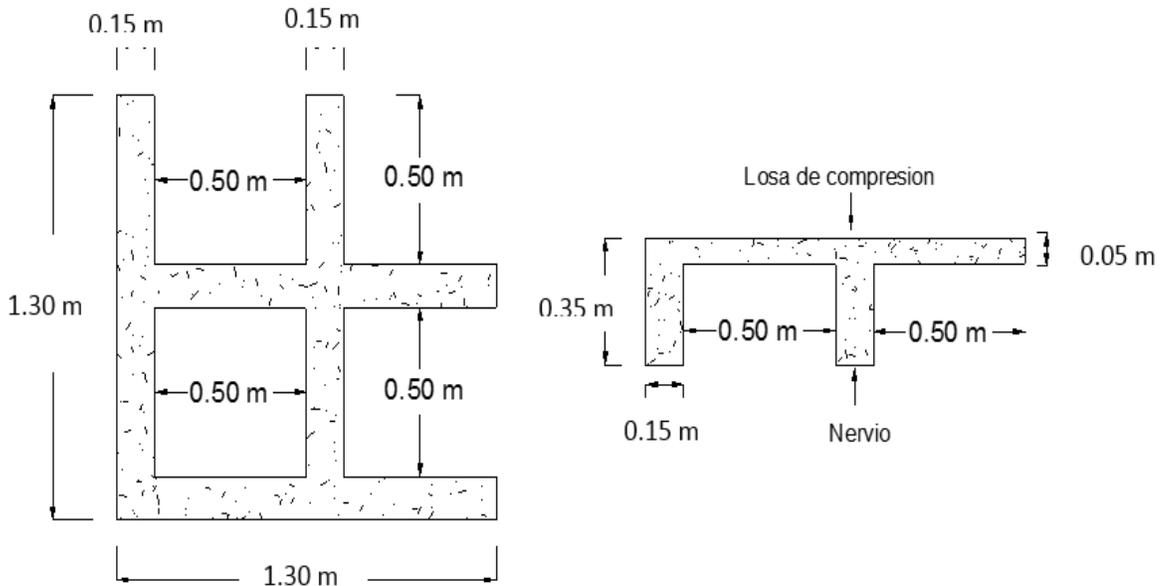


Figura 33: Dimensiones de Losa Casetonada

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

$$\gamma_{c.c.a.} = 0 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{c.a.} = 2100 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{l.c.} = 1800 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{yeso} = 1250 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Área} = 1.69 \text{ m}^2$$

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

$$\text{Peso de Nerv} = (1.30 * 2 * 0.15 + 0.50 * 4 * 0.15) * 0.30 * 2500 / (1.30 * 1.30)$$

$$\text{Peso de los nervios} = 306.21 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{PESO PROPIO DE LA LOSA} = 431.21 \text{ kg/m}^2.$$

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

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

$$\text{Revoque de Yeso} = 1250 * 0.010 = 12.5 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{CARGA PERMANENTE } G = 431.21 + 42 + 27 + 12.5 = 512.71 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CARGA VIVA } Q = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$q_d = 1.6G + 1.6 * Q = 1.6 * 512.71 + 1.6 * 300$$

$$q_d = 1300.34 \text{ kg/m}^2$$

Modelos estructurales de losas para el diseño a flexión:

Los coeficientes para diseño de las losas se obtienen del modelo de las tablas para losas nervadas, considerando que la dirección más corta es considerado l_x , y la dirección más larga es l_y obteniendo los valores tabulados de m_{x-} , m_{x+} , m_{y-} y m_{y+} .

$$q = 1300.34 \text{ kg/m}^2 \implies \text{Carga lineal en cada Nervio} = 458 \text{ kg/m}$$

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

$$b = 30 \text{ cm (dos nervios comprimidos)}$$

$$d = 35 - 2 = 33 \text{ cm}$$

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

$$F_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Phi = 0,9 \text{ (flexion)}$$

MOMENTO POSITIVO [M = 0,0001*m*q*Lx ²]							ANALIZANDO FRANJA D (m) = 0,65			
LOSA	LOSA TIPO	Lx	Ly	Lx/Ly	my(+)	mx(+)	Muy (+) kg*m/m	Mux (+) kg*m/m	Muy (+) kg*m	Mux (+) kg*m
1	1	8	10	0,80	378	208	3146	1731	2044,8	1125,2
2	1	8,2	10	0,82	366,2	214,8	3202	1878	2081,2	1220,8
3	1	5,9	9,6	0,61	455,9	129,1	2064	584	1341,4	379,8

