

1.1.- NOMBRE DEL PROYECTO

Diseño Estructural de Sede Social de la Central Campesina de Cercado.

1.2.- LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

Mapa de ubicación del proyecto:

Se presentan gráficos de ubicación cartográfica del proyecto: Diseño estructural de Sede Social de la Central Campesina de Cercado de como así también de la ubicación dentro del contexto provincial, departamental y nacional.

Figura 1.1 Ubicación del proyecto dentro del contexto Nacional

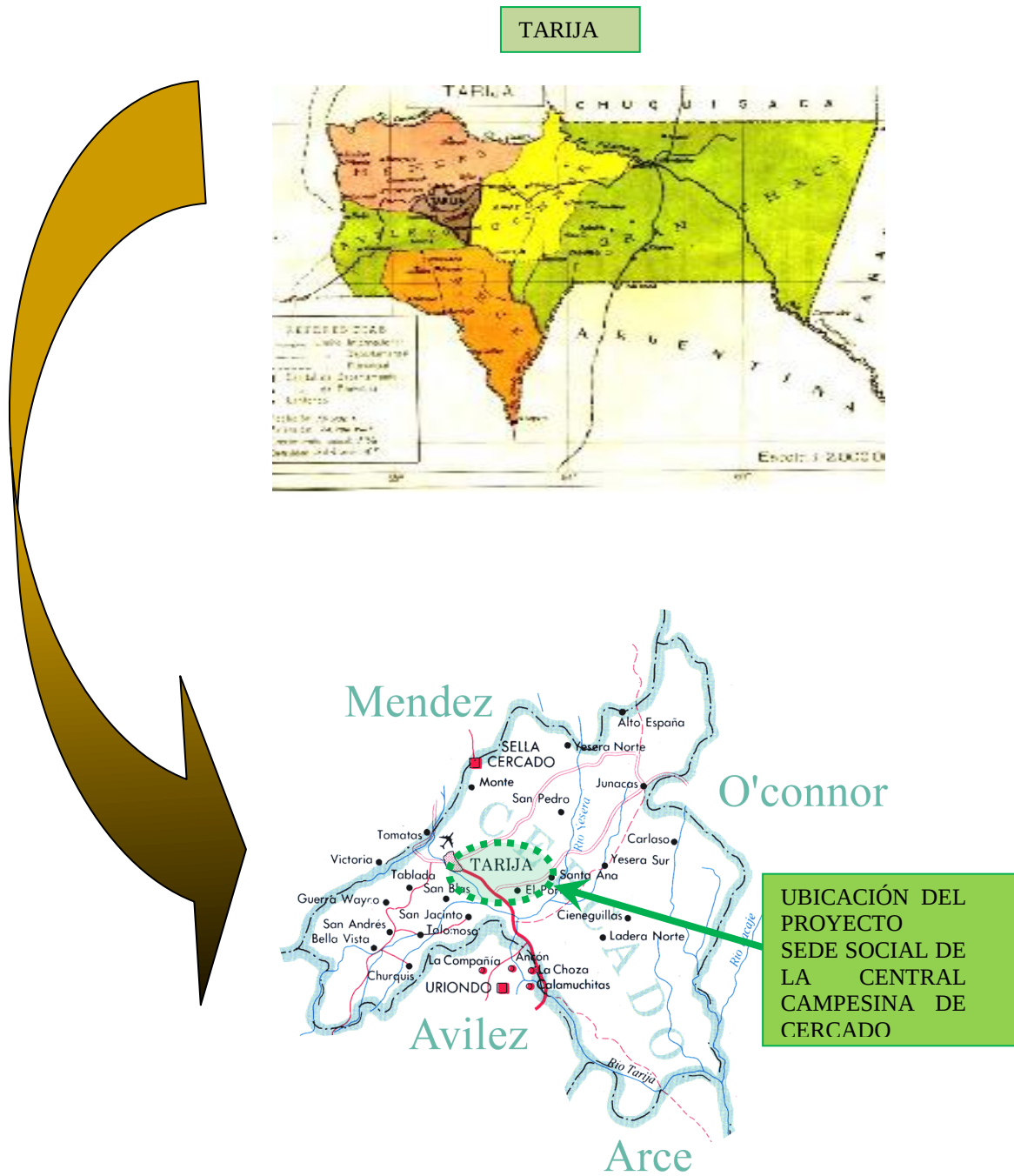
UBICACIÓN DEL PROYECTO EN EL CONTINENTE Y EL PAÍS



FUENTE: Google

Figura 1.2

Ubicación del Proyecto Dentro del Contexto Regional



FUENTE: Google.

1.3.- UBICACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto se encuentra ubicado en la Ciudad de Tarija, perteneciente a la provincia de Cercado, sobre la avenida Panamericana carretera tomatitas km. 3, Barrio Las Barrancas, Distrito N° 6, zona norte de la Ciudad de Tarija.

1.4.- IDENTIFICACIÓN ACTUAL DEL PROBLEMA DEL PROYECTO

En actualidad la Central Sindical Única de Comunidades Campesinas de Cercado no cuenta con este tipo de predios (Sede Social de la Central Campesina de Cercado).

Esta es la razón de la problemática y el pedido de los dirigentes de la Central Sindical Única de Comunidades Campesinas de Cercado, para la realización de la construcción de un Sede Social que irá en beneficio a toda sub centrales afiliadas, llegando también a beneficiar a la ciudad de Tarija, brindando así un ambiente que reúna todas las condiciones de comodidad y servicios adecuados.

1.5.- JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

Es factible realizar el “**DISEÑO ESTRUCTURAL DE SEDE SOCIAL DE LA CENTRAL CAMPESINA DE CERCADO**” porque:

- Existe un número considerable de habitantes en nuestro departamento de provincia Cercado que se beneficiarán con este proyecto de Sede Social de la Central Campesina de Cercado.
- Se cuenta con los terrenos donde se emplazará la infraestructura proyectada.
- Los campesinos de nuestro departamento de Tarija, provincia Cercado requieren mejorar sus atenciones, y mediante esta sede social de la central campesina de cercado puede ser una alternativa.
- Es un proyecto que resolverá una necesidad de nuestros campesinos de la provincia de Cercado de Tarija y del departamento, para esto ya se podrá contar con la infraestructura adecuada.
- La creación del **Sede Social de la Central Campesina de Cercado**, tendrá un impacto importante en el aspecto social de los campesinos, permitirá la comodidad de ejecución

de trabajos, eventos a nivel provincial, departamental, o a nivel nacional de los campesinos.

- Por estas razones; es necesario llevar adelante el diseño estructural de **Sede Social de la Central Campesina de Cercado**, con la misión de aportar con los conocimientos obtenidos en la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, y contribuyendo de esta manera al mejoramiento de la calidad de vida a nuestros campesinos.

1.6.- OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.6.1.- OBJETIVO GENERAL

Elaborar el **diseño estructural de Sede Social de la Central Campesina de Cercado**, para su posterior construcción, según la Norma Boliviana CBH-87, cumpliendo la resistencia de diseño, garantizando su estabilidad a la resistencia requerida y su seguridad.

1.6.2.- OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar el ensayo de verificación de suelo para determinar las capacidades portantes para el diseño de fundaciones de la estructura.
- Elaborar el dimensionamiento de los componentes estructurales y fundaciones, para que el edificio cumpla con las condiciones de diseño.
- Elaborar el diseño de los elementos estructurales en base a la Norma Boliviana CBH-87, para garantizar su estabilidad estructural.
- Efectuar una verificación manual de los elementos estructurales más críticos para verificar con los resultados del programa computacional CYPE CAD 2010.
- Elaborar los planos de instalaciones del Sede Social, referidas a: Instalación de agua potable, de alcantarillado sanitario, y electricidad.
- Realizar la ficha ambiental para su respectiva categorización.
- Efectuar cálculos métricos, plazo de ejecución y presupuesto general de la obra.

1.7.- ALCANCE DEL PROYECTO

Con la implementación del presente proyecto se plantea los siguientes alcances:

- El levantamiento topográfico del lugar de emplazamiento, en donde estará ubicado el proyecto.
- Verificación de suelos para poder conocer qué tipo de suelo, sus características y la capacidad portante del mismo.
- Análisis de la teoría existente acerca de los elementos de hormigón armado, para poder obtener varias alternativas de diseño con referencia a estos elementos estructurales de hormigón y optar por la mejor alternativa que se adecue al tipo de estructura que se diseñará.
- Mediante un programa computacional Cype Cad, se calculará la estructura que estará directamente relacionado con los planos arquitectónicos y el esfuerzo portante del suelo de la zona, tomando muy en cuenta las especificaciones que las normas exigen para diseñar una estructura que brinde una seguridad adecuada para una mejor atención de las personas beneficiadas.
- Una vez concluido con el cálculo estructural se realizará una comprobación, mediante un cálculo manual de los elementos más críticos de la estructura, los resultados que arrojará el programa computacional utilizado, no deben tener mucha variación a los resultados por el cálculo manual. Posteriormente se elaborarán los planos estructurales.
- El presupuesto del proyecto tomará en cuenta los ítems más importantes y significativos, en los precios unitarios del edificio en estudio, se incluirá el costo de la mano de obra, materiales, herramienta, equipos, cargas sociales, gastos generales, administrativos, impuestos y utilidades.
- Realizar la ficha ambiental para su respectiva categorización.
- Las especificaciones técnicas se realizará para el ítem de estructuras corrientes de hormigón simple o armado, comprende los siguientes puntos: definición, materiales, herramientas y equipo, procedimiento para la ejecución, forma de medición, y forma de pago.

2.1.- DESCRIPCIÓN DETALLADA DEL POYECTO

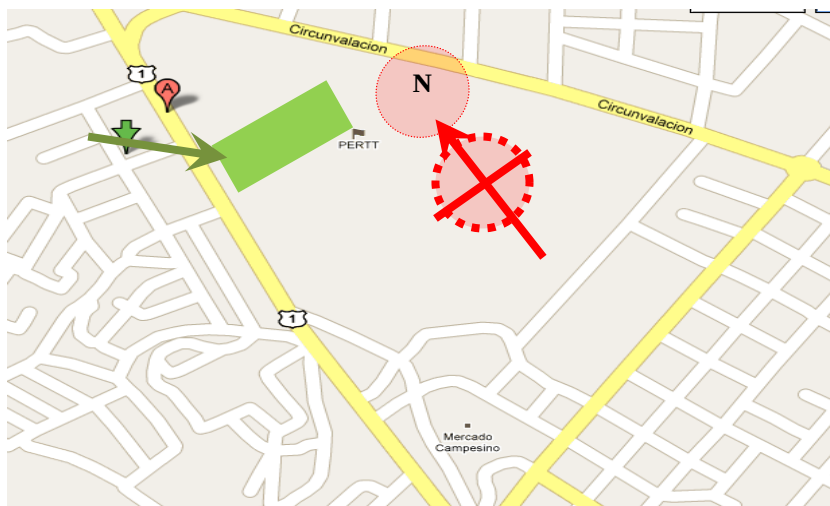
2.1.1.- PLANO GEOGRÁFICO DEL EMPLAZAMIENTO DEL PROYECTO

El proyecto se encuentra ubicado en el barrio Las Barrancas y colinda con los barrios de Juan Pablo Segundo y Virgen de Chaguaya, estos barrios pertenecen al distrito N° 6 del Municipio de Cercado. Sobre la Avenida Panamericana carretera Tomatitas Km-3.

Geográficamente la zona de estudio se encuentra ubicado entre las Coordenadas $-21^{\circ}30'52.07''$ de latitud Sud y $-64^{\circ}44'46.16''$, de longitud Oeste. Como Ubicación Referencial se tiene la siguiente figura:

Figura: 2.1

Plano de ubicación de la zona del proyecto



FUENTE: Google.

2.1.2.- COLINDANCIA DE LA ZONA DEL PROYECTO

La zona donde estará ubicado el proyecto tiene las siguientes colindancias al Este con los predios de PERT, al Oeste con los barrios Juan Pablo II y Virgen de Chaguaya, al Norte con las oficinas de Semillas y al Sur también colinda con PERT.

2.1.3.- VÍAS DE ACCESO A LA ZONA DEL PROYECTO

Para el acceso al lugar del emplazamiento del Proyecto existe una avenida principal que lleva el nombre de avenida panamericana carretera Tomatitas km-3. El trayecto desde la avenida panamericana hasta la zona del proyecto es de aproximadamente de 10 metros y el tiempo que se tarda este recorrido a pie es de 1 minutos.

2.1.4.- DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO DE SEDE SOCIAL DE LA CENTRAL CAMPESINA DE CERCADO

En el siguiente cuadro se detalla la descripción del edificio.

Tabla N° 2.1
Ambientes de Sede Social

SEDE SOCIAL DE LA CENTRAL CAMPESINA DE CERCADO				
N° Pisos	Ambientes	Ancho m	Largo m	Superficie útil (m ²)
PLANTA BAJA NIVEL +0,15	SALA DE ESPERA	5,05	5,078	25,64
	PASILLO 1	1	2,5	2,50
	OFICINA 1	2,6	2,65	6,89
	COCINETA	1,3	2,45	3,19
	BAÑO	1,76	1,94	3,41
	OFICINA 2	2,5	2,82	7,05
	GRADAS 1	2,05	3,72	7,63
	OFICINA EJECUTIVA	2,33	3,72	8,67
	GRADAS 2	2	3,47	6,94
	PASILLO 2	1,35	3,47	4,68
	DORMITORIO SERENO	2,5	3,2	8,00
	COCINETA	1,53	3,2	4,90
	BAÑOS VARONES	2,07	4,53	9,38
	BAÑOS DAMAS	1,95	4,53	8,83
	HALL DE ESTAR	2,25	4,12	9,27
	AUDITORIO	6,6	9,45	62,37

PRIMER PISO NIVEL +3,35	SALA DE ESPERA	5,05	5,08	25,64
	PASILLO 1	1,00	2,50	2,50
	OFICINA 1	2,60	2,65	6,89
	COCINETA	1,30	2,45	3,19
	BAÑO	1,76	1,94	3,41
	OFICINA 2	2,50	2,82	7,05
	GRADAS 1	2,05	4,83	9,90
	OFICINA 3	3,63	4,96	17,99
	GRADAS + PASILLO	3,35	3,20	10,72
	OFICINA 4	3,35	4,47	14,96
	BAÑO	1,35	1,90	2,57
	OFICINA 5	3,80	4,16	15,79
	HALL DE ESTAR	2,56	4,66	11,92
	SALA DE JUNTAS	4,53	5,60	25,37
	PASILLO 2	2,07	5,80	11,98
	PASILLO 3	1,49	2,49	3,71
	PASILLO 4	1,50	3,69	5,54
	COCINETA	2,00	2,49	4,98
	BAÑO MUJERES	1,75	2,20	3,85
	COCINETA	1,75	2,20	3,85
SEGUNDO PISO NIVEL +6,55	DORMITORIO 1	5,05	5,08	25,64
	DORMITORIO 2	1,00	2,50	2,50
	OFICINA 1	2,60	2,65	6,89
	COCINETA	1,30	2,45	3,19
	BAÑO	1,76	1,94	3,41
	OFICINA 2	2,50	2,82	7,05
	GRADAS 1	2,05	4,83	9,90
	OFICINA 3	3,63	4,96	17,99
	GRADAS + PASILLO	3,35	3,20	10,72
	OFICINA 4	3,35	4,47	14,96
	BAÑO	1,35	1,90	2,57
	OFICINA 5	3,80	4,16	15,79
	HALL DE STAR	2,56	4,66	11,92
	SALA DE JUNTAS	4,53	5,60	25,37
	PASILLO 2	2,07	5,80	11,98
	PASILLO 3	1,49	2,49	3,71
	PASILLO 4	1,50	3,69	5,54
	COCINETA	2,00	2,49	4,98
	BAÑO MUJERES	1,75	2,20	3,85
	COCINETA	1,75	2,20	3,85

FUENTE: Elaboración propia del Plano Arquitectónico

2.1.5.- JUSTIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD DEL ALBERGUE EN EL PISO DOS

El presente proyecto dotará como servicio de alojamiento en el segundo piso del edificio, que cuenta con cuatro dormitorios, con una capacidad de acoger de 8 a 10 personas por noche, lo cual albergará a nuestra gente ya sea local o del interior, mejorando la calidad de atención y brindando seguridad a nuestros usuarios.

2.1.6.- SUB CENTRALES AFILIADAS EN “CENTRAL SINDICAL ÚNICA DE COMUNIDADES CAMPESINAS DE CERCADO DE TARIJA”

Tabla N° 2.2

Sub Centrales Afiliadas

SUB CENTRALES AFILIADAS	Sella, Yesera, Alto España, Juntas Canchones, San Agustín, Santa Ana, Tolomosa y Lazareto.
--	--

FUENTE: Central Sindical Única de Comunidades Campesinas de Cercado



FUENTE: Google.

2.1.7.- LENGUAJE QUE HABLA LA POBLACIÓN EN EL ÁREA DEL PROYECTO

El lenguaje principal de la provincia de Cercado de Tarija es el castellano, siendo el único y principal idioma.

2.2.- SITUACIÓN SIN PROYECTO

2.2.1.- DESCRIPCIÓN DE LA DEMANDA

En la actualidad, al no contar con un Sede social, el sector Central Sindical Única de Comunidades Campesinas de Cercado, están instalados en los predios del CRAMA del mercado campesino, la cual es insuficiente para la realización de trabajos y para brindarles una buena atención a los campesinos, por ello se requiere una infraestructura de la Sede Social de la Central Campesina de Cercado, adecuado y con todo los servicios básicos por ende que permita realizar todos los acontecimientos de manera eficiente y seguro en su conjunto.

2.2.2.- DESCRIPCIÓN DE LA OFERTA

En descripción de la oferta es dotar una infraestructura adecuada de Sede Social de la Central Campesina de Cercado, de acuerdo a la necesidad de los beneficiarios, que permita garantizar, desarrollar y mejorar las atenciones a nuestros campesinos.

Contara la infraestructura con un equipamiento básico, para llevar adelante acontecimientos y elaboración de proyectos, en este caso el presente proyecto estará abocado a realizar un análisis técnico y económico tal que sea viable para su ejecución.

2.3.- SERVICIOS BÁSICOS EN EL PROYECTO

2.3.1.- AGUA POTABLE

Actualmente en la zona del proyecto, se dispone de un sistema de agua para consumo humano, con una cobertura del 100% y funciona actualmente en forma adecuada y es proporcionada por COSAALT que es encargada de la administración, operación y mantenimiento del sistema.

2.3.2.- GAS NATURAL

Actualmente en la zona del proyecto, cuenta con el sistema de conexión del gas natural, para la cual en la infraestructura proyectada se realizará la instalación, sin restricciones.

2.3.3.- ALCANTARILLADO

La zona de influencia del proyecto cuenta con alcantarillado sanitario en un porcentaje del 99%, por lo tanto la Sede Social de la Central Campesina de Cercado, contará con alcantarillado sanitario.

2.3.4.- MEDIOS DE COMUNICACIÓN

El área del proyecto cuenta con comunicaciones con cobertura total de señal, las siguientes empresas:

La empresa telefonía de COSETT, Entel, Viva, Tigo.

Los medios de comunicación visual y audiovisual en su mayoría tienen cobertura en distrito N° 6 como ser:

Radio Fides, Radio Tarija, Radio Guadalquivir, Radio Patria Nueva, Radio Global, Unitel, Red ATB, Red PAT, Red Uno, Televisión Boliviana, Televisión Universitaria.

2.3.5.- TRANSPORTE

El área del proyecto se caracteriza por ser transitables en toda su extensión, ya que se trata de caminos de transitabilidad de vehículos de bajo tonelaje como ser microbuses y taxis, cuyo mantenimiento está bajo la responsabilidad de la Alcaldía Municipal. Y el medio de transporte público es el más empleado por la gran mayoría de los habitantes.

2.3.6.- ELECTRICIDAD

La empresa SETAR llega a cubrir en un 100% en la zona del proyecto, dotando del servicio de energía eléctrica, también cuenta con alumbrado público; el suministro de energía es las 24 horas.

2.3.7.- RECOLECCIÓN DE RESIDUOS SÓLIDOS

La recolección de residuos sólidos, basuras en el área del proyecto, será encargada por la empresa EMAT de la Alcaldía Municipal de Tarija.

3.1.- NORMA DE DISEÑO

La Norma que se empleará para realizar el diseño de los elementos estructurales del edificio de Sede Social de la Central Campesina de Cercado será, la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 cuya norma recomienda diseñar los elementos de hormigón armado en **Estados Límites Últimos**.

El Ministerio de Urbanismo y Viviendas decreta en su artículo primero y segundo del Decreto Supremo N° 17684 menciona: ***“Este documento es de aplicación obligatoria tanto en el proyecto, diseño, control y construcción de las obras de hormigón armado, sean públicas o privadas, como así también en el de la enseñanza a nivel académico en las universidades del país”.***

3.2.- DEFINICIÓN DE ALTERNATIVAS

Para definir las alternativas de diseño estructural se tomará muy en cuenta factores como ser: economía, factibilidad y seguridad.

Se optará por el diseño de losas alivianadas y macizas ya que el Sede Social de la Central Campesina de Cercado contará con una terraza como un área de esparcimiento.

3.3.- LOSA ALIVIANADA

Las losas alivianadas 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, se utilizarán menos cantidad de acero.

Tienen menor peso propio debido a que están compuestas de viguetas prefabricadas y complemento cerámico o plastofor.

3.4.- LOSA CASETONADA

Las losas casetonadas son aquellas losas formadas por un reticulado de vigas las cuales se vinculan por medio de losas. Esta tipología es muy empleada para cubrir grandes luces sin apoyos intermedios.

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 reducción del peso muerto de la estructura y su costo.

Implícitamente, al mencionar estas ventajas se puede 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.

El sistema constructivo es muy sencillo y se basa en realizar, en toda la superficie a construir, un encofrado “plano”, dispuestas horizontalmente en toda la superficie.

3.5.- VIGAS

Su diseño será a flexión simple cuidando que sus secciones sean rectangulares con base similar al ancho de ladrillo de los muros de división; se evitará que la estructura conserve su estética.

3.6.- COLUMNAS

En el diseño de columnas se emplearán columnas cortas para evitar que se pandeen por la esbeltez priorizando que sean de sección rectangular para cuidar al igual que las vigas la estética de la estructura.