MOMENTO NEGATIVO [M = 0,0001*m*q*Lx ²]							ANALIZANDO FRANJA D (m) = 0,65			
LOSA	LOSA TIPO	Lx	Ly	Lx/Ly	my(-)	mx(-)	Muy (-) kg*m/m	Mux (-) kg*m/m	Muy (-) kg*m	Mux (-) kg*m
1	1	8	10	0,80	752	574	6258	4777	4067,9	3105,0
2	1	8,2	10	0,82	733,4	574,6	6412	5024	4168,1	3265,6
3	1	5,9	9,6	0,61	873,2	540,1	3953	2445	2569,1	1589,1

Determinación de la armadura mínima:E

$$\varphi_{min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4000} \implies \varphi_{min} = 0.0035$$

$$A_{smin} = \varphi_{min} * b * d = 0.0035 * 15 * 33 \implies A_{smin} = 1.73 \text{ cm}^2$$

A continuación se presentan las tablas:

ARMADURA MOMENTO POSITIVO														
Losa	ud	ud<udlim		ud>udlim			Asy(-) cm ² /m	ud	ud<udlim		ud>udlim			Asx(-) cm ² /m
		ws	As ₂	ws ₁	As ₁	As ₂			ws	As ₂	ws ₁	As ₁	As ₂	
1	0.090	0.096	1.919	0	0	0	1.919	0.050	0.052	1.039	0	0	0	1.039
2	0.092	0.098	1.955	0	0	0	1.955	0.054	0.057	1.129	0	0	0	1.129
3	0.059	0.062	1.243	0	0	0	1.243	0.017	0.016	0.032	0	0	0	0.324

ARMADURA MOMENTO NEGATIVO														
Losa	ud	ud<udlim		ud>udlim			Asy(-) cm ² /m	ud	ud<udlim		ud>udlim			Asx(-) cm ² /m
		ws	As ₂	ws ₁	As ₁	As ₂			ws	As ₂	ws ₁	As ₁	As ₂	
1	0.179	0.205	4.078	0	0	0	4.078	0.137	0.151	3.002	0	0	0	3.002
2	0.184	0.211	4.195	0	0	0	4.195	0.144	0.159	3.175	0	0	0	3.175
3	0.113	0.123	2.443	0	0	0	2.443	0.070	0.074	1.479	0	0	0	1.479

Losa	As				As _{min} > AS				RESULTADO			
	Asy(-) cm ² /m	Asy(+) cm ² /m	Asx(-) cm ² /m	Asx(+) cm ² /m	Asy(-) cm ² /m	Asy(+) cm ² /m	Asx(-) cm ² /m	Asx(+) cm ² /m	Asy(-) cm ² /nerv	Asy(+) cm ² /nerv	Asx(-) cm ² /nerv	Asx(+) cm ² /nerv
1	4.08	1.92	3.00	1.04	4.08	1.92	3.00	1.73	4.08	1.92	3.00	1.73
2	4.20	1.95	3.18	1.13	4.20	1.95	3.18	1.73	4.20	1.95	3.18	1.73
3	2.44	1.24	1.48	0.32	2.44	1.73	1.73	1.73	2.44	1.73	1.73	1.73

A continuación se presentan las tablas de armado modificadas tomando en consideración la armadura mínima requerida:

Losa	Asy(-) cm ² /nerv	Asy(+) cm ² /nerv	Asx(-) cm ² /nerv	Asx(+) cm ² /nerv
1	4.08	1Ø20 +1Ø12	1.92	2Ø12
2	4.20	1Ø20 +1Ø12	1.95	2Ø12
3	2.44	1Ø20	1.73	2Ø12

Verificación de la resistencia a cortante.

Se deberá verificar que cumpla la condición:

$$V_d < V_{cu}$$

Determinando el cortante máximo:

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

$$q_u = 1300 \text{ kg/m}^2$$

La sección crítica de diseño está ubicada a 33 cm = (35cm-2cm)

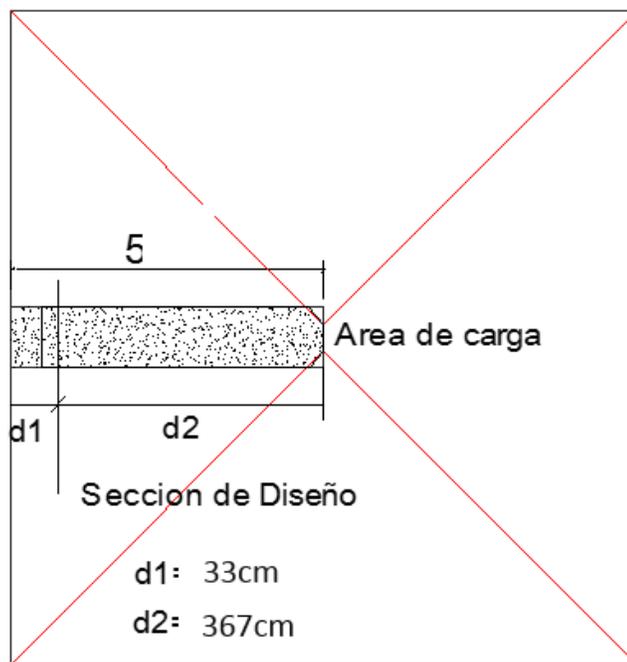


Figura 34: Sección crítica de Diseño

La fuerza cortante que actúa sobre un metro de ancho unitario de la zona crítica a cortante es:

$$V_d = \left(\frac{65}{100}\right) * \left(\frac{367}{100}\right) * 1300 \Rightarrow V_d = 3101.96 \text{ kg}$$

Calculo de la resistencia virtual del hormigón a esfuerzo cortante:

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

Calculo de la resistencia al esfuerzo cortante de la sección:

$$V_{cu} = \frac{V_d * bw * d}{bw * d} = \frac{5.92 * 15 * 33}{30 * 33} = 2930.40 \text{ kg}$$

Donde:

bw: Espesor del alma de la viga

d: Canto útil de la sección

$$V_d = 3101.96 > V_{cu} = 2930.40 \text{ Necesita armadura a cortante (As)}$$

La sección transversal no es suficiente para resistir las fuerzas cortantes. Por lo tanto se dispondrá de armadura transversal:

$$A_s = \frac{V_d - V_{cu}}{0.9 * h * f_{yd}} \quad \text{Armadura de cortante}$$

Estribos.

Determinando la armadura mínima:

$$A_{s_{min}} = 0.02 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * bw = 0.02 * \left(\frac{140}{3478} \right) * 15 * 100 = 1.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}2(\text{pierna})} = \left(\frac{1.21}{2} \right) = 0.60 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{3101.96 - 2930.40}{0.9 * .33 * 3478} = 0.17 \text{ cm}^2 \quad \text{Armadura de cortante}$$

Número de Barras (diámetro 6 mm):

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{0.60 \text{ cm}^2 / \text{m}}{0.283 \text{ cm}^2} = 2.13 \text{ barras/m}$$

Asumiendo un diámetro de 6mm se tiene:

$$\text{Separación de estribos} = \frac{0.283 * 100 * 2}{1.81} = 36.91 = 30\text{cm}$$

La norma recomienda tomar como separación máxima:

$$\text{Separación de estribos} = 25\text{ cm}$$

Barras de $\phi 6$ c/25

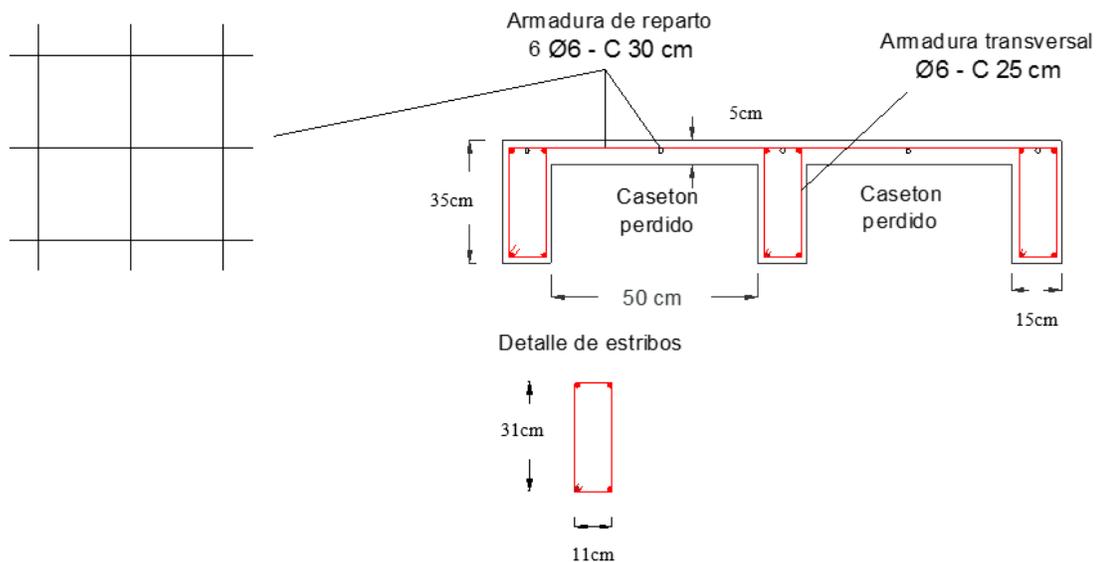


Figura 35: Disposición de Armadura

Armadura de reparto por temperatura y retracción de fraguado.

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

$$A_{smin} = \varphi_{min} * b * d$$

donde $\varphi_{min} = 0.0018$ para losa de $fck = 4000\text{kg/cm}^2$

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

El máximo espaciamiento entre alambres electro soldadas es 5 veces el espesor de la loseta o 35cm el que sea menor:

$$e_{max} = 5 * (5) = 25cm \Rightarrow e_{max} = 30cm \text{ OK}$$

3.5.5. Diseño de Fundaciones.

Zapata aislada.

Se procede a diseñar la zapata aislada de la columna N°14 la cual presenta las siguientes solicitaciones obtenidas por cálculo computarizado mediante el programa CYPECAD.

$$N = 67160 \text{ kg.}$$

$$M_x = 147000 \text{ kg cm}$$

$$M_y = 117000 \text{ kg cm}$$

$$Q_x = 2380 \text{ kg. } 31.72 \text{ tn}$$

$$Q_y = 2120 \text{ kg. } 31.30 \text{ tn}$$

$$\sigma_{adm} = 3.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{yk} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

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

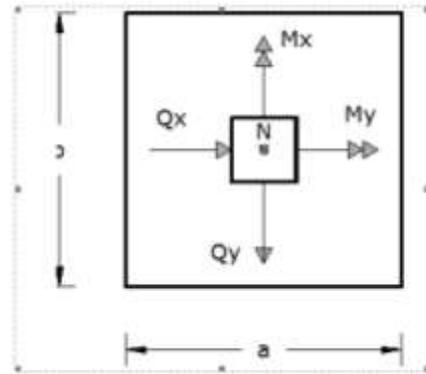


Figura 36: Zapata Aislada

Área requerida:

$$A = \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{67160}{3.40} = 19752.94 \text{ cm}^2$$

Área adoptada:

$$A = 160 \text{ cm} * 160 \text{ cm} = 25600 \text{ cm}^2.$$

1º condición: A requerida < A adoptada

$$19752.94 \text{ cm}^2 < 25600 \text{ cm}^2$$

2º condición: $\sigma_{adm} > \sigma_{max}$

$$\sigma_{max} = \frac{67160}{160 * 160} + \frac{6 * 147000}{160 * 160^2} + \frac{6 * 117000}{160 * 160^2} = 3.01 \text{ cm}^2$$

$$3.40 \text{ kg/cm}^2 > 3.01 \text{ kg/cm}^2.$$

Determinación del canto de la zapata:

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

$$k = \frac{4 * f_{vd}}{1.6 * \sigma_{adm}} = \frac{4 * 5.92}{1.6 * 3.4} = 4.35$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{a_o + b_o}{4} = \sqrt{\frac{50 * 50}{4} + \frac{160 * 160}{2 * 4.35 - 1}} - \frac{50 + 50}{4} = 37.85 \text{ cm}$$

$$d_2 = d_2 = \frac{2 * (a - a_o)}{4 + k} = \frac{2 * (160 - 50)}{4 + 4.35} = 26.35 \text{ cm}$$

El canto total debera de tener en cuenta el recubrimiento que para zapatas es de 3 cm. por lo tanto: $37.85 + 3 = 40.85 \text{ cm}$. Por lo tanto se adopta un canto de zapata igual a 45 cm.