3.7.- ZAPATAS

Se emplearán zapatas aisladas y zapatas combinadas para cimentar soportes, y por ser más aconsejables hacerlas desde el punto de vista económico en comparación con las losas de cimentación o zapatas corridas por el simple hecho de que se ahorra bastante hormigón pero por fines constructivos, si se tiene un terreno totalmente malo entonces obligadamente se debe fundar losas de cimentación o zapatas corridas pero en nuestro caso el suelo del lugar de emplazamiento presenta una capacidad portante bueno y se ve por conveniente elegir la alternativa de fundar zapatas aisladas y combinadas.

3.8.- HORMIGÓN ARMADO

3.8.1.- DEFINICIÓN

El hormigón en masa presenta una buena resistencia a compresión, como les ocurre a las piedras naturales, pero ofrece muy escasa resistencia a la tracción, por lo que resulta inadecuado para piezas que hayan de trabajar a flexión o tracción. Pero si se refuerza el hormigón en masa disponiendo de barras de acero en las zonas de tracción, el material

resultante, llamado hormigón armado, está en condiciones de resistir los distintos esfuerzos que se presentan en las construcciones.

3.8.2.- COMPONENTES DEL HORMIGÓN ARMADO

3.8.2.1.- CEMENTO

En general, se llaman conglomerantes hidráulicos que tiene las propiedades de adhesión y cohesión necesaria para unir agregados inertes que, amasados con el agua, forman pastas que fraguan y endurecen tanto expuestos al aire como sumergidos en el agua por ser estables en tales condiciones los compuestos resultantes de su hidratación.

Para la elaboración de los distintos tipos de hormigones se debe hacer uso sólo de cementos que cumplan con las exigencias de las NORMAS BOLIVIANAS referente al Cemento Pórtland, además el cemento deberá ser capaz de proporcionar al hormigón las cualidades que a éste se exigen¹.

3.8.2.2.- ÁRIDOS

Como áridos para la confección de hormigones pueden emplearse arenas y gravas naturales o procedentes de machacado, que reúnan en igual o superior grado las características de resistencia y durabilidad que se le exijan al hormigón.

Los áridos pueden ser rodados o machacados. Los primeros proporcionan hormigones más dóciles y trabajables, requiriendo menos cantidad de agua que los segundos. Los machacados confieren al hormigón fresco una cantidad que dificulta su puesta en obra. En ambos efectos influye más la arena que la grava. En cambio los áridos machacados proporcionan una mayor trabazón que se refleja en una mayor resistencia del hormigón, especialmente a tracción y, en general, en una mayor resistencia química. Los áridos se oponen a la retracción del hormigón, tanto más en cuanto más resistentes sean éstos.

En general, la retracción disminuye a medida que aumenta el tamaño máximo del árido.

a).- Arena

Es el árido de mayor responsabilidad. A diferencia de la grava, el agua e incluso el cemento, puede decirse que *no es posible hacer un buen hormigón sin una buena arena*.

¹ Ver Norma Boliviana del Hormigón Armado Capítulo N° 2.1

Las mejores arenas son las de río, ya que, salvo raras excepciones, son cuarzo puro, por lo que no hay que preocuparse acerca de su resistencia y durabilidad. La arena de mina suele tener arcilla en exceso, por lo que generalmente es preciso lavarla. La humedad de la arena tiene gran importancia en la dosificación de los hormigones. Por ello, es siempre necesario tenerlo en cuenta. La arena no debe contener sustancias perjudiciales para el hormigón.

b).- Grava

La resistencia de la grava viene ligada a su dureza, densidad y módulo de elasticidad. Se aprecia en la limpieza y agudeza de los cantos vivos resultantes del machacaqueo.

En la tabla 3.1 figuran los límites admitidos por la Norma Boliviana del Hormigón Armado para el contenido en sustancias perjudiciales para la grava como para la arena.

b.1).- Limitación de tamaño

Al menos el 90% en peso del árido grueso será del tamaño inferior a la menor de las dimensiones siguientes:

a).- 5/6 de la distancia horizontal libre entre armaduras independientes, si es que dichas aberturas tamizan el vertido del hormigón

b).- $\frac{1}{4}$ de la anchura, espesor o dimensión mínima de la pieza que se hormigona.

c).- $\frac{1}{3}$ de la anchura libre de los nervios de los entrepisos.

d).- $\frac{1}{2}$ del espesor mínimo de la losa superior en los entrepisos.

3.8.2.3.- AGUA

El agua de amasado juega un doble papel en el hormigón. Por un lado, participa en las reacciones de hidratación del cemento; por otro, confiere al hormigón la trabajabilidad necesaria para una correcta puesta en obra.

El agua a emplearse, tanto para el amasado como para el curado del hormigón en obra u otras aplicaciones, será prácticamente limpia caso contrario toda agua de calidad dudosa deberá ser sometida a análisis previos en un laboratorio legalmente autorizado.

3.8.2.4.- ARMADURAS

Para resistir el esfuerzo de tracción, se emplean refuerzos de acero, generalmente las

armaduras en forma de barras, colocadas en zonas donde se prevee que se desarrollen esfuerzos de tracción bajo solicitaciones de servicio. El acero restringe el desarrollo de las grietas originadas por la poca resistencia a la tracción del hormigón.

El uso de la armadura no está restringido a la finalidad anterior. También se emplea en zonas de compresión para aumentar la resistencia del elemento reforzado, para reducir las deformaciones debidas a cargas de larga duración y para proporcionar confinamiento lateral al hormigón, lo que indirectamente aumenta su resistencia a la compresión.

Las armaduras empleadas en hormigón armado pueden ser barras corrugadas de acero soldable.

3.8.2.4.1.- BARRAS CORRUGADAS

Se entiende por barra corrugada aquella que cumple con los requisitos del ensayo de tensión media de adherencia τ_{bm} .

Existen dos clases de barras desde el punto de vista del proceso de fabricación. Las barras de dureza natural están fabricadas exclusivamente por laminación en caliente, alcanzándose en esta etapa la resistencia requerida. Las estiradas en frío, además de laminarse en caliente, se someten posteriormente a un proceso de estirado y torsión en frío, que aumenta el límite elástico y la carga de rotura, se reduce el alargamiento y que cumplen simultáneamente las dos condiciones siguientes:

✎ Diámetros inferiores a 8 mm:

$$\tau_{bm} \geq 7 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{bu} \geq 11.5 \text{ MPa.}$$

✎ Diámetros de 8 a 32 mm, ambos inclusive:

$$\tau_{bm} \geq 8 - 0.12 \phi \text{ MPa.}$$

$$\tau_{bu} \geq 13 - 0.20 \phi \text{ MPa.}$$

Donde:

ϕ = diámetro en mm.

✎ Diámetros superiores a 32 mm.

$$\tau_{bm} \geq 4 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{bu} \geq 7 \phi \text{ MPa.}$$

3.8.2.4.2.- CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE ACERO

Las barras empleadas en hormigón armado deben ajustarse a la siguiente serie de diámetros nominales:

Tabla N° 3.1

Diámetros y áreas de aceros

ϕ (mm)	6	8	10	12	16	20	25
ϕ (plg)	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	1
As (cm ²)	0.283	0.503	0.785	1.130	2.01	3.14	4.909

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

3.8.2.4.3.- CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE ACERO

Las características mecánicas más importantes para la definición de un acero son: La resistencia, el límite elástico, la relación entre los dos valores mencionados, el alargamiento de rotura y la aptitud al doblado. Las dos primeras califican al acero desde el punto de vista resistente y las tres últimas cuantifican sus cualidades plásticas.

- **Resistencia o carga unitaria de rotura (f_s):** Es la máxima fuerza de tracción que soporta la barra, cuando se inicia la rotura, dividida por el área de la sección inicial de la probeta. Se denomina también, más precisamente, carga unitaria máxima a tracción.
- **Límite elástico (f_y):** Es la máxima tensión que puede soportar la armadura sin que se produzcan deformaciones plásticas o remanentes significativos.
- **Alargamiento de rotura:** Es el incremento de longitud de la probeta correspondiente a la carga máxima, medido después de la rotura, expresado en tanto por ciento:

$$\frac{\Delta L}{L_o} * 100 \quad \Rightarrow \quad \Delta L = L_f - L_o$$

Donde L_o y L_f son, respectivamente, las longitudes inicial y final de la base de medida marcada sobre la probeta.

- **Ensayo de doblado:** Tiene por objeto comprobar la plasticidad del acero, necesaria para prevenir roturas frágiles.

La Norma Boliviana del Hormigón Armado establece el ensayo de doblado simple a 180°, efectuado a 20° C de temperatura como mínimo, sobre un mandril cuyo diámetro varía con el tipo de acero y el diámetro de la barra. El ensayo se considera satisfactorio si durante el mismo no se producen grietas o pelos en la zona curva de la barra.

Tabla N° 3.2

Características mecánicas mínimas

Designación (1)	Clase de acero	Límite elástico f_{yd} en MPa no menor que	Carga unitaria de rotura f_s, en MPa no menor que (2)	Alargamiento de rotura en % sobre base de 5 diámetros, no menor que	Relación f_s/f_y en ensayo no menor que (3)
AH 400 N	D. N.	400	520	16	1.29
AH 400 F	E. F.	400	440	12	1.10
AH 500 N	D. N.	500	600	14	1.20
AH 500 F	E. F.	500	550	10	1.10
AH 600 N	D. N.	600	700	12	1.16
AH 600 F	E. F.	600	660	8	1.10

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

3.8.2.4.4.- LA ADHERENCIA ENTRE EL HORMIGÓN Y EL ACERO

La adherencia hormigón y el 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 deslizaría sin encontrar la resistencia en toda su longitud y no acompañaría al hormigón en sus deformaciones, con lo que, al fisurarse, sobrevendría bruscamente la rotura.

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

3.8.2.4.5.- DISPOSICIONES DE LAS ARMADURAS

Las armaduras que se disponen en el hormigón armado pueden clasificarse en **principales y secundaria**, debiendo distinguirse entre las primeras las armaduras longitudinales y las

transversales. *Las armaduras longitudinales* tienen por objeto, bien absorber los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o a tracción directa, o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón.

Las armaduras transversales se disponen 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 disponen, bien por razones meramente constructivas, bien para absorber esfuerzos no preponderantes, más o menos parásitos. Su trazado puede ser longitudinal o transversal, y se incluye entre ellas: *las armaduras de montaje*, cuyo fin es facilitar la organización de las labores de ferralla; *las armaduras de piel*, que se disponen en los paramentos de vigas de canto importante; *las armaduras para retracción y efectos térmicos*, que se disponen en los forjados y losas en general, *las armaduras de reparto*, que se colocan bajo cargas concentradas y, en general, cuando interesa repartir una carga; etc.

3.8.2.4.6.- COLOCACIÓN DE LAS ARMADURAS

Las armaduras deben colocarse limpias, exentas de óxido no adherido, así como libres de pintura, grasa o cualquier otra sustancia perjudicial.

Las armaduras deberán sujetarse al encofrado y entre sí, de modo que se mantengan en su posición correcta, sin experimentar movimientos, durante el vertido y compactación del hormigón.

3.8.2.4.7.- 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 continuación¹:

¹ Ver Norma Boliviana del Hormigón Armado capítulo 12.5.2

a) La distancia libre, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor a 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 $\varnothing \leq 32$ mm (una sobre otra), e incluso tres barras de $\varnothing \leq 25$ mm. El disponer estos grupos de barras (así como el aparear los estribos) es una práctica recomendable cuando haya una gran densidad de armaduras, para asegurar el buen paso del hormigón y que todas las barras queden envueltas por dicho material.

d) En soportes y otros elementos comprimidos hormigonados en posición vertical pueden colocarse en contacto hasta 4 barras de la armadura principal de $\varnothing \leq 32$ mm.

3.8.2.4.8.- 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 aún que su espesor.

Las diferentes normas establecen para los recubrimientos unas limitaciones más o menos coincidentes con las que se recomienda 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.¹

¹ Ver Norma Boliviana del Hormigón Armado capítulo 12.5.3

b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros.¹ 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.

La Norma recomienda para recubrimientos superiores a 4 cm se debe colocar una armadura complementaria en malla con la finalidad de evitar la fisuración del recubrimiento del hormigón.

Tabla N° 3.3

Recubrimientos Mínimos

Para losas y paredes en el interior de los edificios	1.0 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	2.0 cm
Para piezas en contacto con el suelo	3.0 cm
Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo	4.0 cm

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

3.8.2.4.9.- 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 de los utilizados en dicho 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.

Tabla N° 3.4

Radios de curvatura para ganchos y estribos

Diámetro de la armadura	CA-25	CA-32	CA-40	CA-50	CA-60
Ø<20mm	2 Ø	2 Ø	2Ø	2.5 Ø	3 Ø
Ø≥20mm	2.5 Ø	2.5 Ø	3Ø	4 Ø	5 Ø

FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya

¹ Ver Hormigón Armado de Jiménez Montoya capítulo 9.3

a) en el caso de estribos con $\varnothing < 10$ mm los radios de curvatura internos podrán ser usados igual a $1.50 \varnothing$ de la barra cualquiera que sea el acero que estemos usando.

b) para el caso de barras de acero liso fraccionadas de acero CA-25 y CA-32 con $\varnothing > 6$ mm es obligatorio colocar gancho en las extremidades del anclaje.

La armadura principal debe obedecer un radio mínimo de curvatura en su doblaje de acuerdo a las especificaciones de las Normas.

Radios de curvatura de la armadura principal son los que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla N° 3.5

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 las capas:

- Para 2 capas de hierro doblados se aumenta el radio mínimo en 50%,
- para 3 capas de hierro doblado se aumenta el radio mínimo en 100%

3.8.2.4.10.- ANCLAJE DE LAS ARMADURAS

Los anclajes extremos de las barras deben asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón sin peligro para éste. En general, se efectúan mediante alguna de las disposiciones siguientes:

“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”.¹

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

¹ Ver Hormigón Armado de Jiménez Montoya Capítulo 9.5

$$lb_1 = \frac{\phi * f_{yd}}{4 * \tau_{bu}} \quad \text{[.1]}$$

Para aceros corrugados

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

Cuando la armadura real es mayor que la necesaria.

$$lb = \frac{\phi * f_{yd} * As_{calc}}{4 * \tau_{bu} * As_{real}} \quad \text{[.4]} \quad lb \geq \begin{bmatrix} 0.30 * lb_1 \\ 10 * \phi \\ 15cm \end{bmatrix} \quad \text{[.5]}$$

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 recalcular 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 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 de 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 admite para las barras corrugadas. Se considera que hay anclaje total:

Cuando las porciones curvas se prolongan a través de porciones rectilíneas de longitud por lo menos igual a:

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

3.8.2.4.11.- EMPALME DE LAS BARRAS

Normalmente se comercializa las barras de acero entre 10 y 12 m de largo, si hay necesidad de un largo mayor es necesario realizar un empalme para cubrir las solicitudes determinadas en los diagramas.

3.8.2.4.12.- EMPALME POR TRASLAPO O SOLAPE

Es el tipo de empalme más común y utilizado en construcción civil, pero no puede ser utilizado en piezas atirantadas y también con barras que tengan $\varnothing > 25$ mm. El funcionamiento del empalme es transferir el esfuerzo de una barra para la otra por medio de largo de empalme necesario para que se realice dicha transmisión. El largo del empalme es igual al largo del anclaje corregido por un coeficiente ψ que lleva en cuenta la cantidad de barras traccionadas empalmadas en la misma región¹.

Ecuación para determinar el empalme por traslapo o solape:

$$lv = \psi * lb_1$$

Con ganchos para aceros corrugados

¹ Ver Norma Boliviana de Hormigón Armado Capítulo 12.2.2

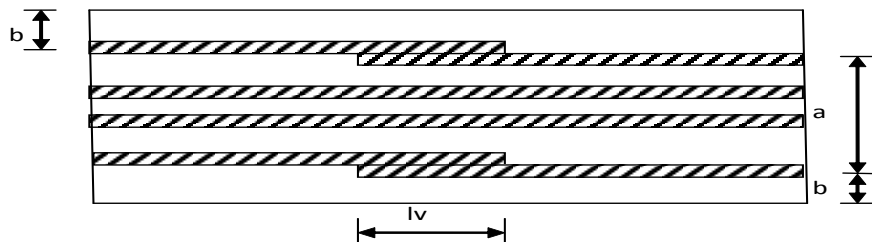
$$l_v = (\psi * l_{b_1} - 10 * \phi) \geq \begin{bmatrix} 20cm \\ 10 * \phi \\ 0.50 * l_{b_1} \end{bmatrix}$$

Coefficiente 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”, es que la distancia de la barra externa empalmada hasta la parte de la pieza.

Figura N° 3.1

Empalme por traslapo



Donde

a= es la distancia entre las barras

b= es la distancia entre la barra empalmada y la fase externa de la pieza.

Tabla N° 3.6

Para obtener los coeficientes Ψ

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

FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya 9.6

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 sólo nos limitamos al empalme por traslape porque es más utilizado en nuestro medio. La norma recomienda que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no rebase 0,1mm.

Para asegurar la transmisión del esfuerzo de una barra de acero a otra, es fundamental que el espesor del hormigón que exista alrededor del empalme sea lo suficiente. El valor mínimo que recomienda la norma Boliviana de hormigón armado para ese espesor, es de dos veces el diámetro de las barras.

3.8.2.4.13.- ORGANIZACIÓN DE LAS ARMADURAS EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO

En el armado de piezas de hormigón, resulta conveniente aplicar algunas reglas de buena práctica que tienden, por una parte, a garantizar el buen comportamiento mecánico de los elementos; y por otra, a una normalización de características, que conduce a economías tanto en costes como en plazos de ejecución del proyecto.

La primera regla que debe respetarse es que la disposición de las armaduras debe ser tal que permita un buen hormigonado de la pieza, es decir, que asegure que el hormigón envolverá perfectamente a todas las barras.

3.8.2.4.14.- NUDOS Y ENCIENTROS

Los nudos son zonas singulares en las que suele concentrarse mucha armadura, por lo que conviene estudiar la disposición de la misma con objeto de facilitar el hormigonado.

En los encuentros de vigas y pilares no deben omitirse los cercos del pilar, a las separaciones que corresponda. Si además hay que curvar las armaduras de éstos, por existir reducción de su sección en la planta superior, se colocaran cercos en los puntos de doblado de las barras principales.

Las barras superiores de las vigas deben pasar a la otra cara del soporte y prolongarse más allá en una longitud no menor de medio canto ni de 30 cm. Las barras inferiores pueden detenerse a medida que dejen de ser necesarias, anclándolas debidamente.

3.9.- ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN

3.9.1.- DEFINICIÓN Y CLASIFICACIÓN

Una acción es un conjunto de: Fuerzas concentradas y repartidas, deformaciones impuestas, o impedidas parcial o totalmente, debidas a una misma causa y que aplicadas a una estructura o elemento estructural son capaces de producir en ella estados tensionales.

Las acciones se clasifican en dos grupos: *acciones directas* y *acciones indirectas*.

Tabla N° 3.7

Tipos de acciones

a) Acciones directas	Descripción
	Son fuerzas concentradas o distribuidas que producen tensiones de forma directa.
Permanentes	Son representados por G que actúan en todo momento y son constantes en magnitud y posición, como el peso propio de la estructura, la carga muerta que gravita sobre dicho elemento.
Variables	Son representadas por Q están constituidas por todas aquellas fuerzas que son externas a la estructura en si y varían frecuentemente respecto a su valor medio.
Extraordinarias	Son aquellas para las cuales es pequeña la probabilidad de que intervengan con un valor significativo, sobre una estructura dada. Ej: hundimientos de terreno, avalanchas de piedra o nieve, tornados, etc.

b) Acciones indirectas	Descripción
	Están originadas por fenómenos capaces de engendrar fuerzas de un modo indirecto causando deformaciones en la estructura.
Acciones reológicas	Producidas por deformaciones cuya magnitud es función del tiempo y del material de la estructura. Estas acciones pueden provenir de la retracción o de la fluencia
Acciones térmicas	Producidas por las deformaciones a que dan lugar las variaciones de temperatura.
Acciones por movimientos impuestos	Producidas por vibraciones, descensos diferenciales en los apoyos de las estructuras como consecuencia asientos del terreno de cimentación.
Acciones sísmicas	Producidas por las aceleraciones transmitidas a las masas de la estructura por los movimientos sísmicos.

FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya

3.9.2.- VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES

El valor característico es el establecido en las Normas de cargas y tienen en cuenta, no sólo los valores que alcanzan las acciones, si no también la dispersión que tales valores presentan en la realidad.

En la Norma boliviana se consideran como valores característicos de las acciones, los que presentan una probabilidad de un 95% de no ser sobrepasados (por el lado de los valores más desfavorables) durante el periodo de vida útil de la construcción.

3.9.2.1.- ANÁLISIS DEL VIENTO

a).- Dirección del viento

Se admite que el viento, en general, actúa horizontalmente y en cualquier dirección. Se considera en cada caso la dirección o direcciones que produzcan las acciones más desfavorables.

Las estructuras se estudiarán ordinariamente bajo la actuación del viento en dirección a sus ejes principales y en ambos sentidos.

En los casos especiales que se señalan y otros que lo requieran, se considerará que la dirección del viento forma un ángulo de $\pm 10^\circ$ con la horizontal.

b).- Presión dinámica del viento

La velocidad del viento v (m/s) produce una presión dinámica w (kg/m²) en los puntos donde la velocidad se anula, de la ecuación siguiente:

$$W = \frac{V^2}{16} \quad [1]$$

Donde:

V=Velocidad del viento (m/s), para el proyecto se tomó una velocidad de 27m/s

W=Presión dinámica del viento (kg/m²).

La presión dinámica que se considerará en el cálculo del edificio en función de la altura de su coronación y de su situación topográfica.

c).- Sobrecarga del viento sobre un elemento superficial

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

$$P = C * W \quad \text{3.2}$$

Donde:

C =Coeficiente eólico, positivo para presión o negativo para succión, para el proyecto se tomaran los siguientes valores que se indican a continuación:

$C_1=+0,80$ (barlovento) y $C_2=-0,40$ (sotavento).

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

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

3.9.2.2.- CARGAS PERMANENTES Y ACCIDENTALES

Los siguientes cuadros nos proporcionan valores de las cargas permanentes y accidentales de acuerdo al tipo de estructura, material y la función que cumple la misma. Es importante tomar en cuenta estos valores puesto que son los que recomiendan las normas.