Verificacion a presiones reales .- $\sigma_{adm} > \sigma_{max}$

$$\sigma_{max} = \frac{67160}{160 * 160} + \frac{6 * 147000}{160 * 160^2} + \frac{6 * 117000}{160 * 160^2} + \frac{6 * 2380 * 45}{160 * 160^2} + \frac{6 * 2120 * 45}{160 * 160^2} = 3.30 \text{ cm}^2$$

$$3.40 \text{ cm}^2 > 3.30 \text{ cm}^2.$$

Verificación al vuelco:

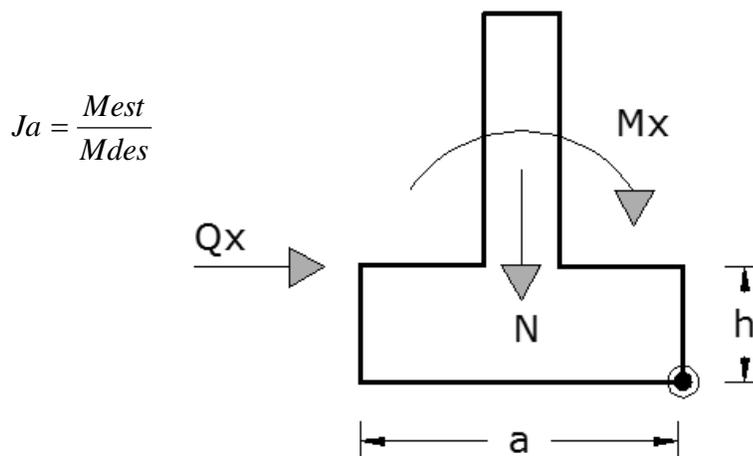
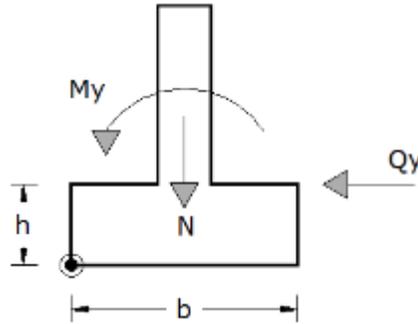


Figura 37: Esfuerzos en Zapatas

$$\gamma = \frac{M \text{ estabilizante}}{M \text{ desestabilizante}} = \frac{67160 * 160/2}{147000 + 2380 * 45} = \frac{5372800}{254100} = 21.14 > 1.5$$



$$\gamma = \frac{M \text{ estabilizante}}{M \text{ desestabilizante}} = \frac{67160 * 160/2}{117000 + 2120 * 45} = \frac{5372800}{212400} = 25.30 > 1.5$$

Verificación al deslizamiento.-

$$A * C_D \geq \gamma_1 * V$$

$$A * 0.5 * C \geq \gamma_1 * V_{max}$$

$$160 * 160 * 0.5 * 2500 \geq 21.14 * 2380$$

$$32000000 > 50313.20$$

Cálculo de los esfuerzos en las aristas de la zapata:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} \mp \frac{6 * My}{a * b^2} \mp \frac{6 * Mx}{b * a^2} \mp \frac{6 * Qx * h}{b * a^2} \mp \frac{6 * Qy * h}{a * b^2}$$

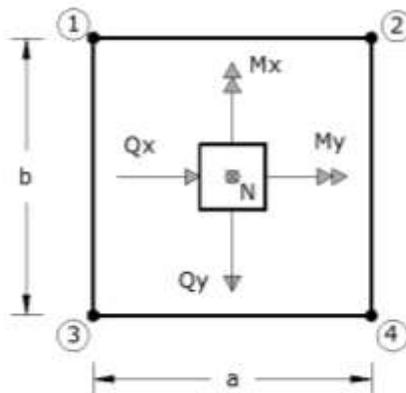


Figura 38: Esfuerzos en Zapatas

$$\sigma_1 = \frac{67160}{160 * 160} - \frac{6 * 117000}{160 * 160^2} - \frac{6 * 147000}{160 * 160^2} - \frac{6 * 2380 * 45}{160 * 160^2} - \frac{6 * 2120 * 45}{160 * 160^2}$$

$$\sigma_1 = 1.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{67160}{160 * 160} + \frac{6 * 117000}{160 * 160^2} - \frac{6 * 147000}{160 * 160^2} + \frac{6 * 2380 * 45}{160 * 160^2} - \frac{6 * 2120 * 45}{160 * 160^2}$$

$$\sigma_2 = 2.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{67160}{160 * 160} - \frac{6 * 117000}{160 * 160^2} + \frac{6 * 147000}{160 * 160^2} - \frac{6 * 2380 * 45}{160 * 160^2} + \frac{6 * 2120 * 45}{160 * 160^2}$$

$$\sigma_3 = 2.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{67160}{160 * 160} + \frac{6 * 117000}{160 * 160^2} + \frac{6 * 147000}{160 * 160^2} + \frac{6 * 2380 * 45}{160 * 160^2} + \frac{6 * 2120 * 45}{160 * 160^2}$$

$$\sigma_4 = 3.31 \text{ kg/cm}^2$$

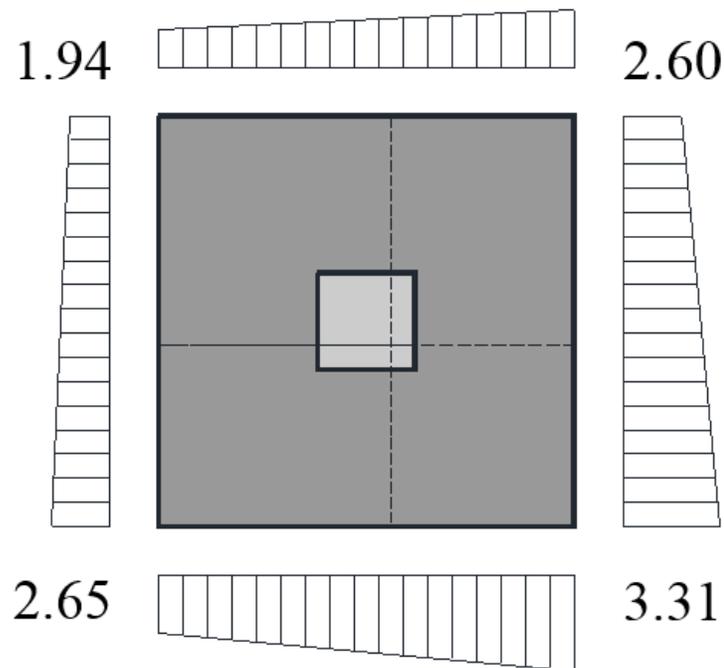


Figura 39: Diagrama de Esfuerzos

Los momentos son iguales para ambos lados al igual que la armadura.

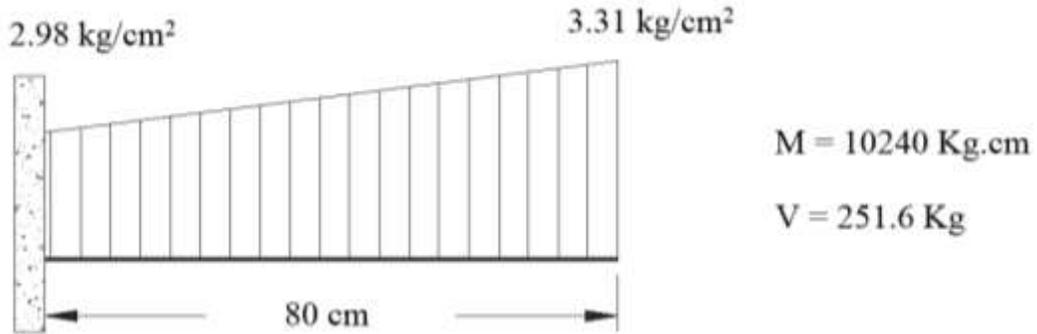


Figura 40: Reacciones en Zapatas

Cálculo de la armadura:

$$M_d = 1.6 * M * b = 1.6 * 10240 * 160 = 2621440 \text{ kg.cm}$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{2621440}{160 * 45^2 * 140} = 0.058$$

$$W_s = \mu_d * (1 + \mu_d) = 0.058 * (1 + 0.058) = 0.061$$

$$A_s = \frac{W_s * b * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.061 * 160 * 45 * 140}{3478.30} = 17.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = w_{min} * b * d = 0.0035 * 160 * 45 = 25.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} > A_{s_{cal}}$$

Disposición de armaduras.

Por norma se recomienda que el diámetro mínimo de las armaduras longitudinales no sea inferior a 12 mm.

$$\Phi 12 = 1.13 \text{ cm}^2.$$

$$23 \Phi 12 = 25.99 \text{ cm}^2.$$

$$25.99 \text{ cm}^2. > 25.20 \text{ cm}^2.$$

Separación entre barras = $b/(N^{\circ} \text{ barras} - 1) = 160/(11-1) = 16 \text{ cm}$, teniendo en cuenta las recomendaciones de la norma que indica que la separación máxima es de 30 cm.