Tabla N° 3.8

Cargas permanentes

Materiales		Peso específico KN/m^3
Rocas	Mármol y calcáreo	28
Bloques artificiales	Bloques de mortero	22
	Losetas cerámicas	18
	Ladrillos con huecos	13
	Ladrillos macizos	18
	Teja colonial	0.50
Revoques y hormigones	Argamasa de cal arena y cemento	19
	Argamasa de arena y cemento	21
	Argamasa de yeso	12.50
	Hormigón simple	23
	Hormigón armado	25
Diversos	Alquitrán	12
	Vidrio plano	26

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

Cuadro N° 3.9

Cargas accidentales

Lugar		Carga
Voladizo, balcones	Vertical en su borde	2KN/m
	Horizontal en el pasamanos	0.80 KN/m
Edificaciones residenciales	Dormitorios, salas, cocinas	1.5 - 2 KN/m ²
Escaleras	Con acceso al público	3 KN/m ²
	Sin acceso al público	2.50 KN/m ²
Colegios	Sala de clases	3 KN/m ²
	Otras salas	2 KN/m ²
Hospitales		2 - 3.KN/m ²
Terrazas	Sin acceso al público	2 KN/m ²
	Con acceso al público	3 KN/m ²

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

3.9.3.- VALOR DE CÁLCULO DE UNA ACCIÓN

Para el análisis y dimensionamiento de estructuras, las acciones deben estar convenientemente ponderadas. Además de utilizar el valor característico (valor no superado el 95% de las acciones), éste se debe ponderar por un coeficiente de ponderación de acciones.

Los coeficientes de mayoración de las acciones y minoración de la resistencia de los materiales en Estados Límites Últimos que nos indica la norma Boliviana de Hormigón Armado, son los que se indican en los siguientes cuadros:

Tabla N° 3.10

Coeficientes de Mayoración de las acciones en ELU

COEFICIENTES BASICOS	NIVEL DE CONTROL Y DAÑOS PREVISIBLES		CORRECCION
$\gamma_s = 1.60$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+0.20
		Normal	0
		intenso	-0.10
	Daños previsibles en caso de accidentes	Mínimos y exclusivamente materiales	-0.10
		Normal	1
		Intenso	+0.20

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

Tabla N° 3.11

Coefficientes de Minoración en ELU

MATERIAL	COEFICIENTE BASICO	NIVEL DE CONTROL	CORRECCION
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+0.05
		Normal	0
		Intenso	-0.05
Hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido	+0.20
		Normal	0
		Intenso	-0.10

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

3.9.4.- COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA EL ESTUDIO DE ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS (HIPÓTESIS)

Las acciones se combinan para obtener los efectos más desfavorables en la estructura.

Las combinaciones se forman con todas las cargas posibles existentes en la estructura, fundamentalmente permanentes y sobrecargas.

Se plantean aquí las más comunes que son utilizadas en edificación.

Las combinaciones a realizar para la evaluación de Estados Límite Últimos son:

Tabla N° 3.12

Hipótesis de cargas

A) Con una sola acción variable	
Hipótesis I:	$\gamma_{fg} * G + \gamma_{fg} * Q$
B) Con dos o más acciones variables	
Hipótesis II:	$0.9 * (\gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} * Q) + 0.9 * \gamma_{fq} * W$
C) Situaciones sísmicas con una acción variable	
Hipótesis III:	$0.8 * (\gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} * Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$

1) CON SOBRECARGA DE USO	$\gamma_{fg} * G + \gamma_{fg} * SC_{uso}$
2) CON VIENTO	$\gamma_{fg} * G + \gamma_{fg} * Viento$
3) CON VIENTO Y SOBRECARGA DE USO	$(\gamma_{fg} * G) + 0.9 * (\gamma_{fq} * Viento + \gamma_{fq} * SC_{uso})$

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

En el caso de dos o más acciones variables, por ejemplo, con sobrecarga de uso y viento, hay que tener en cuenta que en la estructura puede haber o sólo sobrecarga de uso o solo viento. Así, las combinaciones que hay que utilizar son:

Donde:

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

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

W = Valor característico de la carga del viento.

γ_{fg} = Coeficiente de ponderación de las cargas permanentes, si su efecto es desfavorable se tomará $\gamma_{fg} = \gamma_f$, aplicando simultáneamente a todas las acciones del mismo origen que actúen en la estructura, si su efecto es favorable se tomara el valor ponderado $\gamma_{fg} = 0,90$.

γ_{fq} = Coeficiente de ponderación de las cargas variables, si su efecto es desfavorable se tomara $\gamma_{fq} = \gamma_f$, y si el efecto es favorable se tomará $\gamma_{fg} = 0$.

γ_f = Coeficiente de ponderación que lo define el proyectista de acuerdo a su criterio, para los estados limites últimos no deberá ser menor que $\gamma_f = 1,25$ pero si mayor.

Los coeficientes de ponderación γ , para el caso de control normal de ejecución que recomienda Jiménez Montoya son los siguientes:

$\gamma_{fg} = 1$ si el efecto de las cargas permanentes es favorable.

$\gamma_{fg} = 1,50$ si el efecto de las cargas permanentes es desfavorable.

$\gamma_{fq} = 0$ si el efecto de las cargas variables es favorable.

$\gamma_{fq} = 1,60$ si el efecto de las cargas variables es desfavorable.

3.10.- ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.10.1.- GENERALIDADES

Se detalla el proceso de cálculo de todos los elementos estructurales del edificio en estudio, se utilizara el *método de los estados límites últimos*.

Las acciones principales para dimensionar una sección de hormigón son las de flexión y cortante. En los casos que sean necesarios habrá que tener en cuenta también el punzonamiento y la torsión.

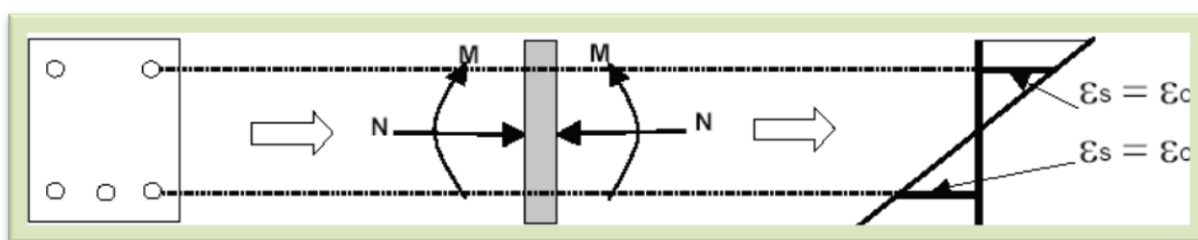
3.10.1.1.- HIPÓTESIS

Las hipótesis necesarias para calcular una sección sometida a tensiones normales provocadas por un esfuerzo de flexión y axial son:

- Evidentemente la sección debe estar en equilibrio, es decir, las tensiones provocadas por los esfuerzos deben equilibrar dichos esfuerzos.
- La rebanada que tiene ambas caras planas antes del esfuerzo, después del esfuerzo las sigue conservando planas.
- Existe adherencia perfecta entre el acero y el hormigón.

Figura N° 3.2

Diagrama de equilibrio

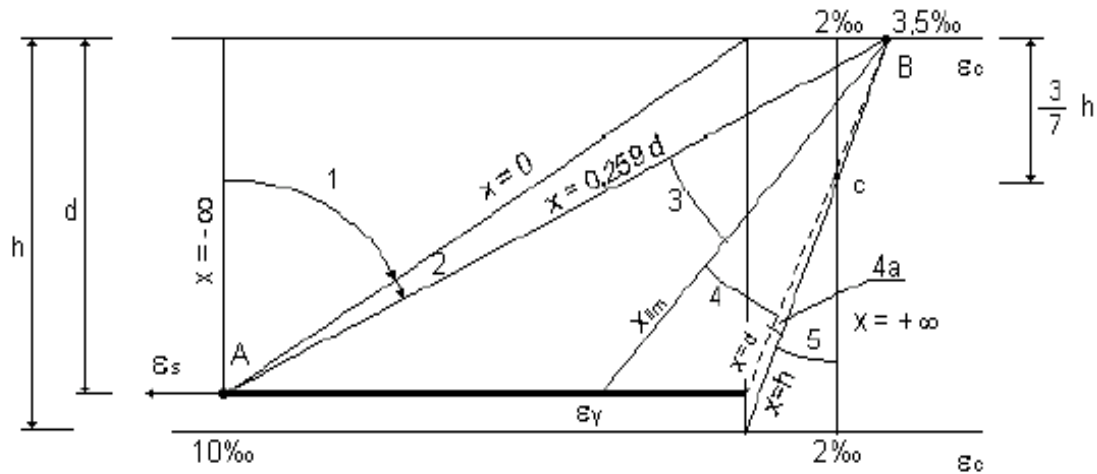


Es conveniente recordar que:

Los materiales elásticos puros (lineales, no plásticos) alcanzan su rotura cuando alcanzan su máxima tensión, es decir, se puede asegurar que su rotura se produce cuando su tensión (s) se hace igual a su resistencia (f). En cambio, un material plástico puede tener una tensión igual a su resistencia y no haber roto.

Dominios de deformación de las secciones en el estado límite último de agotamiento

De la CBH:



Dominio 1: Tracción simple o compuesta en donde toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A correspondiente a un alargamiento del acero más traccionado del 10 por 1000.

Dominio 2: Flexión simple o compuesta en donde el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A.

Dominio 3: Flexión simple o compuesta en donde las rectas de deformación giran alrededor del punto B correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón $\epsilon_{cu} = 3,5$ por 1.000. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre el 10 por 1.000 y ϵ_y , siendo ϵ_y , el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.

Dominio 4: Flexión simple o compuesta en donde las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre ϵ_y , y 0 y el hormigón alcanza la deformación máxima del 3.5 por mil.

Dominio 4a: Flexión compuesta en donde todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B.

Dominio 5: Compresión simple o compuesta en donde ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión, $\epsilon_{cu} = 2$ por 1.000.

3.10.2.- VIGAS

3.10.2.1.- DEFINICIÓN

Las vigas son elementos estructurales lineales que va soportada en uno o dos apoyos laterales para salvar una luz y que a su vez debe soportar una carga. Son de diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a flexión. Solamente se analizará el caso de secciones rectangulares de hormigón armado.

3.10.2.2.- CRITERIOS DE DISEÑO

3.10.2.2.1.- DISEÑO A FLEXIÓN SIMPLE

Para dimensionar una sección a flexión simple se debe buscar el plano de agotamiento, que se conocerá si se conoce la posición de la fibra neutra, d .

La otra incógnita del problema es la cantidad de armadura de tracción, A_s .

Las dos incógnitas (d , A_s) se obtienen mediante la utilización de las ecuaciones que nos proporciona la Norma Boliviana del Hormigón Armado.

Como ser para el predimensionamiento de las vigas se partirá de la siguiente consideración (primer tanteo) para luego ajustar de acuerdo a las dimensiones requeridas.

$$h = \frac{l}{10} - o - \frac{l}{12}$$

3.10.2.2.2.- PROCESO DE CÁLCULO

1. Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_s que se obtiene del cuadro N° 3.10

$$M_d = M * \gamma_s \quad \text{[4]}$$

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

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} \quad \text{[5]}$$

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 calcula el valor μ_{lim} se obtiene del cuadro N° 3.13

si $\mu \rightarrow \mu_{lim} > \mu_d$ no necesita armadura a compresión.

Si el momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, la pieza no necesita armadura de compresión, sólo se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción y se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

1).- Con el valor del momento reducido se entra al cuadro N° 3.15 y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura

2).- Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

$$A_s = \omega * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{[3.6]}$$

Donde:

ω = 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.

3).- Calcular la armadura mínima y el valor de μ se obtiene del cuadro N° 3.14

$$A_{min} = \mu * b_w * d \quad \text{[3.7]}$$

La ecuación que se muestra, solo es para secciones rectangulares

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

☞ Cuando el momento reducido es mayor que el momento mínimo

si $\rightarrow \mu_{lim} \leq \mu_d$ Necesita armadura a compresión

Si el momento reducido de cálculo es mayor al momento reducido límite, la pieza necesita armadura de compresión, como de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción y se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

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

$$j = r / d \quad \text{[8]}$$

$$w_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{d\lim}}{1 - j} \quad \text{[8.a]}$$

$$w_{s1} = w_{lim} + w_{s2} \quad \text{[8.b]}$$

Donde:

w_{lim} = Este valor se obtiene del cuadro N° 3.13

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

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

j = Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r = Recubrimiento geométrico.

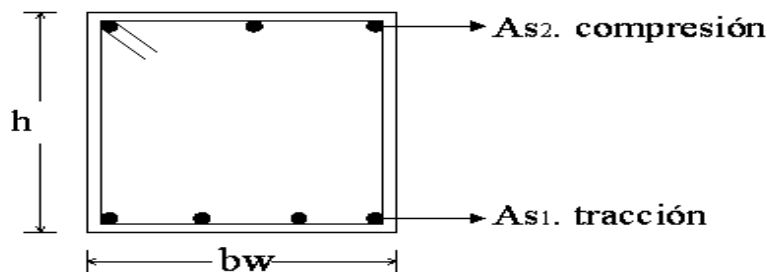


Figura N° 3.3 Viga de hormigón armado

2).- Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

$$A_{s1} = \frac{w_{s1} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{[9]} \quad A_{s2} = \frac{w_{s2} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{[9.a]}$$

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.

3).- Calcular la armadura mínima, y el valor de μ se obtiene del cuadro N° 3.14

$$A_{\min} = \mu * b_w * d \quad \text{9.b}$$

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

Tabla N° 3.13

Valores límites

fy(kp/cm²)	2200	2400	4000	4200	4600	5000
fyd(kp/cm²)	1910	2090	3480	3650	4000	4350
ξ lim	0.793	0.779	3.48	0.668	0.648	0.628
μ lim	0.366	0.362	0.679	0.332	0.326	0.319
W lim	0.546	0.536	0.467	0.46	0.446	0.432

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

Tabla N° 3.14

Cuantías geométricas mínimas

ELEMENTO ESTRUCTURAL		AE-22	AE-42	AE-50	AE-60
Soportes	Armadura total	0.008	0.006	0.005	0.004
	Con 2 armaduras A1 y A2	0.004	0.003	0.0025	0.002
Vigas	Armadura en tracción	0.0050	0.0033	0.0028	0.0023
Losas	En cada dirección	0.002	0.0018	0.0015	0.0014
Muros	Armadura horizontal total	0.0025	0.002	0.0016	0.0014
	Armadura horizontal en una cara	0.0008	0.0007	0.0006	0.0005
		0.0015	0.0012	0.0009	0.0008
	Armadura vertical	0.0005	0.0004	0.0003	0.0003
	Armadura vertical en una cara				

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

Tabla N° 3.15

Tabla universal para flexión simple o compuesta

ξ	μd	ω	$w/f_{yd} \times 10^2$	
0,089	0,03	0,031		D O M I N I O 2
0,1042	0,04	0,0415		
0,1181	0,05	0,0522		
0,1312	0,06	0,063		
0,1438	0,07	0,0739		
0,1561	0,08	0,0849		
0,1667	0,0886	0,0945		
0,1685	0,09	0,0961		
0,181	0,1	0,1074		
0,1937	0,11	0,1189		
0,2066	0,12	0,1306		
0,2197	0,13	0,1425		
0,233	0,14	0,1546		
0,2466	0,15	0,1669		
0,2593	0,1592	0,1785		
0,2608	0,16	0,1795		
0,2796	0,17	0,1924		D O M I N I O 3
0,2987	0,18	0,2055		
0,3183	0,19	0,219		
0,3382	0,2	0,2327		
0,3587	0,21	0,2468		
0,3797	0,22	0,2613		
0,4012	0,23	0,2761		
0,4233	0,24	0,2913		
0,4461	0,25	0,307		
0,45	0,2517	0,3097		
0,4696	0,26	0,3231		
0,4938	0,27	0,3398		
0,5189	0,28	0,3571		
0,545	0,29	0,375		
0,5722	0,3	0,3937		
0,6005	0,31	0,4132		
0,6168	0,3155	0,4244	0,0929	D O M I N I O 4
0,6303	0,32	0,4337	0,1006	
0,6617	0,33	0,4553	0,1212	
0,668	0,3319	0,4596	0,1258	
0,6951	0,34	0,4783	0,1483	
0,7308	0,35	0,5029	0,1857	
0,7695	0,36	0,5295	0,2404	
0,7892	0,3648	0,543	0,2765	
0,8119	0,37	0,5587	0,3282	
0,8596	0,38	0,5915	0,4929	
0,9152	0,39	0,6297	0,9242	
0,9844	0,4	0,6774	5,8238	

FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya (14ª Edición)

3.10.2.2.3.- DISEÑO A ESFUERZO CORTANTE

El estudio del esfuerzo cortante en una pieza de hormigón armado que tendrá que ser tratada en un estado tridimensional, influye no sólo la forma de la sección, la esbeltez de la pieza, disposición de las armaduras transversales, longitudinales, la adherencia entre el acero y el hormigón, el tipo y la situación de las cargas y de los apoyos, etc.¹

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*”.

$$\tau = \frac{V * m}{b * I} \quad \text{E.10}$$

Donde:

τ = Esfuerzo cortante

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

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

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

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

a) Cálculo 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 armadura².

$$V_{cu} \geq V_d \quad \text{E.11}$$

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d \quad \text{E.12}$$

$$f_{vd} = 0.50 * \sqrt{f_{cd}} \quad (kg/cm^2) \quad \text{E.13}$$

¹ Hormigón Armado de Jiménez Montoya capítulo 19-19.1

² Ver Norma Boliviana del Hormigón Armado capítulo 8.2

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.

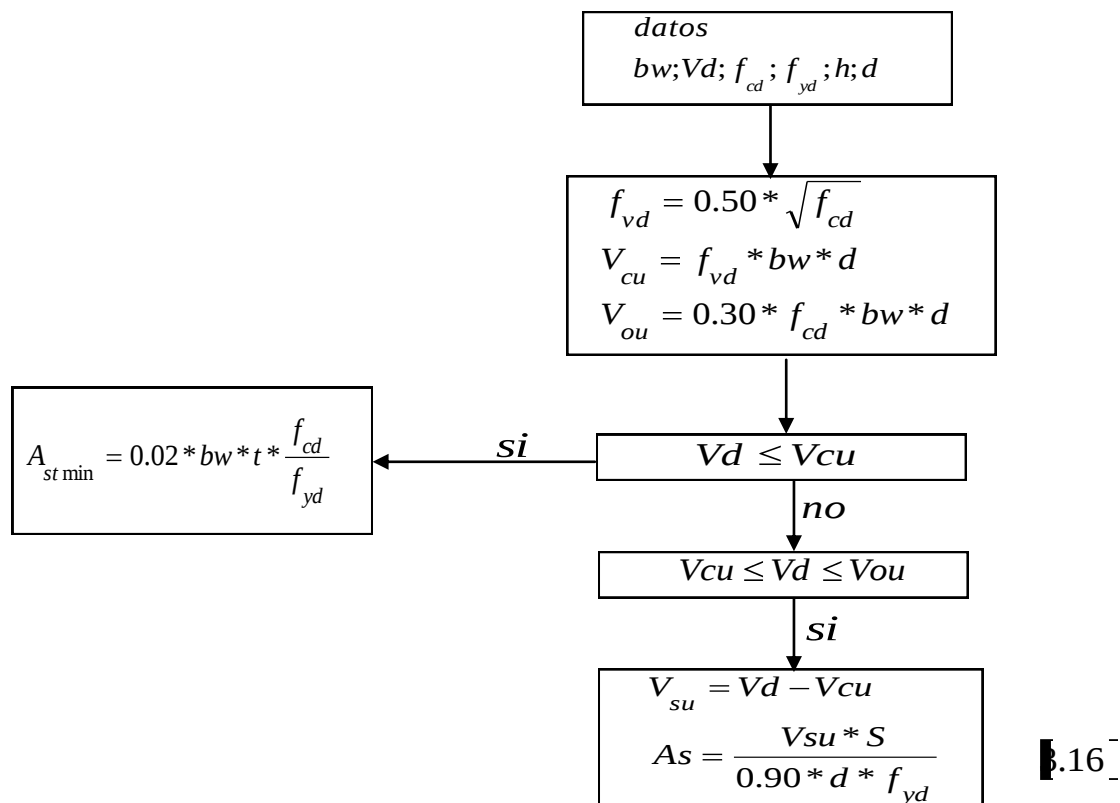
$$V_d > V_{cu} \quad \text{[.14]}$$

$$V_d = V_{cu} + V_{su} \rightarrow V_{su} = V_d - V_{cu} \quad \text{[.14.a]} \quad \text{[.14.b]}$$

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

$$A_{st \min} = 0.02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{[.15]}$$

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



b).- Armadura de piel

En las vigas cuyo canto útil sea superior de 60 cm, y cualquiera que sea la organización de sus armaduras transversales, es necesario colocar unas armaduras longitudinales de piel en ambos paramentos, para evitar las fisuras.

Las armaduras longitudinales de piel estarán compuestas de barras de diámetro menor situadas en las proximidades de los paramentos, con separación máxima de 30 cm y cuantía.

$$\frac{100 * A_s}{b_w * (2 * d - h)} \leq 0.05 \quad \text{Por cada cara}$$

3.10.2.2.4.- DISEÑO A TORSIÓN

Una pieza trabaja a torsión pura cuando está sometida, como sollicitación única, a un momento torsor T, ésto es, a un momento cuyo eje es paralelo a la directriz de la pieza, pero esta sollicitación es muy poco frecuente.

Una pieza trabaja a flexión con torsión cuando las cargas como las reacciones de apoyo no pasan por el eje de esfuerzos cortantes. Este eje es una línea que une los centros de esfuerzos cortantes de las distintas secciones de la pieza.

El comportamiento a torsión de una pieza prismática depende: de la forma de su sección, de la disposición de las armaduras y de la resistencia de los materiales. Además influye las otras componentes de sollicitación, N, M, V, que simultáneamente actúen.

a) Comprobaciones

El estado límite de agotamiento por torsión puede alcanzarse ya sea por agotarse la resistencia a compresión del hormigón o por agotarse la resistencia a tracción de las armaduras dispuestas. En consecuencia, es necesario comprobar que se cumpla a la vez las siguientes condiciones:

$$T_d \leq T_{u1} \quad \text{p.17}$$

$$T_d \leq T_{u2} \quad \text{p.18}$$

$$T_d \leq T_{u3} \quad \text{p.19}$$

Donde:

T_d = Momento torsor de cálculo de la sección,

T_{u1} = Momento torsor de agotamiento, por compresión del hormigón.

T_{u2} = Momento torsor de agotamiento, por tracción de la armadura transversal.

T_{u3} = Momento torsor de agotamiento, por tracción de la armadura longitudinal.

Las armaduras de torsión se suponen constituidas por una armadura transversal formada estribos cerrados en planos normales a la directriz de la pieza. La armadura longitudinal estará constituida por barras paralelas a la directriz de la pieza distribuidas uniformemente con separaciones no superiores a 30cm con el contorno exterior de la sección hueca eficaz

I) Comprobaciones relativas al hormigón

Toda pieza maciza de sección convexa, cuyos ángulos sean superiores a 60°, se podrá asimilar para el cálculo, a una sección hueca equivalente, de paredes delgadas, llamada sección eficaz, definida por:

- El contorno poligonal medio U_e , constituido por líneas paralelas al perímetro exterior de la sección, cuyos vértices son los centros de las armaduras longitudinales, y que define la línea media de las paredes.
- El espesor eficaz h_e , de las paredes, que viene dado por la siguiente expresión:

$$h_e = \frac{d_e}{6} \quad \text{[20]}$$

Siendo d_e el diámetro efectivo del mayor círculo que se pueda inscribir en el contorno h_e .

Cuando el momento torsor que puede resistir el hormigón comprimido es mayor o igual que el momento torsor de cálculo en la sección, no se requiere calcular armadura para que resista dicha sollicitación y para poder comprobar se utilizara la siguiente ecuación:

$$T_d \leq T_{u1} \quad \text{[21]}$$

$$T_{u1} = 0.36 * f_{cd} * A_e * h_e; \quad f_{cd} \leq 25MPa \quad \text{[22]}$$

Donde:

A_e = Área envuelta por el contorno medio U_e , de la sección hueca eficaz.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón comprimido.

T_{u1} = Momento torsor de agotamiento, por compresión del hormigón.

II) Comprobaciones relativas a las armaduras

La condición por agotamiento, por tracción, de la armadura transversal, es:

$$Td \leq T_{u2} = \frac{2 * A_e * A_t * f_{td}}{s} \quad \text{p.23}$$

Donde:

T_{u2} = Momento torsor de agotamiento, por tracción de la armadura transversal

A_e = Área envuelta por el contorno medio U_e , de la sección hueca eficaz.

A_t = Área de la sección de una de las barras de los estribos, o de la malla, que constituye la armadura transversal.

s = Separación entre los estribos o entre barras de la malla.

f_{td} = Resistencia de cálculo del acero de las armaduras transversales (≤ 420 MPa).

La condición de agotamiento por tracción, de la armadura longitudinal es:

$$Td \leq T_{u3} = \frac{2 * A_e * A_{s1} * f_{yd}}{u} \quad \text{p.24}$$

Donde:

T_{u3} = Momento torsor de agotamiento, por tracción de la armadura longitudinal

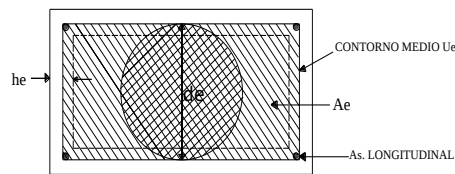
U = Perímetro del contorno medio de la sección hueca eficaz.

A_{s1} = Área de la sección de las armaduras longitudinales.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero de la armadura longitudinal.

Figura N° 3.4

Pieza de hormigón armado



3.10.3.- COLUMNAS

3.10.3.1.- DEFINICIÓN

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

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

Los estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, contribuir a resistir esfuerzos cortantes y aumentar su ductilidad y resistencia.¹

3.10.3.2.- PROCESO DE DISEÑO

3.10.3.2.1.- 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 2cm siendo h el canto total en la dirección

¹ Ver Hormigón Armado de Jiménez Montoya capítulo 18.1

considerada. Las secciones rectangulares sometidas a compresión compuesta deben también ser comprobadas independientemente en cada uno de los dos planos principales.

3.10.3.2.2.- DISPOSICIÓN RELATIVA DE 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 20cm si se trata de secciones rectangulares y 25cm si la sección es circular.¹

3.10.3.2.3.- ARMADURAS LONGITUDINALES

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12mm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la sección.

En los soportes de sección circular debe colocarse un mínimo de 6 barras. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones.

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

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

A través de una serie de ensayos se determina que la resistencia de cálculo del hormigón para las columnas debe tener una reducción de un 10% en relación a los valores determinada a las probetas.

$$f_{cd} = 0.9 * \frac{f_{cd}}{\gamma_c}.$$

Para determinar la armadura a proponer en la sección comenzamos asumiendo la armadura

¹ Hormigón Armado de Jiménez Montoya capítulo 18.3

mínima dada por “La Norma Boliviana del Hormigón Armado”. Pag. 74.

3.10.3.2.4.- CUANTÍAS LÍMITES

$$A_{\min} = 0,006 * a * b$$

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

$$\begin{array}{ll} A_1 * f_{yd} \geq 0.05 * N_d & \text{B.25} \\ A_2 * f_{yd} \geq 0.05 * N_d & \text{B.26} \end{array} \quad \begin{array}{ll} A_1 * f_{yd} \leq 0.5 * A_c * f_{cd} & \text{B.27} \\ A_2 * f_{yd} \leq 0.5 * A_c * f_{cd} & \text{B.27.a} \end{array}$$

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

$$A_s * f_{yd} \geq 0.10 * N_d \quad A_s * f_{yd} \leq A_c * f_{cd} \quad \text{B.28} \quad \text{B.29}$$

Donde:

Ac = El área de la sección bruta de hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero que no se tomará mayor en este caso de 4200kg/cm².

A1 y A2 = Armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta.

N_d = Esfuerzo axial de cálculo

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

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

3.10.3.2.5.- 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.

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

$$S \leq b_e \quad [30]$$

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 30cm.

b) 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:

$$S \leq 15\phi \quad [31]$$

Donde:

ϕ = El diámetro de la barra longitudinal más delgada

Sin embargo 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 .

c) 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.

3.10.3.3.- PANDEO DE PIEZAS COMPRIMIDAS DE HORMIGÓN ARMADO

3.10.3.3.1.- LONGITUD DE PANDEO

Una estructura se llama intraslacional si sus nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto y traslacional en caso contrario¹.

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 los puntos de

¹ Ver Hormigón Armado de Jiménez Montoya Capítulo 18.6.2°

momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en la tabla N° 3.16 en función de la longitud de la pieza. l ¹

Tabla N° 3.16

Longitud de pandeo $l_0 = \alpha * l$ de las piezas aisladas

Sustentación de la pieza de longitud l .	Coefficiente α
-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.

Jiménez Montoya nos 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 la figura siguiente, siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico puede considerarse intraslacional o debe considerarse traslacional”.

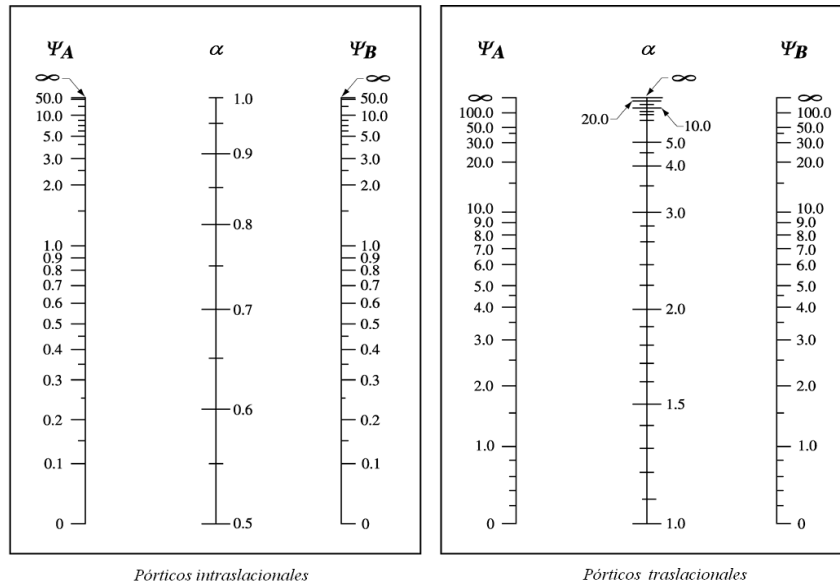
Para poder determinar la longitud de pandeo se utiliza la siguiente ecuación:

$$\text{Longitud de pandeo } l_0 = \alpha * l (\alpha \text{ se obtiene entrando con } \psi)$$

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

¹ Ver Hormigón Armado de Jiménez Montoya Capítulo 18.6.2°

Monogramas que ofrecen la longitud de pandeo en soportes de pórtico



FUENTE: Hormigón Armado (Jiménez Montoya) 18.6.2°

3.10.3.3.2.- ESBELTEZ GEOMÉTRICA Y MECÁNICA

Se llama *esbeltez geométrica* de una pieza de sección constante a la relación $\lambda_g = l_0/h$ entre la longitud de pandeo y la dimensión h de la sección en el plano de pandeo, y la *esbeltez mecánica* a la relación $\lambda = l_0/i_c$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro i_c , de la

sección en el plano de pandeo. Recuerdese que $i_c = \sqrt{\frac{I}{A}}$ siendo I y A respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón¹.

3.10.3.3.3.- VALORES LÍMITES PARA LA ESBELTEZ

Recomienda la Norma Boliviana de Hormigón Armado son los que mencionan a continuación:

a) 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.

¹ Ver Hormigón Armado de Jiménez Montoya capítulo 18.6.2°

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

c) 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.

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

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

La mayoría de los pilares, pues aunque formen parte de pórticos planos, la acción de viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultaría de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión.

La razón de regir el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad y a la ausencia, hasta tiempos recientes, de métodos prácticos para su tratamiento.

3.10.3.5.- 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 nos 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 exponen a continuación.

a) 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 obtendrá 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 $N = \text{cte}$. 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).¹

Si además se preparan en forma adimensional, 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, ver el libro de Hormigón Armado de Jiménez Montoya Tomo 2 o en el Anexo N°1).

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 .

b) Proceso de cálculo

c) Los datos básicos que se necesitan son los que se mencionan a continuación:

h_x, h_y = Son las dimensiones de la sección del pilar

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

¹ Ver Hormigón Armado de Jiménez Montoya tomo 2

Mxd = Momentos flectores de cálculo en la dirección X

Nd = Esfuerzo normal de calculo

fcd = Resistencia de cálculo del hormigón

fyd = Resistencia de cálculo del acero

d) Determinar la capacidad mecánica del hormigón

$$U_c = f_{cd} * h_x * h_y \quad \text{E.32}$$

e) Determinar los esfuerzos reducidos

$$v = \frac{N_d}{U_c} \quad \mu_x = \frac{M_{xd}}{U_c * h_y} \quad \text{E.33} \quad \text{E.34} \quad \mu_y = \frac{M_{yd}}{U_c * h_x} \quad \text{E.35}$$

f) Definir los valores de momento reducido

$$\mu_1 > \mu_2 \quad \text{E.36}$$

g) Determinar la cuantía mecánica w

Con los valores de los esfuerzos reducidos y definiendo la distribución de la armadura para los pilares se entra a los diagramas de interacción, estos diagramas serán colocados como anexos del presente proyecto.

Si el valor de v no es redondo, se obtiene w por interpolación entre los resultados correspondientes a los valores redondos de v entre los que esté situado el lado.

h) Determinar la capacidad mecánica de la armadura total.

$$U_{total} = w * U_c \quad \text{E.37}$$

i) Determinar la armadura total de acero

$$A_{total} = \frac{U_{total}}{f_{yd}} \rightarrow A_{total} = \frac{w * h_x * h_y * f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{E.38}$$

j) Se deberá verificar que la pieza se encuentre en buenas condiciones frente al pandeo, para poder lograr esto se deberá cumplir la siguiente relación:

$$\frac{e_x}{e_{x \max}} + \frac{e_y}{e_{y \max}} \leq 1 \quad \text{[.39]}$$

La excentricidad total en la dirección X-X

$$e_{x \max} = \left[e_y + \frac{\beta * h * e_x}{b} \right] + e_{fx} + e_{ax} \quad \text{[.40]}$$

$$e_x = \frac{My}{N} \quad ; \quad e_{ax} = \frac{b}{20} \geq 2cm \quad \text{[.40.a]} \quad \text{[.40.b]}$$

$$e_{fx} = \left[3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] * \left[\frac{b + 20 * e_x}{b + 10 * e_x} \right] * \frac{l_o^2 * 10^{-4}}{b} \quad \text{[.41]}$$

La excentricidad total en la dirección Y-Y

$$e_{y \max} = \left[\frac{b * e_y}{h} + \beta * e_x \right] + e_{fy} + e_{ay} \quad \text{[.42]}$$

$$e_y = \frac{Mx}{N} \quad ; \quad e_{ay} = \frac{h}{20} \geq 2cm \quad \text{[.42.a]} \quad \text{[.42.b]}$$

$$e_{fy} = \left[3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] * \left[\frac{h + 20 * e_y}{h + 10 * e_y} \right] * \frac{l_o^2 * 10^{-4}}{h} \quad (kg/cm^2) \quad \text{[.43]}$$

Donde:

b, h = Es la dimensión de la pieza en la dirección del plano X y Y

l_o = Longitud de pandeo

e_{ay} = Excentricidad accidental en el plano que se analiza

e_f = Excentricidad ficticia en el plano que se analiza

β = Una constante cuyos valores están en función del axial reducido v .

Tabla N° 3.17

Valores de la constante β , para el cálculo de la excentricidad ficticia

V	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	≥ 1
B	0.50	0.6	0.7	0.8	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.5	0.5

FUENTE: Norma Boliviana de hormigón armado 8.1.6

3.10.4.- FUNDACIONES

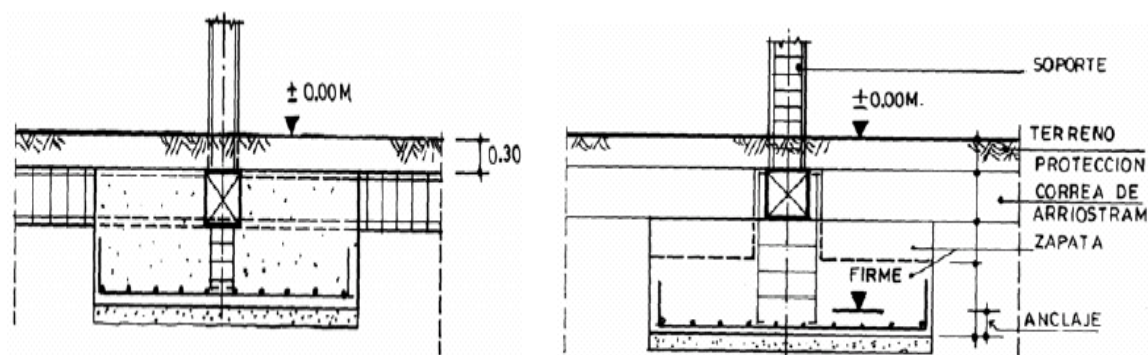
3.10.4.1.- GENERALIDADES

El proyecto de fundación de un edificio es un problema relativamente complejo, que debe ir precedido por un estudio del terreno, en el que se consideran el tipo de suelo, su granulometría, plasticidad, humedad natural, consistencia y compacidad, resistencia, deformabilidad, la situación de nivel freático, las estructuras colindantes; etc.

La **CAPACIDAD PORTANTE** se define la carga por área unitaria (Kg/cm^2) bajo la cual son admisibles el asiento y el coeficiente de seguridad frente a la rotura del terreno.

FIGURA N° 3.5

Detalle de fundación de zapatas



3.10.4.2.- REQUISITOS DEL PROYECTO

Toda cimentación debe de garantizar la estabilidad de la obra que soporta a lo largo de la vida útil de ésta. Las cimentaciones deben contar pues, con un coeficiente de seguridad adecuado frente al hundimiento, y sus asientos deben ser compatibles con la capacidad de deformación de la estructura cimentada y con su función. El tipo de cimentación, la

profundidad y las dimensiones de la misma deben elegirse teniendo en cuenta, por una parte, la estructura que se soporta (en especial, las acciones que transmite y su capacidad de deformación) y por otra, el terreno de que se trate (en especial su resistencia y su deformabilidad).de forma que la cimentación sea segura y económica.¹

3.10.4.3.- CIMENTACIONES EN EL PROYECTO

La cimentación es la parte inferior de una estructura, donde en su entorno se encuentran estratos suficientemente resistentes, las cuales son capaces de soportar las cargas que recibe de la estructura por medio de ampliación de base y son transferidas al suelo.

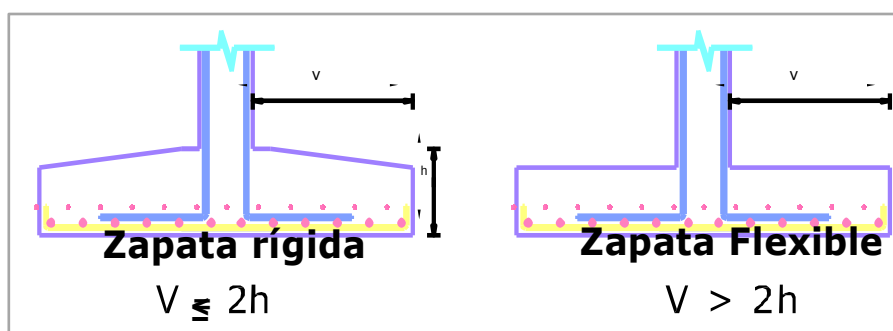
a).- Zapatas aisladas

Desde el punto de vista estructural se considerarán estructuralmente rígidas las zapatas cuyo vuelo $V_{m\acute{a}x}$ en la dirección principal de mayor vuelo, sea menor o igual que dos veces al canto h ($V_{m\acute{a}x} \leq 2h$). Las zapatas se consideran flexibles que el $V_{m\acute{a}x} \geq 2h$.

Por su forma pueden ser rectangulares, cuadradas, circulares y poligonales.

Figura N° 3.6

Zapatas rígida y Zapatas flexibles



Fuente: Elaboración propia.

b).- Zapatas combinadas

Se entiende por zapata combinada la que cimienta dos soportes, su planta puede ser rectangular y su centro de gravedad debe coincidir con el punto de paso de la resultante de las cargas de los soportes. La sección transversal de estas zapatas puede ser rectangular o en

¹ Ver Cimentaciones de Hormigón Armado de Jiménez Montoya Capítulo 23

T invertida, en ambos casos se adopta un canto suficientemente grande para dar rigidez al conjunto y poder admitir una presión uniforme del terreno.

3.10.4.4.- ACCIONES EN LAS CIMENTACIONES

Las acciones que recibe un elemento de cimentación y que debe transmitir al terreno son: ver la figura.

a) Debidas a la estructura

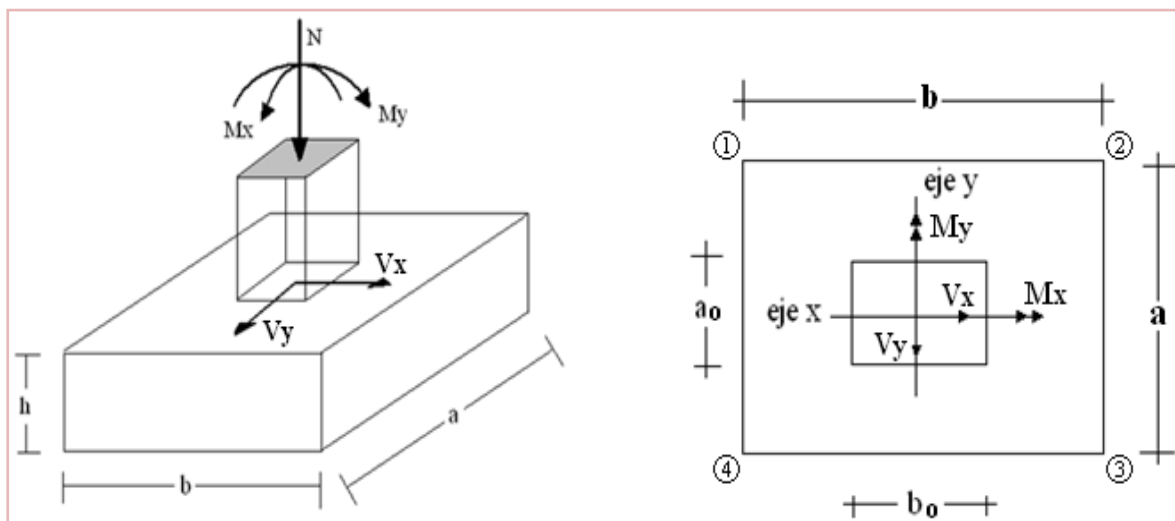
- El esfuerzo normal. N .
- Momentos. En una o dos direcciones M_x , M_y .
- Esfuerzos cortantes. En una o dos direcciones V_x , V_y .

b) Debidas al cimiento y las tierras

- Peso propio de la zapata (W_z)
- El peso de las tierras que descansan sobre la zapata (W_t)
- El empuje de la tierra y, si hay agua, el empuje hidrostático (sub-presión)¹.