Por lo tanto para ambos lados de la zapata cuadrada:

Dirección X, USAR: 11 ϕ 12 c/16 cm

Dirección Y, USAR: 11 ϕ 12 c/16 cm

Verificación a la adherencia.-

$$\tau \leq f_{bd}$$

$$\tau_a = \frac{Vd}{0.9 * d * N^a * \pi * \theta} \leq k * \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

$$\frac{1.6 * 251.6}{0.9 * 45 * 16 * \pi * 1} \leq 2 * \sqrt[3]{140^2}$$

$$1.95 < 53.92$$

Finalmente: se usa 11 ϕ 12 mm a cada lado con una separación de 16 cm entre armaduras.

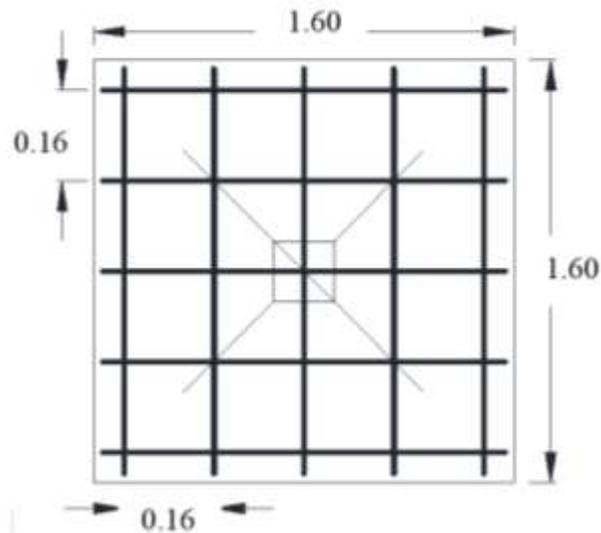


Figura 41: Disposición de Armadura en Zapatas

3.5.6. Diseño de la Junta de Dilatación.

Método Empírico.

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

$$\Delta_t = T_s - T_m$$

$$\Delta_t = 20^\circ\text{C}$$

Con una distancia L entre juntas viene dado por:

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

$$C_t = (20) * 25 * 1.1 * 10^{-5} = 0.0055$$

Ancho entre juntas:

$$a = k_1 * C_1$$

$$a = 2 * 0.0055 = 0.0110 \text{ m} = 1.10 \text{ cm}$$

Adoptamos valor mínimo por norma:

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

Método Analítico.

Nos da el mismo resultado que el método empírico ya que el coeficiente c es igual a uno lo que no produce ningún cambio.

La junta de dilatación es de material de goma.

3.6. DESARROLLO DE LA ESTRATEGIA PARA LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO.

3.6.1. Especificaciones Técnicas.

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

3.6.2. Precios Unitarios.

El análisis será realizado para cada ítem y se puede apreciarlo en el Anexo A-6.

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

1. MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1				
2				
N				
TOTAL MATERIALES				

2. MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1				
2				
N				
SUBTOTAL MANO DE OBRA				
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES)				
TOTAL MANO DE OBRA				

3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1				
2				
N				
*	HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				

4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				COSTO TOTAL
*	GASTOS GENERALES = % DE 1 + 2 + 3			
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				

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

6. IMPUESTOS	
	COSTO TOTAL
*	IMPUESTOS IT = % DE 1 + 2 + 3 + 4 + 5
	TOTAL IMPUESTOS
	TOTAL PRECIO UNITARIO (1 + 2 + 3 + 4 + 5 + 6)
	TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (Con dos (2) decimales)

3.6.3. Cómputos Métricos.

Los cómputos métricos se realizaron según el marco teórico los cuales se pueden ver a detalle en el Anexo A-7.

3.6.4. Presupuesto General.

El presupuesto total de la obra se calculó, primeramente, realizando los cómputos métricos y obteniendo la cantidad de cada ítem; posteriormente, multiplicando el precio unitario de los diferentes ítems por la cantidad de cada ítem llegando a un presupuesto total de la obra de **4.888.994,29 Bs.**

3.6.5. Cronograma de Ejecución.

El plan y cronograma de obras se lo hizo utilizando el método de barras Gantt colaborado por el programa (Microsoft Office Project 2007) y se lo hizo como se definió en el marco teórico y se puede apreciarlo en el Anexo A-7.

CONCLUSIONES.