FIGURA N° 3.7

Cargas que actúan en una zapata



¹ Ver Cimentaciones de Hormigón Armado de Jiménez Montoya capítulo 23.4°

3.10.4.5.- PROCESO DE CÁLCULO

3.10.4.5.1.- DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS

Con las ecuaciones que se muestran a continuación, se procede a calcular el peso propio de la zapata ya que para el peso propio se tomará un porcentaje del 5% del esfuerzo axial y el área mínima necesaria con lo que debe cumplir que $A=a*b > A_{\min}$.

$$N = N' + N'' \quad \text{[.44]}$$

$$N'' = 0.05 * N' \quad \text{[.45]}$$

$$A_{\min} = \frac{N}{\sigma_{adm}} \quad \text{[.46]}$$

$$A = a * b > A_{\min} \quad \text{ok!} \quad \text{[.47]}$$

Y se debe verificar que la capacidad portante del suelo sea mayor a la calculada de la siguiente ecuación.

$$\sigma_{adm} > \sigma_1 \quad \text{ok!} \quad \text{[.48]}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{a * b} + \frac{6 * M_x}{a * b^2} + \frac{6 * M_y}{a^2 * b} \quad \text{[.49]}$$

3.10.4.5.2.- CANTO ÚTIL

Para el cálculo del canto útil de la zapata centrada se realiza como si fuese una zapata aislada, se utilizan las ecuaciones que se indican a continuación:

$$d = \sqrt{\frac{a_1 * b_1}{4} + \frac{a_2 * b_2}{(2 * k - 1)}} - \left(\frac{a_1 + b_1}{2} \right) \quad \text{[.50]}$$

$$k = \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_{adm}} \quad \text{[.53]}$$

$$d > \begin{cases} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \end{cases} \quad \begin{matrix} d_2 = \frac{2 * \phi - a_1}{4 + k} \\ d_3 = \frac{2 * \phi - b_1}{4 + k} \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{[.51]} \\ \text{[.52]} \end{matrix}$$

$$f_{vd} = 0.5 \sqrt{f_{cd}} \quad \text{[.54]}$$

Estas ecuaciones sólo se pueden utilizar cuando se trata de zapatas en plantas cuadradas o rectangulares en las que el lado mayor no supere al doble del lado menor; y para soportes de sección cuadrada o rectangular con la misma limitación.

Al utilizar las ecuaciones mencionadas a un principio, no es necesario verificar el corte por flexión ni el corte por punzonamiento.

Se deberá tomar el mayor valor de las dos ecuaciones para el canto útil de la zapata.

3.10.4.5.3.- VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS

Se utilizan las dimensiones en planta de las zapatas asumidas en principio, se procede a verificar y si no se cumple la verificación se deberán aumentar las dimensiones siguiendo un proceso iterativo hasta que se cumpla dicha verificación.

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{6 * M_x}{a * b^2} + \frac{6 * M_y}{a^2 * b} < \sigma_{adm.} \quad \text{E.55}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{6 * M_x}{a * b^2} + \frac{6 * M_y}{a^2 * b} < \sigma_{adm.} \quad \text{E.56}$$

$$\sigma_3 = \frac{N}{A} + \frac{6 * M_x}{a * b^2} - \frac{6 * M_y}{a^2 * b} < \sigma_{adm.} \quad \text{E.57}$$

$$\sigma_4 = \frac{N}{A} - \frac{6 * M_x}{a * b^2} - \frac{6 * M_y}{a^2 * b} < \sigma_{adm.} \quad \text{E.58}$$

3.10.4.5.4.- ARMADURA PRINCIPAL

a) Armadura en dirección X-X

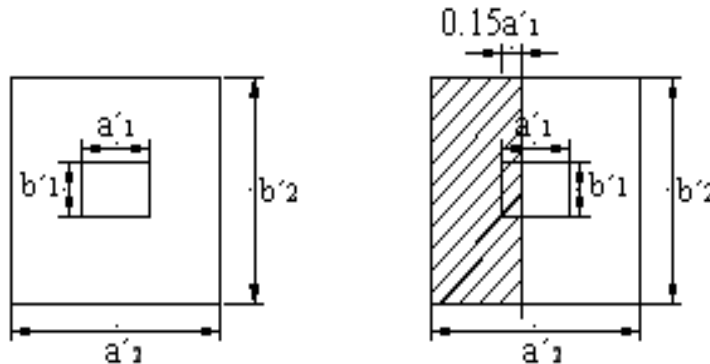


FIGURA N° 3.8: Zapata centrada (diseño a flexión en la dirección X-X).

$$Md = \frac{\gamma_f * \sigma_{t2} * b_2}{2} * \left(\frac{a_2 - a_1}{2} + 0.15 * a_1 \right)^2 \quad \text{E.59}$$

El cálculo de la armadura longitudinal de la zapata centrada se realizará solamente a flexión simple, este proceso se indica paso a paso en el apartado 3.4.2.2.3.

A continuación se muestra el detallamiento de la armadura en ambas direcciones.

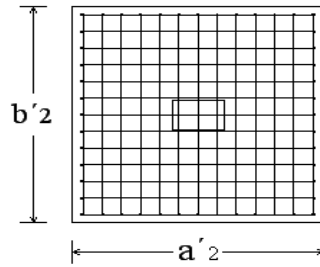


FIGURA N° 3.9 Armadura de la zapata centrada.

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

b) Armadura en dirección Y-Y

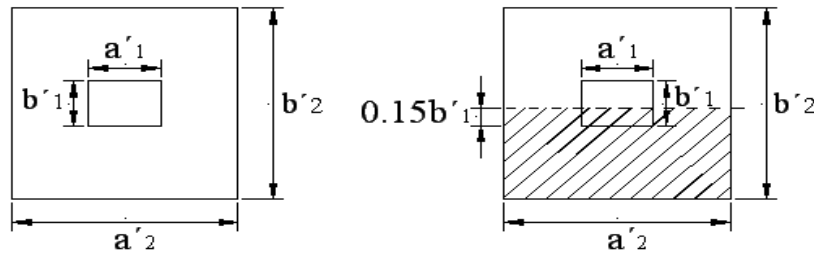


FIGURA N° 3.10 Zapata centrada (diseño a flexión en la dirección Y-Y).

$$Md = \frac{\gamma_f * \sigma_{t2} * a_2}{2} * \left(\frac{b_2 - b_1}{2} + 0.15 * b_1 \right)^2 \quad \text{[.60]}$$

El cálculo de la armadura longitudinal de la zapata centrada se realizara solamente a flexión simple, este proceso se indica paso a paso en el apartado 3.4.2.2.3.

3.10.4.5.5.- VERIFICACIÓN A LA ADHERENCIA EN DIRECCIÓN X-X

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

$$\tau_b \leq \tau_{bd} \quad \text{[.61]}$$

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0.90 * d * n * u} \quad \text{[.62]}$$

$$V_{d1} = \gamma_f * \sigma_{t1} * b_2 * \left[\left(\frac{a_2 - a_1}{2} \right) + 0.15 * a_1 \right] \quad \text{[.63]}$$

$$\tau_{bd} = k * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \quad \begin{array}{l} \rightarrow k = 2 \text{ (flexible)} \\ \rightarrow k = 0.95 \text{ (rigida)} \end{array} \quad \text{[.64]}$$

Donde:

τ_b = Tensión tangencial de adherencia.

τ_{bd} =Resistencia de cálculo para adherencia.

V_{d1} =Fuerza cortante mayorada en la sección.

d =Canto útil.

n = Número de barras.

u =Perímetro de cada barra.

σ_{t1} = Tensión o presión con la que trabaja el suelo, en la zapata medianera.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón (kg/cm^2).

γ_{t1} =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 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, desde el paramento del elemento que se cimienta, no sea superior a $2h$.

3.10.4.5.6.- VERIFICACIÓN A LA ADHERENCIA EN DIRECCIÓN Y-Y

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

$$\tau_b \leq \tau_{bd} \quad \text{[3.65]}$$

$$\tau_b = \frac{V_{d2}}{0.90 * d * n * u} \quad \text{[3.66]}$$

$$V_{d2} = \gamma_f * \sigma_{t2} * a_2 * \left[\left(\frac{b_2 - b_1}{2} \right) * 0.15 * b_1 \right] \quad \text{[3.67]}$$

$$\tau_{bd} = k * \sqrt[3]{f_{cd}} \quad \begin{array}{l} \rightarrow k = 2 \text{ (flexible)} \\ \rightarrow k = 0.95 \text{ (rígida)} \end{array} \quad \text{[3.68]}$$

3.10.4.5.7.- VERIFICACIÓN AL VUELCO

Todo elemento de cimentación sometido a momentos flectores o fuerzas horizontales, deberá comprobarse su seguridad al vuelco. Se realizará para la zapata medianera.

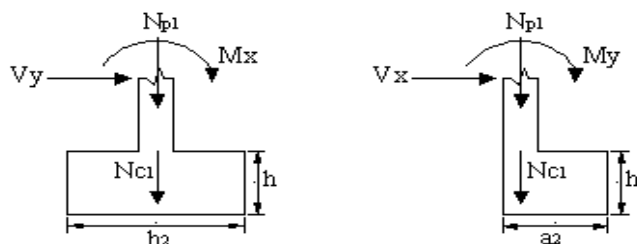


FIGURA N° 3.11: Solicitaciones en la zapata.

- Verificación para la dirección X-X

$$\frac{(N' + N'')}{(M_y + V_x * h)} * \frac{a}{2} \geq 1.50 \rightarrow OK \quad \text{p.69}$$

- Verificación para la dirección Y-Y

$$\frac{(N' + N'')}{(M_x + V_y * h)} * \frac{b}{2} \geq 1.50 \rightarrow OK \quad \text{p.70}$$

Donde:

N'= Es la carga de servicio transmitida al soporte.

Mx y My= Momentos en las direcciones X y Y, pero sin mayorar.

Vx y Vy= Esfuerzos cortantes en las direcciones X y Y, pero sin mayorar.

a y b= Las dimensiones en planta de la zapata medianera.

N''= El peso propio de la zapata medianera.

h= Altura total del elemento de cimentación.

3.10.4.5.8.- 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. El posible empuje pasivo sobre la cara

lateral del elemento no se tendrá en cuenta a menos que esté garantizada su actuación permanente. Se verifica que cumpla las siguientes recomendaciones:

➤ Para suelos sin cohesión (arenas).

$$\frac{(V_{P1} + N_{C1}) * \tan \varphi_d}{V_x} \geq 1.50 \rightarrow OK \quad \text{p.71}$$

$$\frac{(V_{P1} + N_{C1}) * \tan \varphi_d}{V_y} \geq 1.50 \rightarrow OK \quad \text{p.72}$$

➤ Para suelos cohesivos (arcillas).

$$\frac{A * C_d}{V_x} \geq 1.50 \rightarrow OK \quad \text{p.73}$$

$$\frac{A * C_d}{V_y} \geq 1.50 \rightarrow OK \quad \text{p.74}$$

Donde:

A=Área de la base de la zapata medianera.

$\varphi_d = (2 * \varphi / 3)$ = valor de cálculo del ángulo de rozamiento interno.

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

3.10.5.- LOSAS

3.10.5.1.- DEFINICIÓN

La losa es un elemento estructural, generalmente horizontal, que reciben directamente las cargas, tanto permanentes como variables y las transmite a los restantes elementos de la estructura. Adicionalmente, la losa materializa la separación entre plantas consecutivas y desempeña otras funciones como aislamiento entre plantas y soporte de acabados.

3.10.5.2.- FUNCIÓN QUE CUMPLE UNA LOSA

Las losas cumplen una serie de funciones, siendo las más importantes son las siguientes:

a) Recibir las cargas y transmitir las a las vigas y/o pilares y por éstos a la cimentación y al terreno.

- b) Dar rigidez transversal a las vigas.
- c) Aislar térmicamente y acústicamente las plantas entre sí.
- d) Solidarizar todos los elementos de la planta.

En particular, las losas pueden funcionar (si los detalles constructivos se diseñan adecuadamente), como grandes vigas frente a las acciones horizontales de viento, sismo, etc., haciendo que todos los entramados y pantallas colaboren en resistir a este tipo de acciones.

3.10.5.3.- DISEÑO DE LOSAS

➤ **Losa alivianada, aligerada o nervada:** son elementos estructurales alivianadas constituidas por viguetas prefabricadas auto resistente, complemento de plastaform, cerámico o de mortero y una capa de compresión.

La altura de la losa está en orden de $l/20$ a $l/25$ de la menor del vano.

➤ **Losa casetonada:** su espesor no será inferior a 15 cm ni a $l/28$ de la luz mayor vano, debiendo llevar además una capa de compresión continua. El espesor de esta capa de compresión no será inferior a 5 cm ni a $l/10$ de la mayor dimensión del la losa, b_x o b_y .

Los espesores mínimos mencionados no son recomendables en la práctica, por que dan lugar a cuantías antieconómicas y a problemas de deformaciones.

Los espesores mínimos usuales son de 15 cm o $l/30$ en losas macizas, y de 20cm o $l/25$ en losas aligeradas.

Aunque el ancho mínimo del nervio puede establecerse en 8cm, en la práctica convenientes anchos de 10 a 15cm.

La separación entre intereje de nervios será $\leq$ a 100cm

Las losas aligeradas llevarán ábacos macizados sobre cada soporte, cuadrados o rectangulares, cuya dimensión mínima en cada dirección, medida desde el eje de soporte al borde del ábaco, será ≥ 0.15 de la luz del vano correspondiente¹.

¹ Ver Hormigón Armado de Jiménez Montoya 14ª edición pag. 567

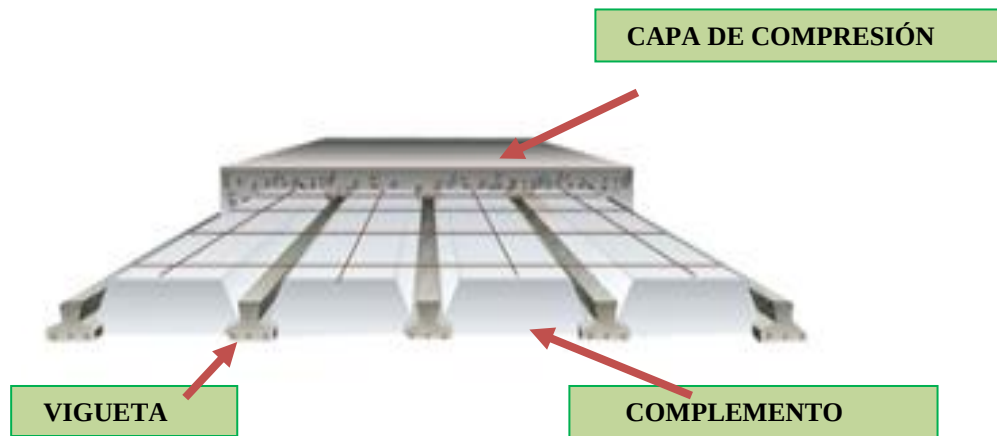


FIGURA N° 3.12 Aplicación de viguetas

3.10.5.4.- VENTAJAS Y DESVENTAJAS LOSA ALIVIANADA A LOSA MACIZA

a) ventajas.

- Tienen un peso propio relativamente bajo
- La losa alivianada puede salvar luces medianas a grandes
- Es fácil de ubicar ductos y perforaciones pequeñas
- Facilita instalaciones complementarias
- Aislación térmica
- Menor costo

b) Desventajas

- Las perforaciones o ductos grandes interrumpen varias viguetas.
- Su carga aferente debe ser transferida a otras viguetas.

3.10.6.- ESCALERAS DE HORMIGÓN ARMADO

3.10.6.1.- DEFINICIÓN

Las escaleras son elementos estructurales que se utilizan para trasladarse de un nivel a otro nivel de un edificio.

La escalera de hormigón armado consiste en una losa inclinada provista de peldaños sucesivos que están formados por huellas y contrahuellas y de descansos.

Los principales elementos de una escalera fija son los siguientes (Fig. 3.13 a, b y c):

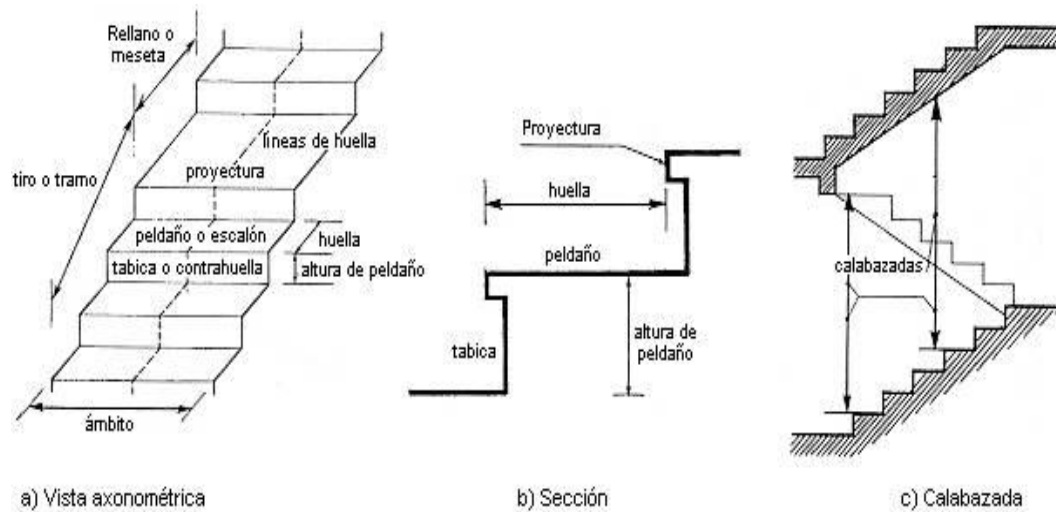


FIGURA N° 3.13: Representación de las partes de una escalera

Contrahuella: Es la parte vertical del fondo del peldaño.

Huella: Es el ancho del escalón, medido en planta, entre dos contrahuellas sucesivas.

Rellano: Es la porción horizontal en que termina cada tramo de escalera; debe tener el mismo ancho que el ámbito de los tramos.

Contemplamos otros conceptos o partes como son la línea de huella, la proyección, el ámbito, el tiro y la calabazada:

Línea de huella: Es una línea imaginaria que divide por la mitad una escalera recta.

Proyectura: El plano de apoyo de un peldaño puede tener una proyección (nariz) sobre el inferior inmediato. Suele estar comprendido entre 2 y 5 cm.

Ámbito: Es la longitud de los peldaños, o sea el ancho de la escalera.

Tiro: Es una sucesión continua de peldaños (21 a lo sumo).

Trazado de escaleras: El trazado de una escalera, una vez elegido el tipo, ha de basarse en las dimensiones de la huella, h , y de la contrahuella, c . Por razones de seguridad para los

usuarios todos los peldaños deben ser iguales y para evitar cansancio excesivo, las dimensiones c y h han de cumplir determinadas condiciones, siendo las más frecuentes:

$$(BLONDEL): \quad h+2c=k \quad \left\{ \begin{array}{l} k = 59\text{cm edificios de viviendas} \\ k = 66\text{cm edificios públicos} \end{array} \right.$$

Contrahuella está entre el rango 16 a 18cm

Altura de la losa H: 1/20 ó 1/25

3.10.6.2.- PROCESO DE CÁLCULO

El cálculo de esfuerzos, armaduras en ambas direcciones es idéntico al cálculo de losas macizas de hormigón armado (Mayor referencia ver el libro de Hormigón Armado de Jiménez Montoya y la Norma Boliviana de Hormigón Armado capítulo 9.1.6.4.).

4.1.- INTRODUCCIÓN

Éste capítulo estará íntimamente ligado a los anteriores, especialmente al Capítulo III que servirán de referencia y guía para la elaboración y desarrollo de este capítulo.

En éste capítulo se determinará los requisitos dimensionales de la estructura; las cargas actuantes y sus respectivas hipótesis, el cálculo y distribución de esfuerzos y el dimensionamiento de las piezas.

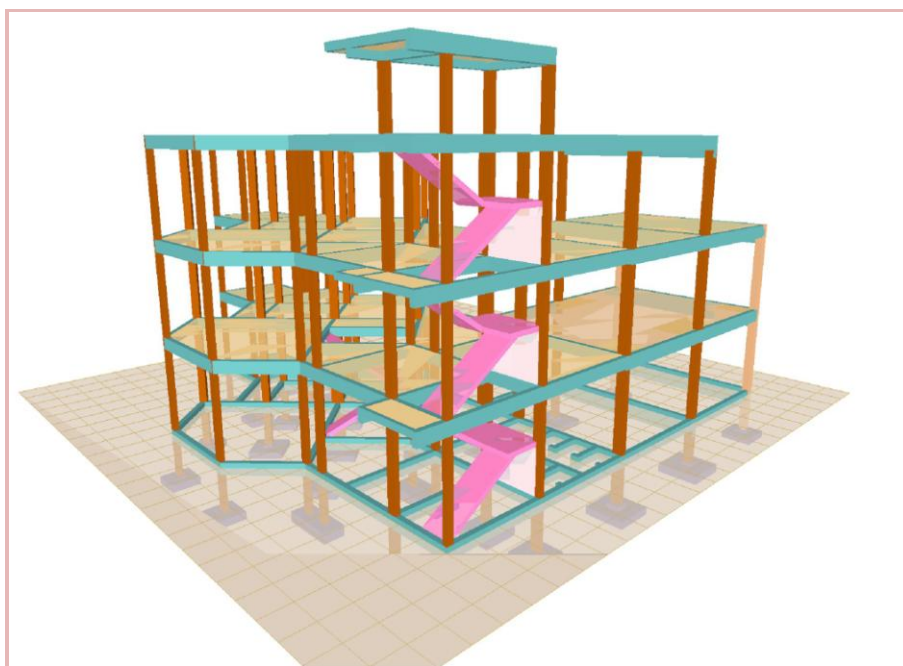
4.2.- CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL EDIFICIO EN ESTUDIO

Está constituido por tres plantas de diferentes áreas, siendo el total de área de construcción de 630.5 m².

Entre otras características cabe señalar que el edificio cuenta con auditorio, oficinas, salas de reuniones, gabinetes de apoyo, dependencias administrativas y el último nivel como alojamiento con todos los servicios básicos.

Se elaborará el diseño de los elementos estructurales en base a la Norma Boliviana CBH-87, y también se aplican algunos criterios aprendidos durante la formación académica.

FIGURA N° 4.1
Esquema estructural



FUENTE: Elaboración propia

4.3.- DATOS GENERALES DEL PROYECTO

4.3.1.- LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO, SUELOS Y ARQUITECTURA

4.3.1.1.- INTRODUCCIÓN

La topografía, suelos, arquitectura en el dimensionamiento estructural son aspectos muy importantes al realizar diseños de edificaciones. Estos aspectos son fundamentales ya que si uno de estos llegase a fallar el diseño resultaría defectuoso y por lo tanto la edificación tendría problemas en su construcción, ya sea de tipo estructural como de tipo arquitectónico.

Básicamente se debe recalcar que todo proyectista debe tener mucho cuidado con lo citado anteriormente, caso contrario este bajo la responsabilidad de las obras civiles de los diseños que realice.

4.3.1.2.- TOPOGRAFÍA

Se realizó un levantamiento topográfico a detalle, tomando en cuenta todas las características y relieves importantes del terreno.

Toda la información obtenida del levantamiento topográfico fue introducida en un programa especializado: **LanCad**, el cual nos permitió dibujar las respectivas curvas de nivel debidamente referenciadas y acotadas, además de incluir toda la información que se considere necesaria para la descripción detallada del terreno.