- Del estudio topográfico realizado se pudo concluir que el terreno de emplazamiento se puede considerar plano con muy pocas variación de cotas, ya que el diseño está planteado sobre una construcción antigua por lo que el terreno se encuentra nivelado.
- El estudio de suelo se realizó a una profundidad de 4 m, donde se obtuvo una capacidad portante del suelo de 3.4 kg/cm^2 . Y el nivel de fundación para la estructura es a 2m de profundidad del nivel del terreno.
- La capacidad portante del suelo es de mucha importancia ya que con este dato se pudo determinar el dimensionamiento y el tipo de zapatas, también para realizar las diferentes verificaciones que exige la bibliografía para dichos tipo de fundación.
- Se diseñó con zapatas aisladas y medianeras. Aisladas debido a que no existe construcción aledaña al lugar, y medianeras donde se encuentran las juntas de dilatación.
- El diseño estructural con el programa Cypecad dio valores más elevados que los de la comprobación manual por lo que se retocó algunas armaduras y espaciamientos.
- Gracias al diseño elaborado concluyo que el programa Cypecad da una armadura mayorada en algunos elementos hasta un 10 % en relación al cálculo manual, lo cual indica que es un punto a favor de la seguridad, pero en contra al precio del proyecto.
- Las barras de acero que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado, deben tener una separación mínimas para permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden coqueras o espacios vacíos.
- Se pudo observar que la cantidad de acero obtenida esa elevada para los distintos elementos (losas columnas, vigas, etc.). Pero este valor es razonable

debido a que la sobrecarga para colegios es elevada (300 kg/m^2), además que las luces de vigas y distancias entre columna y columna son grandes.

- Es de vital importancia tomar en cuenta las cargas que soportaran las vigas, ya que al diseñar las mismas con el paquete estructural este nos da como resultado en algunos casos armaduras en más de una capa, pero gracias a la disponibilidad de opciones se puede reacomodar los elementos todo esto para facilitar el proceso de construcción, siempre y cuando se cumpla con la armadura necesaria para el elemento.
- En vigas de canto mayor a 55 cm se dispuso de una armadura de piel, con hierro de 10 mm, tal como indica la bibliografía, de esta manera garantizar la adherencia.
- En losas de luces considerables se diseñó con losas casetonadas, debido a que las losas con viguetas pretensadas son para una longitud máxima de hasta 6.50 m.
- Con la elaboración del presente proyecto se profundizaron e integraron los conocimientos adquiridos en la etapa universitaria.

RECOMENDACIONES.

- La introducción correcta de datos en cualquier programa que se esté utilizando es muy importante, por lo que se recomienda tomarse el tiempo necesario para analizar y comprender lo que pide el paquete computarizado.
- En la etapa de la construcción se deberá respetar estrictamente la norma CBH-87 para las estructuras de H°A° ya que son de mucha importancia en el momento de la función estructural de la misma.
- Para lograr la resistencia requerida, utilizar agregados de buena calidad y tamaños indicados en las especificaciones.
- Se recomienda cumplir con las especificaciones técnicas para el proceso constructivo ya que de esta manera se podrá controlar la calidad de la obra.
- Se recomienda uniformizar la disposición de armaduras en la losa casetonada ya que resulta más fácil constructivamente su colocado.
- Se recomienda modificar los espaciamientos de estribos en vigas y columnas, ya que el programa Cypecad suele colocar los espaciamientos que constructivamente es muy difícil su colocado.
- Para el diseño de zapatas de hormigón armado se recomienda que la separación máxima de las armaduras sea de 30 cm y la mínima de 10. El diámetro mínimo recomendado según bibliografía es 10mm.
- En la construcción se debe seguir estrictamente los planos de detalles y especificaciones técnicas para evitar fallas en el funcionamiento.

BIBLIOGRAFÍA.

- Braja M. Das “Principios de ingeniería de cimentaciones” (4º edición, editorial International Thomson editores 2001).
- CBH 87 “Norma Boliviana del Hormigón Armado” (Editorial Neografitis, S.L. 1987)
- Jiménez Montoya P., García Meseguer. 2000 “Hormigón Armado” (14ª Edición). Barcelona
- José Calavera “Cálculo de Estructuras de cimentación” (3ª Edición, Editorial Intemac, 1982).
- “Juárez Badillo” Mecánica de suelos. (4ª Edición)
- Marcelo Romo Proaño “Temas de Hormigón Armado” (Escuela Politécnica del Ejecito – Ecuador)
- Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer y Francisco Morán Cabré “Hormigón Armado” (14ª Edición, Editorial Gustavo Gili, SA, Barcelona, 2000).
- Revista “Presupuestos & Construcción” (Guía de productos y servicios; Febrero 2015)
- Uribe Escamilla Jairo, “Análisis de Estructuras” (Segunda Edición).