4.3.1.3.- SUELOS

El ensayo verificación de suelos fue realizado con la ayuda de los técnicos del laboratorio de suelos de la Universidad, el cual consistió en hacer tres pozos con una profundidad de 1.5m; para el respectivo ensayo de SPT, obteniendo así toda la información de campo para luego ser procesada en gabinete donde se obtuvo capacidades portantes del suelo de:

$$\begin{array}{l} \text{(Pozo N}^\circ\text{.1)} \\ \sigma_{adm} = 2.25 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{(Pozo N}^\circ\text{.2)} \\ \sigma_{adm} = 2.30 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{(Pozo N}^\circ\text{.3)} \\ \sigma_{adm} = 2.28 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

Según su clasificación el suelo es:

SUSUCS Unificada: ML – OL (suelo limoso poco plástico)

Por AASHTO: A-4 (8)

Donde se adoptó para el cálculo el valor menor de los ensayos de:

$$\sigma_{adm} = 2.25 \text{ kg/cm}^2$$

4.3.1.4.- DISEÑO ARQUITECTÓNICO

El diseño arquitectónico de Sede Social de la Central Campesina de Cercado, fué efectuado con la ayuda de un arquitecto utilizando el programa VectorWorks y Auto Cad y que contengan todas las características adecuadas para el cual estará diseñado el edificio, los cuales se detallaran en los planos arquitectónicos.

4.3.1.5.- MATERIALES

La resistencia de los materiales que se utilizaron son los que se indican a continuación:

$f_{ck}=210 \text{ kg/cm}^2$ (resistencia característica del hormigón a los 28 días).

$f_{yk}=4200 \text{ kg/cm}^2$ (resistencia característica del acero).

Se tomaron estos valores porque son los más que se utilizan en nuestro medio, dichos materiales se pueden encontrar dentro del mercado interno.

4.4.- ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.4.1.- DETERMINACIÓN DE CARGAS EN LOSAS

En los forjados actúan dos tipos de carga: Las cargas permanentes (peso propio de la losa, peso del sobre piso y acabados, peso de las paredes y peso del revoque de las paredes) además de las cargas accidentales.

4.4.1.1.- PESO PROPIO

Insumos en 1 m^2 de losa para un espesor de $e = 20 \text{ cm}$:

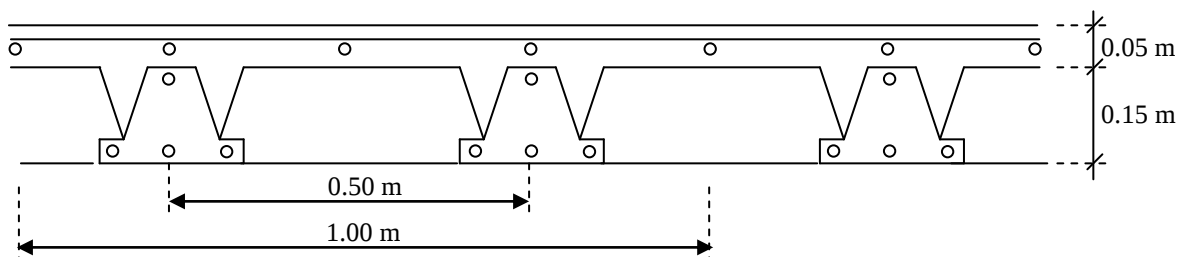


Figura N° 4.2 Determinación de cargas en losas

a).- Viguetas = 2.0 pza/m^2 .

Peso viguetas = 18 kg/ml .

Peso vigueta por $\text{m}^2 = 18 \cdot 2 = 36 \text{ Kg/m}^2$

b).- **Peso propio capa de compresión $e = 5 \text{ cm}$**

Área de compresión = $100 \cdot 100 \text{ cm}^2 = 10000 \text{ cm}^2 = 1 \text{ m}^2$

De acuerdo a la norma para hormigón armado se tomará $\gamma_{H^o A^o} = 2400 \text{ kg/m}^3$.

Volumen capa de compresión:

Vcapa compresión = $A \cdot h = 1 \text{ m}^2 \cdot 0.05 \text{ m} = 0.05 \text{ m}^3/\text{m}^2$

PPcapa compresión = $\gamma_{H^o} \cdot V_{cc} = (2400 \text{ kg/m}^3 \cdot 0.05 \text{ m}^3/\text{m}^2 = 120 \text{ kg/m}^2$

PPcapa compresión = 120 kg/m^2

Área de los triángulos

A triangulo = $(1 \cdot b \cdot h)/2$

Atriangulo = $(1 \cdot 0.06 \cdot 0.06)/2 = 0.0018 \text{ m}^2$

Atotal tring. = $0.0018 \cdot 2 = 0.0036 \text{ m}^2/\text{m}^2$.

Vtriángulo = $A_{\text{total trig}} \cdot L = 0.0036 \text{ m}^2/\text{m}^2 \cdot 1 \text{ m} = 0.0036 \text{ m}^3/\text{m}^2$

PPtriang = $\gamma_{H^o} \cdot V_{\text{triángulo}} = 2400 \text{ kg/m}^3 \cdot 0.0036 \text{ m}^3/\text{m}^2 = 8.64 \text{ Kg/m}^2$

PPtriang = 8.64 Kg/m^2

c).- **Peso del complemento cerámico $e = 15 \text{ cm}$**

Dimensiones = $15 \times 42 \times 25$

Peso del complemento = 7.60 kg .

Rendimiento = 8 Pzas/m^2

PPdel complemento = $8 \cdot 7.60 = 60.8 \text{ Kg/m}^2$

d).- **Peso del cielo raso bajo losa**

Recubrimiento $e = 1 \text{ cm} = 0.01 \text{ m}$.

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

$$P_{\text{cielo raso (yeso)}} = \gamma_{\text{yeso}} * \text{espesor} = 1250 \text{ kg/m}^3 * 0,01 \text{ m} = 12.5 \text{ kg/m}^2.$$

$$P_{\text{cielo raso (yeso)}} = 12.5 \text{ kg/m}^2$$

e).- piso cerámico + carpeta de nivelación e = 3cm

$$\gamma_{\text{cerámico}} = 1800 \text{ Kg/m}^3$$

$$P_{\text{Pcerámico}} = 1800 \text{ Kg/m}^3 * 0.03 \text{ m} = 54 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{\text{Pcerámico}} = 54 \text{ Kg/m}^2$$

f).- Peso propio terraza e = 5 cm

$$\gamma_{\text{cerámico}} = 1800 \text{ Kg/m}^3$$

$$PP_{\text{terrazza}} = \gamma_{\text{piso}} * \text{espesor} = 1800 \text{ Kg/m}^3 * 0.05 \text{ m} = 90 \text{ Kg/m}^2$$

$$PP_{\text{terrazza}} = 90 \text{ Kg/m}^2$$

$$PP_{\text{total losa}} = 120 \text{ kg/m}^2 + 36 \text{ Kg/m}^2 + 8.64 \text{ Kg/m}^2 + 60.8 \text{ Kg/m}^2 + 12.5 \text{ kg/m}^2 + 54 \text{ Kg/m}^2 = 291.94 \text{ kg/m}^2$$

Se adopta como carga muerta de la losa alivianada = $300 \text{ Kg/m}^2 = \underline{0,3 \text{ tn/m}^2}$

$$CM = 54 \text{ Kg/m}^2 + 12.5 \text{ kg/m}^2 = 66.5 \text{ Kg/m}^2$$

Se adoptamos emplear $CM = \underline{0,07 \text{ tn/m}^2 \text{ (CYPE)}}$

$$\text{Para la terraza } CM = 90 + 12.5 = 102.5 \text{ Kg/m}^2 = 0.103 \text{ tn/m}^2$$

4.4.1.2.- PESO PROPIO MURO LADRILLO DE 6 HUECOS e = 18 cm

Adoptada una pared de ladrillos de seis huecos de 12 x 18 x 24 cm:

Insumos en 1 m^2 de pared de un espesor de $e = 18 \text{ cm}$:

Juntas: horizontal y vertical = $1 \text{ cm} = 0.01 \text{ m}$.

$$N^{\circ} \text{ de ladrillo horizontal} = 100 / (24 + 1) = 4 \text{ Pza/ml}$$

$$N^{\circ} \text{ de ladrillo vertical} = 100 / (12 + 1) = 7.69 \text{ Pza/ml}$$

$$N^{\circ} \text{ de ladrillo m}^2 \text{ muro} = 7.69 * 4 = 30.76 = 31 \text{ Pza/m}^2$$

Perdida por rotura 10%= 3.1

Insumo total.....= 34.1Pza/m²

Volumen unitario ladrillo = 12*18*24 =5184cm³

Volumen V1 = Vladrillo*Nº ladrillo m² = 5184*31 = 160704 cm³/m²

Volumen V2 = espesor* 100*100 = 18*100*100 =180000 cm³/m²

Volumen mortero = V2 – V1 = 180000 – 160704 =19296 cm³/m² = 0.019296 m³/m²

Perdidas 15%.....= 0.0028944

Insumo total.....= 0.0221904 m³/m²

Dosificación: 1:5 Cemento = 336 Kg/m³ arena = 1.20 m³/m³

Cemento = 336 * 0.0221904 = **7.5 Kg/m²**

Arena = 1.20 * 0.0221904 = 0.027 m³/m²

Peso arena fina = γ_{arena} * 0.027 = 1500 Kg/m³ * 0.027 m³/m = **40.5 Kg/m²**

Peso ladrillo = 3.9 Kg/pza

Peso ladrillo = 3.9 * 31 = **120.9 Kg/m²**

Peso total muro sin recubrimiento:

Ptotal muro = 120.9 Kg/m² + 7.5 Kg/m² + 40.5 Kg/m² = 168.9 Kg/m²

a).- Peso propio revoque exterior e = 1.5 cm

Argamasa cal arena y cemento: $\gamma_{\text{arena cal cemento}}$ = 1900 Kg/m³

PPrevoque exterior = $\gamma_{\text{arena cal cemento}}$ * espesor =1900*0.015 = 28.5 Kg/m²

b).- Peso propio revoque interior e = 1 cm

PPrevoque interior = $\gamma_{\text{arena cal cemento}}$ * espesor = 1250*0.01 = 12.5 Kg/m²

Tabla N° 4.1
Peso del muro por m²

PESO Kg/m2					
N°	Espesor (cm)	Muro sin revoque	Muro dos caras revoque interior yeso e = 1 cm	Muro dos caras	
				Exterior, cal arena cemento	Interior, yeso
				e = 1.5 cm	e = 1 cm
1	12	109	134	150	121.5
2	18	169	194	210	181.5

FUENTE: Elaboración propia

La altura equivalente del muro está dada por:

$$H = H_r - \sum A_v/L$$

Donde: H = Altura equivalente del muro.

H_r = Altura real del muro.

L = Longitud del muro.

A_v = Área de vacíos (puertas y ventanas).

4.4.1.3.- CARGA ACCIDENTAL

Las cargas accidentales se tomarán bajo el criterio dado por la “Norma Boliviana del Hormigón Armado” que se presenta en el capítulo III tabla N° 3.9 Indica:

Oficinas => Sobrecarga/m² = 250 kg/m².

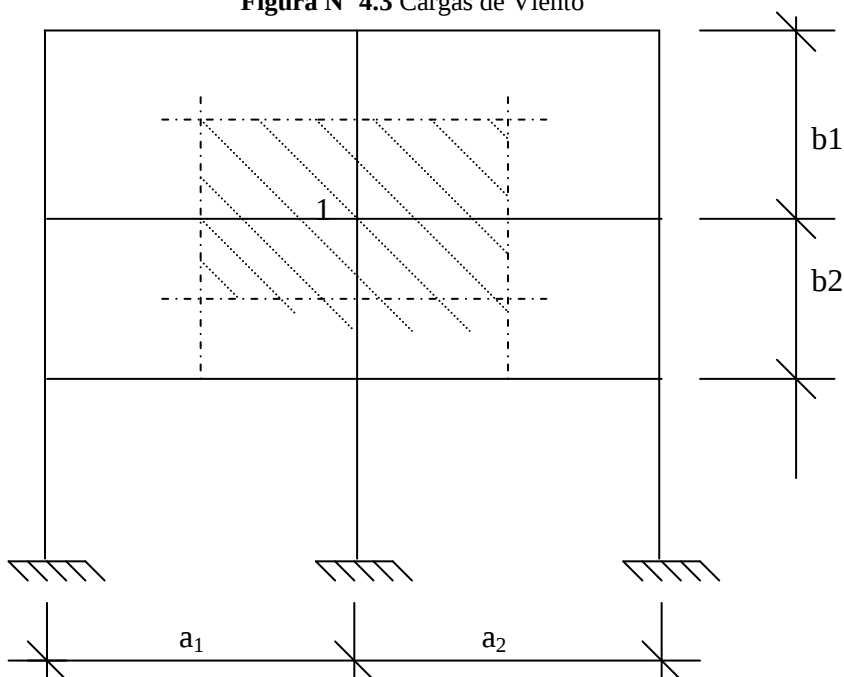
Accesos => Sobrecarga/m² = 300 kg/m². (Con terrazas).

Salas de juntas = 300 kg/m².

Dormitorios = 250 kg/m².

4.4.2.- CARGA DE VIENTO

Figura N° 4.3 Cargas de Viento



Las cargas de viento para distribuirlas como cargas puntuales en los nudos, deben ser multiplicadas por sus áreas de aporte según muestra la figura.

Por tanto la carga de viento en un nudo está dada por:

$$F = P * \left(\frac{a_1 + a_2}{2} \right) \left(\frac{b_1 + b_2}{2} \right)$$

Donde:

$$W = \frac{V^2}{16} = 45 \text{ kg/m}^2. \quad \text{Se tomará } P = 45 \text{ kg/m}^2.$$

V=Velocidad del viento (m/s); para el presente proyecto se tomó una velocidad de 27m/s.

W=Presión dinámica del viento (kg/m²).

4.4.3.- HIPÓTESIS DE CARGAS

Las hipótesis y coeficientes de mayoración de cargas se tomaron de la “Norma Boliviana del Hormigón Armado”.

Según lo definido en el punto “combinaciones de acciones” que pertenece al apartado 3.3.4. las hipótesis quedan reducidas a:

Hipótesis I: $\gamma_{fg} * G + \gamma_{fg} * SC_{uso}$.

Hipótesis II: $\gamma_{fg} * G + \gamma_{fg} * Viento$.

Hipótesis III: $(\gamma_{fg} * G) + 0.9 * (\gamma_{fq} * Viento + \gamma_{fq} * SC_{uso})$.

Donde: G = Cargas permanentes.

Q = Cargas accidentales.

W = Cargas de viento.

4.4.3.1.- ESPECIFICACIONES PARA LA DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS

El cálculo de esfuerzos se realizó con la ayuda del programa CYPECAD 2010, es el software para el proyecto de edificios de hormigón armado, el dimensionado de todos los elementos estructurales, es una herramienta precisa y eficaz para resolver todos los aspectos relativos al cálculo. También ofrece la ventaja de trabajar con una serie de normas en las cuales se encuentra la norma Española EH-91.

4.5.- VERIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La verificación y el cálculo de la estructura serán detallados a continuación.

4.5.1.- VERIFICACIÓN A FLEXIÓN SIMPLE

4.5.1.1.- ARMADURA POSITIVA, NEGATIVA Y CORTANTE EN LAS VIGAS

A continuación se detalla la comprobación manual de cálculo:

**DISEÑO DE ARMADURA POSITIVOS EN VIGAS
(DIRECCIÓN A) PORTICO N° 16 NIVEL +6,55**

DATOS

$f_{cd} =$	210	kg/cm ²	$\gamma_c =$	1,5	$f_{cd} =$	140,00	kg/cm ²
$f_{yk} =$	4200	kg/cm ²	$\gamma_s =$	1,15	$f_{yd} =$	3652,17	kg/cm ²
$\gamma_f =$	1,6		$h =$	55	cm	$\omega_{lim} =$	0,46
$r =$	2	cm	$b_w =$	30	cm	$\omega_{min} =$	0,0033
$M_{max} =$	1318750,0	kg-cm	$d =$	53	cm	$\mu_{lim} =$	0,332

1.- El momento mayorado (momento de cálculo) será:

$$Md = \gamma_f * M_{max}$$

$$Md = 2110000,00 \text{ kg-cm}$$

2.- Determinación de momento reducido de cálculo: (μ_d)

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

$$\mu_d = 0,179$$

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

4.- Determinación de la cuantía mecánica: (ω_s)

$$\omega_s = \mu_d * (0,9801 + \mu_d)$$

$$\omega_s = 0,2073$$

5.- Determinación de la armadura: (A_s)

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

$$A_s = 12,633 \text{ cm}^2$$

6.- Determinación de la armadura mínima: (A_{smin}) donde $\omega_{min} = 0,0033$

$$A_{smin} = \omega_{min} * b_w * d$$

$$A_{smin} = 5,25 \text{ cm}^2$$

7.- Se escogerá el área mayor

$$A_s = 12,63 \text{ cm}^2 \quad \text{manual} = 12,63 \text{ cm}^2$$

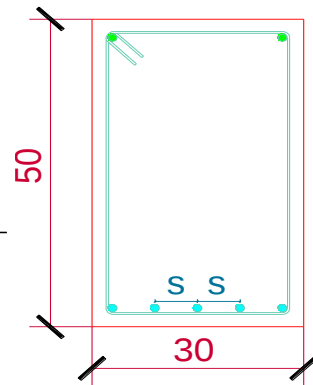
$$\text{Se utilizará: } 3\emptyset 20 + 2\emptyset 16 \text{ mm} \quad \text{programa} = 13,44 \text{ cm}^2$$

$$13,44 \text{ cm}^2 > 12,63 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

8.- Separación de las barras "S"

$$N^{\circ} \text{barras} = 5$$

$$S = \frac{b - 2 * recub}{N^{\circ}_{barras} - 1} = 6,5 \text{ cm} \quad \text{Usar: } 3\emptyset 20 + 2\emptyset 16 \text{ mm S/ } 6,5 \text{ cm}$$



**DISEÑO DE ARMADURA NEGATIVO EN LA COLUMNA N° 28
(DIRECCIÓN A) PORTICO N° 16 NIVEL +6,55**

DATOS

$f_{cd} =$	210	kg/cm ²	$\gamma_c =$	1,5	$f_{cd} =$	140,00	kg/cm ²
$f_{yk} =$	4200	kg/cm ²	$\gamma_s =$	1,15	$f_{yd} =$	3652,17	kg/cm ²
$\gamma_f =$	1,6		$h =$	55	cm	$\omega_{lim} =$	0,46
$r =$	2	cm	$b_w =$	30	cm	$\omega_{min} =$	0,0033
$M_{max} =$	845000	kg-cm	$d =$	53	cm	$\mu_{lim} =$	0,332

1.- El momento mayorado (momento de cálculo) será:

$$Md = \gamma_f * M_{max}$$

$$Md = 1352000,00 \text{ kg-cm}$$

2.- Determinación de momento reducido de cálculo: (μ_d)

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

$$\mu_d = 0,115$$

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

4.- Determinación de la cuantía mecánica: (ω_s)

$$\omega_s = \mu_d * (0,9801 + \mu_d)$$

$$\omega_s = 0,1254$$

5.- Determinación de la armadura: (A_s)

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

$$A_s = 7,6462 \text{ cm}^2$$

6.- Determinación de la armadura mínima: (A_{smin}) donde $\omega_{min} = 0,0033$

$$A_{smin} = \omega_{min} * b_w * d$$

$$A_{smin} = 5,25 \text{ cm}^2$$

7.- Se escogerá el área mayor

$$A_s = 7,65 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 2Ø12 + 3Ø16mm

$$8,29 \text{ cm}^2 > 7,65 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple.}$$

**DISEÑO DE ARMADURA NEGATIVO EN LA COLUMNA N° 29
(DIRECCIÓN A) PORTICO N° 16 NIVEL +6,55**

DATOS

$f_{cd} =$	210	kg/cm ²	$\gamma_c =$	1,5	$f_{cd} =$	140,00	kg/cm ²
$f_{yk} =$	4200	kg/cm ²	$\gamma_s =$	1,15	$f_{yd} =$	3652,17	kg/cm ²
$\gamma_f =$	1,6		$h =$	55	cm	$\omega_{lim} =$	0,46
$r =$	2	cm	$b_w =$	30	cm	$\omega_{min} =$	0,0033
$M_{max} =$	848750	kg-cm	$d =$	53	cm	$\mu_{lim} =$	0,332

1.- El momento mayorado (momento de cálculo) será:

$$Md = \gamma_f * M_{max}$$

$$Md = 1358000,00 \text{ kg-cm}$$

2.- Determinación de momento reducido de cálculo: (μ_d)

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

$$\mu_d = 0,115$$

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

4.- Determinación de la cuantía mecánica: (ω_s)

$$\omega_s = \mu_d * (0,9801 + \mu_d)$$

$$\omega_s = 0,1261$$

5.- Determinación de la armadura: (A_s)

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

$$A_s = 7,6837 \text{ cm}^2$$

6.- Determinación de la armadura mínima: (A_{smin}) donde $\omega_{min} = 0,0033$

$$A_{smin} = \omega_{min} * b_w * d$$

$$A_{smin} = 5,25 \text{ cm}^2$$

7.- Se escogerá el área mayor

$$A_s = 7,68 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 2Ø12 + 3Ø16mm

$$8,29 \text{ cm}^2 > 7,68 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

**DISEÑO A ESFUERZO CORTANTE EN VIGAS
(DIRECCIÓN A) PÓRTICO N° 16 NIVEL +6,55**

DATOS

fcd =	210	kg/cm ²	γ _c =	1,5	fcd=	140,00	kg/cm ²	
fyk =	4200	kg/cm ²	γ _s =	1,15	fyd=	3652,17	kg/cm ²	
γ _f =	1,6		h =	55	cm			
r =	2	cm	bw =	30	cm	fvd=	5,9161	kg/cm ²
V=	14306	kg	d =	53	cm			
Vd =	22890	kg	$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}}$					

1.- Esfuerzo cortante resistente de la sección del hormigón (V_{cu})

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

$$V_{cu} = 9406,57 \text{ kg}$$

2.- Esfuerzo por agotamiento por compresión del hormigón del alma (V_{ou})

$$V_{ou} = 0.30 * f_{cd} * b_w * d.$$

$$V_{ou} = 66780 \text{ kg}$$

3.- Si verificamos

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

$$9406,57 < 22890,00 < 66780,00 \quad \text{Cumple}$$

4.- Esfuerzo cortante de la diferencia As transversal (V_{su})

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

$$V_{su} = 13483,43 \text{ kg}$$

5.- Determinación la separación requerida entre los estribos (S)

$$\text{Si } \phi = 0,8 \text{ cm} \quad A_\phi = 0,503 \text{ cm}^2 \quad 1,0060 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_\phi * 0.90 * d * f_{yd}}{V_{su}}$$

$$S = 13,00 \text{ cm} \quad \text{usar} \quad 9\phi 8c/15$$

6.- Determinar separación máxima entre los estribos ($S_{máx}$)

$$S_{máx} = \frac{A_\phi * f_{yd}}{0.02 * b_w * f_{cd}}$$

$$S_{máx} = 43,739 > S_{máx} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Usar } 12\phi 8\text{mm c/30cm}$$

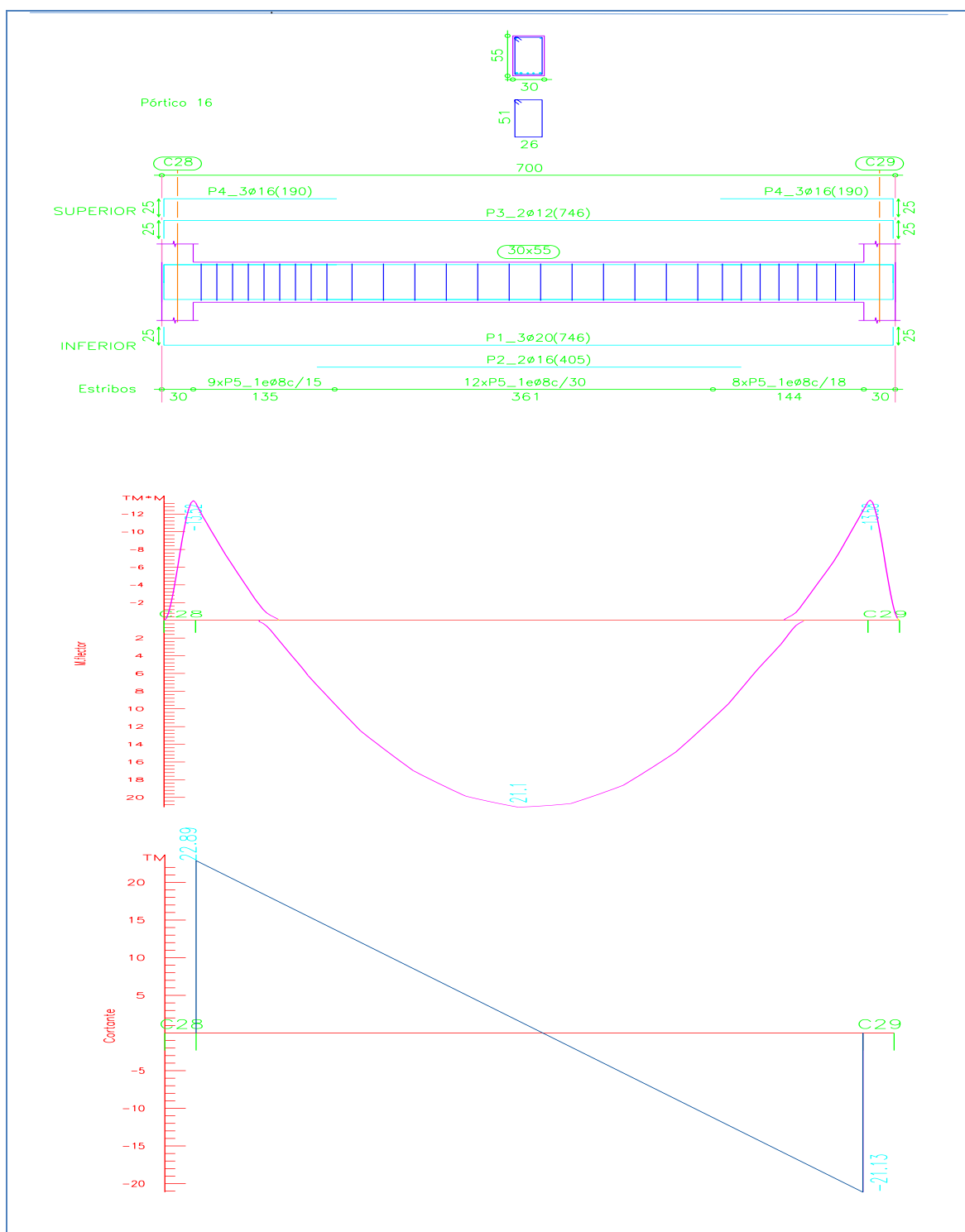


FIGURA: 4.4 Armado de vigas

El listado de armaduras de vigas está dado en las planillas, ver anexo N° 5.

4.6.- COMPROBACIÓN DE COLUMNA N° 26 PLANTA BAJA

1.- Cálculo de inercias de soporte y de vigas de la primera planta en dirección.

Datos:

Esfuerzo normal de cálculo	Nd = 46050 Kg.
Momento de cálculo en dirección X	Mdx= 328000 Kg-cm
MOMento de cálculo en dirección Y	Mdy= 196000 Kg-cm
Resistencia característica del hormigón	fck = 210 Kg/cm ²
Resistencia característica del acero	fyk = 4200 Kg/cm ²
Longitud de la columna	L = 300 cm
Altura de la columna	h = 25 cm
Base de la columna	b = 40 cm
Sección vigas	
Base de la viga 1 y 3	B = 18 cm
Altura de la viga 1 y 3 y2	H = 40 cm
Base de la viga 2	B = 20 cm
Longitud de la viga 1	L1 = 412 cm
Longitud de la viga 2	L2 = 420 cm
Longitud de la viga 3	L3 = 165 cm

2.- Momento de inercia de la columna.

$$I_x = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I_x = 52083,3 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{h * b^3}{12}$$

$$I_y = 133333 \text{ cm}^4$$

3.- Momento de inercia de las vigas.

$$I_x = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I_{x13} = 96000$$

$$I_{x13} = 192000 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{h * b^3}{12}$$

$$I_{y13} = 19440$$

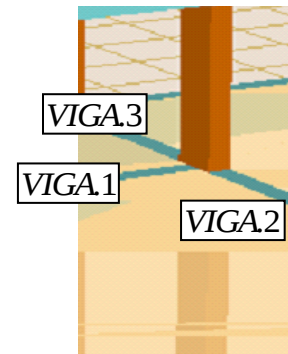
$$I_{y13} = 38880 \text{ cm}^4$$

$$I_{x2} = 106667 \text{ cm}^4$$

$$I_{totalx} = 298667 \text{ cm}^4$$

$$I_{y2} = 26666,7 \text{ cm}^4$$

$$I_{totaly} = 65546,7 \text{ cm}^4$$



4.- Determinación del coeficiente pandeo.

$$\psi_A = \frac{\sum \left(\frac{EI}{l} \right)_{COLUMNS}}{\sum \left(\frac{EI}{l} \right)_{VIGAS}}$$

$$\Psi_A = 0,58$$

$$\psi_B = \frac{\sum \left(\frac{EI}{l} \right)_{COLUMNS}}{\sum \left(\frac{EI}{l} \right)_{VIGAS}}$$

$$\Psi_B = 6,76$$

Con los valores de Ψ_A y Ψ_B entramos al nomograma y obtenemos el coeficiente α

$$\alpha_x = 0,59$$

$$\alpha_y = 0,68$$

5.-Determinación del tipo de columna.

Longitud de pandeo

$$l_0 = l * \alpha$$

$$l_0 = l * \alpha$$

$$l_{ox} = 177 \text{ cm}$$

$$l_{oy} = 204 \text{ cm}$$

Esbeltez geométrica

$$\lambda_g = \frac{l_0}{h}$$

$$\lambda_g = \frac{l_0}{h}$$

$$\lambda_{gx} = 7,08$$

$$\lambda_{gy} = 5,1$$

Esbeltez mecánica

$$\lambda_{mx} = \frac{l_{ox}}{i} = \frac{\alpha_x * l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} =$$

$$\lambda_{my} = \frac{l_{oy}}{i} = \frac{\alpha_y * l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} =$$

$$\lambda_{mx} = 24,526$$

$$\lambda_{my} = 17,667$$

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

6.- Reducción de materiales.

$$f_{cd} = 0.9 * \frac{f_{ck}}{1.5} = 126 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = 3652,17 \text{ Kg/cm}^2$$

7.-Excentricidad de primer orden.

$$e_{ox} = \frac{M_{dy}}{N_d} = 4,26 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dx}}{N_d} = 7,12 \text{ cm}$$

8.- Excentricidad por construcción.

$$e_c = \frac{h}{20} = 1,25 \text{ cm}$$

9.- Excentricidad adicional debido al pandeo para secciones rectangulares

$$e_{fx} = \left[3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] * \left[\frac{b + 20 * e_x}{b + 10 * e_x} \right] * \frac{l_o^2 * 10^{-4}}{b} = 0,48 \text{ cm}$$

$$e_{fy} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) * \frac{b + 20 * e_{oy}}{b + 10 * e_{oy}} * \frac{l_{oy}^2}{b} * 10^{-4} = 1,17 \text{ cm}$$

10.- Excentricidad final

$$e_{fx} = e_{ox} + e_c + e_{fx} = 5,99 \text{ cm}$$

$$e_{fy} = e_{oy} + e_c + e_{fy} = 9,54 \text{ cm}$$

11.- Determinación del momento de diseño de segundo orden.

$$M_{dx} = N_d * e_{fx} = 275665 \text{ Kg-cm}$$

$$M_{dy} = N_d * e_{fy} = 439502 \text{ Kg-cm}$$

12.- Determinar los esfuerzos reducidos.

$$\nu = \frac{N}{h_x * h_y * f_{cd}}$$

$$\nu = 0,365$$

13.- Determinar los momentos flectores reducidos.

$$\mu_x = \frac{M_{dx}}{h_y * h_x^2 * f_{cd}}$$

$$\mu_y = \frac{M_{dy}}{h_x * h_y^2 * f_{cd}}$$

$$\mu_x = 0,05$$

$$\mu_y = 0,14$$

Con estos valores se entra en el diagrama en roseta para secciones rectangulares con armaduras en las cuatro esquinas y dos en la cara X . Como $\mu_x < \mu_y$ entramos en el ábaco con $\mu_1 = 0,05$ y $\mu_2 = 0,14$, resultando las siguientes cuantías mecánicas:

$$\text{Para } \nu = 0,2 \quad \omega = 0,24$$

$$\text{Para } \nu = 0,4 \quad \omega = 0,19$$

Interpolando entre estos valores, resulta:

$$\text{Para } \nu = 0,37 \quad \omega = 0,195$$

14.- Determinación de armadura total A_s .

$$A_s = \frac{\omega_x * h_x * h_y * f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{st} = 6,73 \text{ cm}^2$$

As	As		
cm ²	cm ²	Nº F	Nº F
φ10	φ12	φ10	φ12
0,785	1,13	8,57	6

Se adopta la armadura longitudinal:

Armadura en las esquinas: 4 φ 12

Armadura en la cara "X": 2 φ 12

$$A_s = 4 \phi 12 + 2 \phi 12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{manual} = 6,73 \text{ cm}^2$$

$$\text{programa} = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{st}$$

$$6,78 > 6,73 \quad \text{verifica !!!!!}$$

15.- Cálculo de la armadura transversal.

El diámetro de los cercos o estribos no será inferior a la cuarta parte de diámetro a la barra longitudinal más gruesa.

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} \phi_{\text{As longitudinal}} = 1/4 * 12 = 3 \text{ mm.} \\ 6 \text{ mm} \end{cases}$$

Se adopta un diámetro de 6 mm para los estribos, se deben colocarse en toda altura de la columna, incluso en los nudos de unión con las vigas.

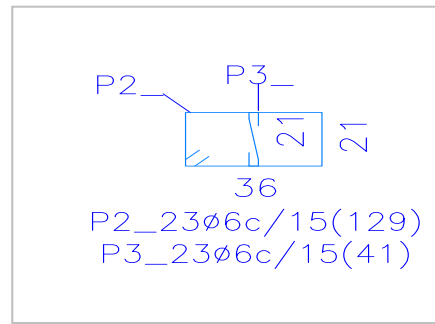
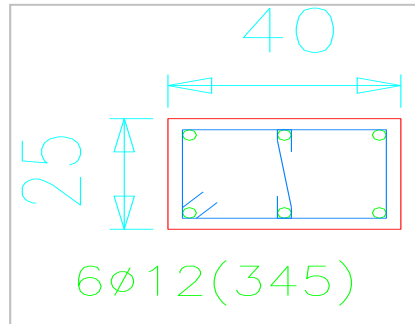
16.- Cálculo de separación de los estribos.

$$S \leq 15 * \phi$$

ϕ = diámetro de la barra longitudinal más delgada.

$$S \leq 18 \text{ cm}$$

Por lo tanto se adopta una separación $S = 15 \text{ cm}$



En cualquier caso, la columna se encuentra en buenas condiciones respecto al pandeo se debe verificar la condicion.

$$\frac{e_x}{e_{x \max}} + \frac{e_y}{e_{y \max}} \leq 1$$

$$e_{x \max} = \left[e_y + \frac{\beta * h * e_x}{b} \right] + e_{fx} + e_{ox}$$

$$e_{y \max} = \left[e_x * \beta + \frac{b * e_y}{h} \right] + e_{fy} + e_{oy} \quad \beta = 0,87$$

$$e_{x \max} = 11,2 \text{ cm}$$

$$e_{y \max} = 17,5 \text{ cm}$$

$$\frac{e_x}{e_{x \max}} + \frac{e_y}{e_{y \max}} \leq 1$$

$$0,79 \leq 1 \quad \text{Verifica ok!!!}$$

Los resultados de esfuerzos y armado de pilares se detallan en el anexo N° 6

4.7.- VERIFICACIÓN DE DISEÑO DE ZAPATAS: C 26

Datos:

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 210 \quad [\text{kg/cm}^2] & \gamma_c &= 1,5 & f_{cd} &= 140 \quad [\text{kg/cm}^2] \\
 f_{yk} &= 4200 \quad [\text{kg/cm}^2] & \gamma_s &= 1,15 & f_{yd} &= 3652,17 \quad [\text{kg/cm}^2] \\
 \gamma_f &= 1,6 & - & & & \\
 M_x &= 14375 \quad [\text{kg*cm}] & M_{xd} &= 23000 \quad [\text{kg*cm}] \\
 M_y &= 45625 \quad [\text{kg*cm}] & M_{yd} &= 73000 \quad [\text{kg*cm}] \\
 N' &= 35856,3 \quad [\text{kg}] & N'd &= 57370 \quad [\text{kg}] \\
 a_1 &= 25 \quad [\text{cm}] & b_1 &= 40 \quad [\text{cm}] \\
 \sigma_{adm} &= 2,25 \quad [\text{kg/cm}^2]
 \end{aligned}$$

1.- CÁLCULO DEL PESO PROPIO DE LA ZAPATA "N"

$$\boxed{N = N' + N''} \quad \boxed{N'' = 0.05 * N'} \quad N'' = 2868,5 \quad \text{kg}$$

$$N = 60238,5 \quad \text{kg}$$

2.- CÁLCULO DEL ÁREA MÍNIMA NECESARIA

$$\boxed{A_{\min.nec.} = \frac{N}{\sigma_{adm}}} \quad A_{\min.nec.} = 26772,67 \quad \text{cm}^2$$

3.- PRIMER TANTEO

$$A = a * b \quad \text{Asumiendo una zapata cuadrada} \quad a = b$$

$$A = b^2 \quad \boxed{b = \sqrt{A}} \quad b = 164 \quad [\text{cm}]$$

$$\begin{aligned}
 \text{Por lo tanto se adoptó:} \quad a_2 &= 170 \quad [\text{cm}] \\
 b_2 &= 170 \quad [\text{cm}]
 \end{aligned}$$

$$\text{Si} \quad \boxed{A > A_{\min.nec.}} \quad \text{ok!!}$$

$$A = a * b \quad A = 28900 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{ok!}$$

Verificación de la capacidad portante del suelo

$$\boxed{\sigma_{adm} > \sigma_1} \quad \text{ok!} \quad \boxed{\sigma_1 = \frac{N}{a * b} + \frac{6 * M_x}{a * b^2} + \frac{6 * M_y}{a^2 * b}}$$

$$\sigma_1 = 2,20162 \quad [\text{kg/cm}^2] \quad \text{CUMPLE!}$$

4.- DETERMINACIÓN DEL CANTO ÚTIL DE LA ZAPATA

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_1 * b_1}{4} + \frac{a_2 * b_2}{2k-1} - \frac{a_1 + b_1}{4}}$$

$$d \geq \begin{cases} d_1 & d_2 = \frac{2 * \left[\left(\frac{a_1}{2} - a_1 \right) \right]}{4+k} \\ d_2 & \\ d_3 & d_3 = \frac{2 * \left[\left(\frac{b_1}{2} - b_1 \right) \right]}{4+k} \end{cases}$$

$$k = \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_{adm}}$$

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

$$f_{vd} = 5,916 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$k = 6,573 \text{ Ad.}$$

$$d_1 = 35,0259 \text{ [cm]}$$

$$d_2 = 27,4273 \text{ [cm]}$$

$$d_3 = 24,59 \text{ [cm]}$$

$$d = 35 \text{ [cm]}$$

5.- DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS EN LA ZAPATA

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{6 * M_x}{a * b^2} + \frac{6 * M_y}{a^2 * b} < \sigma_{adm.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{6 * M_x}{a * b^2} + \frac{6 * M_y}{a^2 * b} < \sigma_{adm.}$$

$$\sigma_3 = \frac{N}{A} + \frac{6 * M_x}{a * b^2} - \frac{6 * M_y}{a^2 * b} < \sigma_{adm.}$$

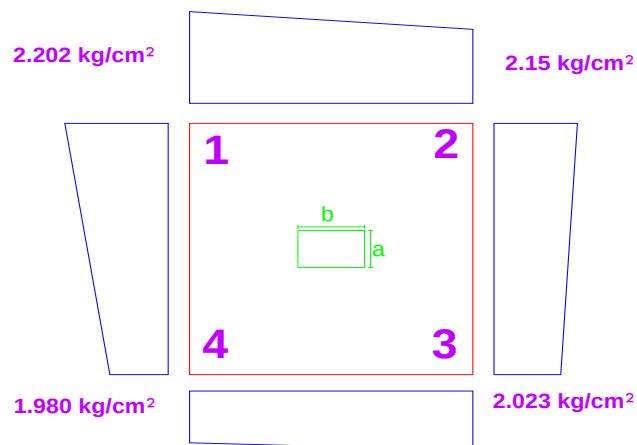
$$\sigma_4 = \frac{N}{A} - \frac{6 * M_x}{a * b^2} - \frac{6 * M_y}{a^2 * b} < \sigma_{adm.}$$

$$\sigma_1 = 2,20162 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \text{ CUMPLE!}$$

$$\sigma_2 = 2,14544 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \text{ CUMPLE!}$$

$$\sigma_3 = 2,023315 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \text{ CUMPLE!}$$

$$\sigma_4 = 1,96714 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \text{ CUMPLE!}$$



6.- CÁLCULO DEL MOMENTO DE DISEÑO

$$Md = 1.6 * b * M$$

$$M = \frac{\sigma'_1 * l_1^{*2}}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma'_1)}{2} * \left(\frac{2}{3} * l_1^* \right)$$

$$l^* = \frac{a - a_1}{2} - 0.15 * a_1$$

$$X = \frac{(\sigma_1 - l_1^*) * (\sigma_1 - S)}{a}$$

$$\begin{matrix} S = \sigma_3 \\ T = \sigma_1 \end{matrix}$$

$$\sigma'_1 = X + \sigma_3$$

$$T = 2,20162 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$l^* = 68,75 \text{ [cm]}$$

$$S = 2,02331 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$X = 0,1062 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$\sigma'_1 = 2,130 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$M = 5034,3 \text{ [kg*cm]}$$

$$Md = 1369324,812 \text{ [kg*cm]}$$

7.- CÁLCULO DE LA ARMADURA EN LA ZAPATA

Determinar la armadura en la dirección Y-Y

$$\mu_d = \frac{M_d}{a_2 * d^2 * f_{cd}}$$

$$\mu_d = 0,046967$$

Verificar que: $\mu_{lim} > \mu_d$ No requiere armadura a compresión

$$0,332 \geq 0,046967 \quad \text{No As. a Compresión}$$

Con el valor del momento reducido se obtiene w (Tabla N° 3.15).

Cuantía mecánica

$$w = 0,0492 \quad w_s = \mu_d * (0.9801 + \mu_d)$$

$$A_s = w * a_2 * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 11,21554 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Calcular la armadura mínima

$$w_{min} = 0,0018 \text{ (Tabla N° 3.14).}$$

$$A_{smin} = w_{min} * a_2 * d$$

$$A_{smin} = 10,710 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Tomar el mayor valor de las dos áreas

$$A_{sd} = 11,216 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$11,216 < 13,56 \quad \text{Verifica !!!! Ok}$$

Determinación de N° de barras:

$$N^{\circ}barras = \frac{A_s}{A_{\phi}} = 12,00 \quad barras$$

$$A_s = 13,56 \quad [cm^2]$$

$$\phi = 1,2 \quad [cm]$$

$$A_{\phi 12} = 1,13 \quad [cm^2]$$

Determinación de espaciamiento de barras "S"

$$S = \frac{b_o - 2 * recub - N^{\circ}_{barras} * \phi}{N^{\circ}_{barras} - 1}$$

$$recub = 5 \quad [cm]$$

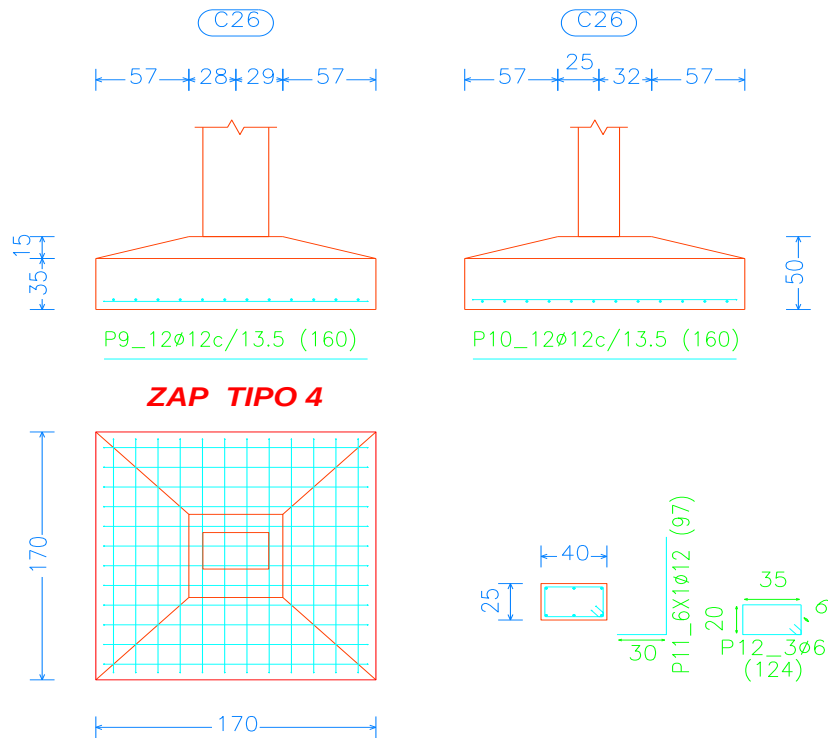
$$S = 13,236 \quad [cm]$$

Usar: 12 ϕ 12mm C/13,5 [cm]

Determinar la armadura en la dirección X-X

Como la zapata es cuadrada, por lo tanto adoptará la misma armadura

Usar: 12 ϕ 12mm C/13,5 cm



8.- VERIFICACIONES EN LA ZAPATA

Verificar la adherencia en la dirección X-X

Datos:	n= 12	fcd= 140	[kg/cm ²]
	Ø[cm]= 1,2	σ1= 2,201617	[kg/cm ²]
	d[cm]= 35	σ'1= 2,130	[kg/cm ²]
	a[cm]= 170	l* ₁ = 68,75	[cm]

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

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0.90 * d * n * u}$$

$$\tau_{bd} = k \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} \rightarrow k = 2 \text{ (flexibles)}$$

$$\rightarrow k = 0.95 \text{ (rígidas)}$$

$$V = \frac{\sigma'_1 * l_1^*}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma'_1}{2} * \left(\frac{2}{3} * l_1^* \right)$$

$$l_1^* = \frac{a - a_1}{2} - 0.15 * a_1$$

$$\sigma'_1 = X + \sigma_3$$

$$X = \frac{(\sigma_1 - l_1^*) * (\sigma_1 - S)}{a}$$

$$S = \sigma_3$$

$$T = \sigma_1$$

$$Vd_1 = 1.6 * a * V$$

$$pi * \Phi = u = 3,76991 \text{ [cm]}$$

$$V = 74,8544 \text{ [kg /cm]}$$

$$\tau_b = 14,2877 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$Vd_1 = 20360,38 \text{ [kg]}$$

$$\tau_{bd} = 25,6139 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$\tau_b = 14,2877 \leq \tau_{bd} = 25,6139 \text{ CUMPLE!}$$

Verificar la adherencia en la dirección Y-Y

Datos:	n= 12	fcd= 140	[kg/cm ²]
	Ø[cm]= 1,2	σ1= 2,201617	[kg/cm ²]
	d[cm]= 35	σ'1= 2,073	[kg/cm ²]
	b[cm]= 170	l* ₁ = 68,75	[cm]

$$V = \frac{\sigma'_1 * l_1^*}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma'_1}{2} * \left(\frac{2}{3} * l_1^* \right)$$

$$l_1^* = \frac{b - b_1}{2} - 0.15 * b_1$$

$$\sigma'_1 = X + \sigma_3$$

$$Vd_2 = 1.6 * b * V$$

$$pi * \Phi = u = 3,76991 \text{ [cm]}$$

$$V = 74,2107 \text{ [kg /cm]}$$

$$\tau_b = 14,1649 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

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

$$\tau_b = \frac{V_{d2}}{0.90 * d * n * u}$$

$$Vd_1 = 20185,3 \text{ [kg]}$$

$$\tau_{bd} = 25,6139 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$\tau_b = 14,16486 \leq \tau_{bd} = 25,6139 \text{ CUMPLE!}$$

Los resultados de armaduras de zapatas se detallan en el anexo N° 7.

4.8. - COMPROBACIÓN A PUNZONAMIENTO DE LA LOSA CASETONADA

Para el caso más general de esfuerzo axial y dos momentos, la tensión de cálculo de punzonamiento viene dada por la expresión:

$$V_{pd} = \frac{V_{pd}}{A_{cp}} + \frac{M''_{d1}}{J_1} * y + \frac{M''_{d2}}{J_2} * x$$

V_{pd} = Esfuerzo de cálculo de punzonamiento.

A_{cp} = Área crítica de punzonamiento

M''_{d1} = Momento flector transmitido por excentricidad de corte en la dirección de (C1)

M''_{d2} = Momento flector transmitido por excentricidad de corte en la dirección de (C2)

J_1 = Momento de inercia combinado en la dirección de C1 o Y

J_2 = Momento de inercia combinado en la dirección de C2 o X

X y Y = Coordenadas del punto considerado respecto al sistema de ejes paralelos a x , y que pasan por el centro de gravedad de perímetro crítico.

1.- Dimensiones, características y esfuerzos que se indican a continuación:

C1 = 30 cm	M''_{d1} = 17000 kg-cm	0,17 tnm
C2 = 30 cm	M''_{d2} = 456000 kg-cm	4,56 tnm
d = 27 cm	f_{ck} = 210 kg/cm ²	
V_{pd} = 25,69 tn	γ_c = 1,5	
V_{pd} = 25690 kg	b = 20 cm	h = 45 cm

Cálculo de (z)

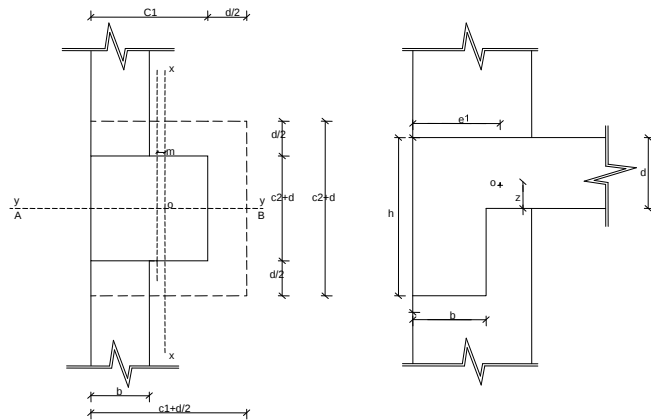
$$z = \frac{d^2 * (c_1 + \frac{d}{2}) - b * (h - d)^2}{2 * \left[d * (c_1 + \frac{d}{2}) + b * (h - d) \right]}$$

$$z = 8,2 \text{ cm}$$

Cálculo de (m)

$$m = \frac{\frac{d}{4} * (2 * c_1 + d) * (c_2 + d) - \frac{b}{2} * (h - d) * (2 * c_1 + d - 2 * b)}{d * (2 * c_1 + c_2 + 2 * d) + 2 * b * (h - d)}$$

$$m = 5,4282 \text{ cm}$$



Cálculo de (J1)

$$J_1 = \frac{d * (c_1 + \frac{d}{2})}{6} * \left[d^2 + (c_1 + \frac{d}{2})^2 \right] + \frac{b * (h - d)}{6} * [(h - d)^2 + b^2] +$$

$$+ 2 * d * (c_1 + \frac{d}{2}) * \left[m^2 + (\frac{d}{2} - z)^2 \right] + d * (c_2 + d) * (\frac{c_1 + \frac{d}{2}}{2} - m)^2 +$$

$$+ 2 * b * (h - d) * \left[(\frac{c_1 + \frac{d}{2} - b}{2} + m)^2 + (\frac{h - d + 2 * z}{2})^2 \right]$$

$$J_1 = 1527207,188 \text{ cm}^4$$

Cálculo de (J2)

$$J_2 = 2 * (\frac{c_2 + d}{2})^2 * \left[d * (c_1 + \frac{d}{2}) + b * (h - d) \right] +$$

$$+ \frac{d * (c_2 + d)}{12} * [d^2 + (c_2 + d)^2]$$

$$J_2 = 3002973,75 \text{ cm}^4$$

Cálculo de área crítica (Ac)

$$A_c = d * (2 * c_1 + c_2 + 2 * d) + 2 * b * (h - d)$$

$$A_c = 4608,00 \text{ cm}^2$$

Para fórmula general, el valor máximo de Vpd se obtiene para la peor combinación:

$$x = \pm \frac{c_2 + d}{2} \qquad y = \pm \frac{c_1 + d}{2}$$

$$x = 29 \text{ cm} \qquad y = 29 \text{ cm}$$

Para el caso más general de esfuerzo axial y dos momentos, la tensión de cálculo de punzonamiento viene dada por la expresión:

$$\nu_{pd} = \frac{V_{pd}}{A_{cp}} + \frac{M''_{d1}}{J_1} * y + \frac{M''_{d2}}{J_2} * x$$

$$\nu_{pd} = 10,22 \text{ kg/cm}^2$$

Llamado Vpd al valor de cálculo del esfuerzo de punzonamiento y vpd a la tensión de punzonamiento, se ha de cumplir:

$$\nu_{pd} \leq \sqrt{f_{cd}}$$

$$\nu_{pd} = 10,22 \leq 11,832 \longrightarrow \text{Verifica}$$

Por lo tanto la placa se encuentra en buenas condiciones resistentes al punzonamiento y no necesita armadura de punzonamiento.

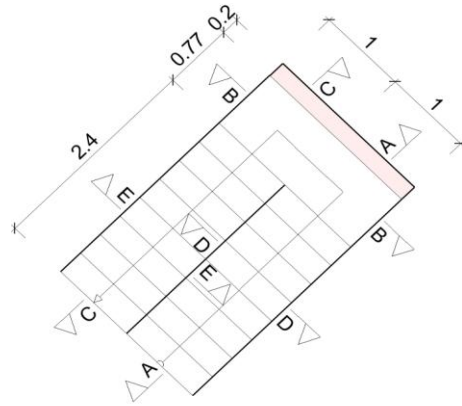
Listado de armadura de base y de refuerzo de losa casetonada se detallan en el anexo N° 8.

4.9.- DISEÑO DE ESCALERAS

En función de las geométricas, estructurales y las cargas analizadas, se han obtenido dos mallas de armadura, una superior y una inferior, los detalles se presenta en los planos de construcción.

a).- GEOMETRIA

- Planta final: 1º PISO +3.35
- Planta inicial: PLANTA BAJA +0.15
- Ámbito: 1.000 m
- Peldañado: Hormigonado con la losa
- Espesor: 0.15 m
- Huella: 0.300 m
- Contrahuella: 0.178 m
- N° de escalones: 18
- Desnivel que salva: 3.20 m
- Apoyo de las mesetas: Muro de fábrica (Ancho: 0.20 m).



b).- Determinación de dimensiones de escalones:

$$\text{Contrahuella } CH = 17,8 \text{ cm}$$

$$\text{Huella } H = 66 - 2 * CH$$

$$H = 30 \text{ cm} \longrightarrow 0,30 \text{ m}$$

c).- Determinación de altura de la losa:

$$h = \frac{l}{20} \text{ a } h = \frac{l}{25} \quad l = 357 \text{ cm}$$

$$h = 14 \text{ cm} \longrightarrow \text{tomar un espesor de } h = 15 \text{ cm}$$

d).- Determinación de cargas:

1.- Peso propio de la losa:

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2500 \text{ kg/m}^3 \quad \text{espesor de la losa} = 0,15 \text{ m}$$

$$\text{Peso de la losa} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * \text{espesor}$$

$$\text{Peso de la losa} = 375 \text{ kg/m}^2$$

2.- Peso propio de los peldaños:

$$A_{\text{triangulo}} = (b * h) / 2 \quad \text{donde: } b = 0,3 \text{ m}$$

$$A_{\text{triangulo}} = 0,027 \text{ m}^2 \quad h = 0,178 \text{ m}$$

$$V_{\text{triángulo}} = A_{\text{total trig}} * L \quad \text{ancho de la escalera } L = 1 \text{ m}$$

$$V_{\text{triángulo}} = 0,027 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

$$PP_{\text{triang}} = \gamma_{H^{\circ}} * V_{\text{triángulo}}$$

$$PP_{\text{triang}} = 66,75 \text{ kg/m}^2$$

3.- Peso de revestimiento loseta cerámica:

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{cerámico}} &= 1800 \text{ kg/m}^3 \\ \text{espesor} &= 0,015 \text{ m} \\ P_{\text{Pcerámico}} &= \gamma_{\text{cerámico}} * \text{espesor} \\ P_{\text{Pcerámico}} &= 27,00 \text{ kg/m}^2\end{aligned}$$

4.- Peso enlucido con mortero:

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{mortero}} &= 2100 \text{ kg/m}^3 \\ \text{espesor} &= 0,01 \text{ m} \\ P_{\text{Pmortero}} &= \gamma_{\text{mortero}} * \text{espesor} \\ P_{\text{Pmortero}} &= 21,00 \text{ kg/m}^2\end{aligned}$$

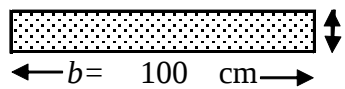
f).- Sobre carga de uso:

$$\begin{aligned}\text{Sobre carga de uso con acceso al público} & 300 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Sobre carga de uso de barandillas} & 100 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

g).- Características de los materiales:

$$\begin{aligned}f_{ck} &= 210 \text{ Kg/cm}^2 & f_{cd} &= \frac{f_{ck}}{1.5} = 140 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_{yk} &= 4200 \text{ Kg/cm}^2 & f_{yd} &= \frac{f_{yk}}{1.15} = 3652,17 \text{ Kg/cm}^2\end{aligned}$$

g).- Características de la sección:



$$\begin{aligned}h &= 15 \text{ cm} & r &= 2,5 \text{ cm} & h &= 15 \text{ cm} \\ b &= 100 \text{ cm} & d &= 15 - r & b &= 100 \text{ cm} \\ d &= 12,5 \text{ cm}\end{aligned}$$

h).- Diseño a flexión simple:

$$\begin{aligned}M_{AB} &= 169200 \text{ kg-cm} & M &= 1,692 \text{ tn-m} \\ Md = 1.6 * M_{AB} &= 270720 \text{ kg-cm}\end{aligned}$$

$$\mu_d = \frac{Md}{bw * d^2 * f_{cd}}$$

$$\mu_d = 0,124$$

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

$$d_{min} = 2,00 * \sqrt{\frac{M_d}{b * f_{cd}}}$$

$$d_{min} = 8,794804 \text{ cm} < 12,5 \text{ cm} \text{ ..ok}$$

Determinación de la cuantía mecánica: (ω_s)

$$\omega_s = \mu_d * (0.9801 + \mu_d) \quad \omega_s = 0,137$$

Determinación de la armadura: (A_s)

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

$$A_s = 6,546 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: (A_{smin}) donde $\omega_{min} = 0,0018$

$$A_{s_{min}} = W_{min} * b_w * d$$

$$A_{smin} = 2,25 \text{ cm}^2$$

Se escogerá el área mayor

$$A_{smin} < A_s; \quad A_s = 6,546 \text{ cm}^2$$

Determinación de número de barras (#Fe)

si:

$$\emptyset = 10 \text{ mm} \quad A_{s\emptyset} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$\#Fe = \frac{A_s}{A_{s\phi}} \quad \#Fe = 8,339 \approx 8 \text{ barras}$$

Separacion de armadura longitudinal (s)

$$S = \frac{b - \#Fe * \phi - 2r}{\#Fe - 1} = 11,81 \approx 11,81 \text{ cm}$$

$$Usar: 8 \emptyset 10 \text{ mm } C / 12 \text{ cm}$$

(Armadura transversal de la rampa sera:

$$A_{s_{min}} = W_{min} * b_w * d = 8,01 \text{ cm}^2$$

si:

$$\emptyset = 8 \text{ mm} \quad A_{s\emptyset} = 0,503 \text{ cm}^2$$

$$\#Fe = \frac{A_s}{A_{s\phi}} = 15,92 \text{ barras}$$

L = longitud del tramo A - B = 356 cm

Determinación de la separación de barras (S)

$$S = \frac{L_{AB} - \#Fe * \phi - 2r}{\#Fe - 1} = 16,69 \text{ cm}$$

$$Usar: 16 \emptyset 8 \text{ mm } C / 17 \text{ cm}$$

Determinación de armadura de reparto por temperatura y retracción de fraguado en la parte superior:

La armadura de reparto son para absorber los esfuerzos generados en el hormigón de la losa de compresión, por concepto de cambios de temperatura y retracción de fraguado, permitir un control eficiente de la fisuración.

Donde:

Donde: $\rho_{min} = 0,0018$ para losa de $f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * h$$

$$A_{s_{min}} = 2,700 \text{ cm}^2$$

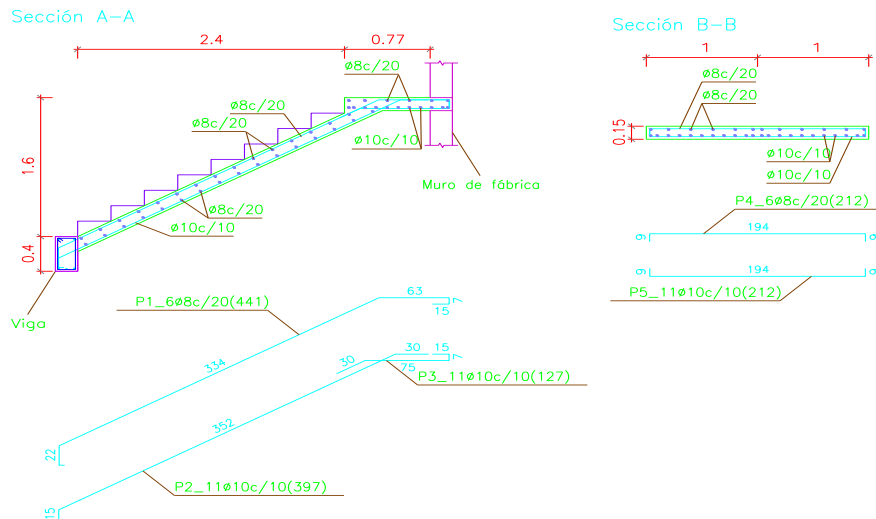
si:

$$\emptyset = 8 \text{ mm} \longrightarrow A_{s\emptyset} = 0,503 \text{ cm}^2$$

$$\# Fe = \frac{A_s}{A_{s\phi}} = 5,368 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{b - \# Fe * \phi - 2r}{\# Fe - 1} = 11,92 \text{ cm} \approx 12 \text{ cm}$$

Usar: 5 Ø 8 mm C /12 cm



Los resultados de armaduras de escaleras se detallan en el anexo N° 9.

4.10.- PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTO GENERAL DEL PROYECTO

4.10.1.- PRESUPUESTO DE LA OBRA

El presupuesto del proyecto toma en cuenta los ítems más importantes y significativos, en los precios unitarios del edificio en estudio, se incluye el costo de la mano de obra, materiales, herramienta, equipos, cargas sociales, gastos generales, administrativos, impuestos y utilidades.

Se procedió a calcular los insumos de las actividades más importantes como es el caso de las columnas, vigas, zapatas de cimentación, escaleras, losa alivianada con viguetas pretensadas, pintura, colocado de cerámica, revoque de yeso, etc., se los obtuvo de la revista publicada de La Paz llamada Presupuesto y Construcción.

COSTO TOTAL DEL PROYECTO 1,688,652.37 Bs. 241,927.30 \$us.

Son: Un millón seiscientos ochenta y ocho mil seiscientos cincuenta y dos, 37/100 Bolivianos.

Equivalente a: Doscientos cuarenta y uno mil novecientos veinte siete, 30/100 Dólares Americanos.

En el anexo N° 11 y 12 se muestra los, análisis de precios unitarios de todas las actividades que forman parte del proyecto y el presupuesto general de la obra.

LISTA DE ACTIVIDADES

PROYECTO: Sede Social de la Central Campesina de Cercado

Nº Item	Descripción por Ítems	Unidad	Cantidad
1	Limpieza y desbroce	m2	750,00
2	Instalación de faenas	Gbl	1,00
3	Letrero de obras	Pza	1,00
4	Replanteo y trazado	Gbl	1,00
5	Excavación manual 0-1.5 m zapatas suelo semiduro	M3	72,58
6	Zapatas HºAº dosificación 1:2:3	M3	19,77
7	Rell. Y comp c/ saltarina p/zapatas c/mat. Clasificado	M3	50,02
8	Excavación manual p/ cimientos corridos suelo s/d	M3	22,86
9	Cimientos de HºCº DOSIF 1:2:3	M3	22,86
10	Sobre cimientos de HºAº dosificación 1:2:3	M3	11,28
11	Columnas de HºAº dosificación 1:2:3	m3	20,00
12	Vigas de HºAº dosificación 1:2:3	m3	31,38
13	Losa alivianada c/vig pretensada comp/cerámico h=20cm	m2	551,85
14	Losa casetonada de HºAº comp plastoformo h=30cm	M2	68,95
15	Contra piso de cemento y piedra manzana	M2	187,22
16	Impermeabilización de sobrecimientos	m2	30,05
17	Escalera de HºAº dosificación 1:2:3	m3	6,99
18	Muro de ladrillo de 6 huecos e= 18cm	m2	1011,21
19	Piso cerámica	M2	670,70
20	Zócalo de cerámica	ML	596,61
21	Revoque de yeso cielo raso bajo losa	M2	620,80
22	Revoque interior de yeso	m2	1407,25
23	Revoque exterior con mortero cal arena cemento	m2	572,04
24	Prov. y colocación ventanas de madera c/vidrios 3mm	m2	170,63
25	Prov. y colocación puertas de madera	m2	111,48
26	Quincallería de puertas y ventanas	Gbl	1,00
27	Revestimiento de azulejos	m2	281,67
28	Pintura látex exterior	m2	572,04
29	Pintura latex interior	m2	2028,05
30	Prov. y colocación cerámica de escalera	m2	44,29
31	Barandado metálico para escalera	ml	108,80
32	Prov. y tendido tubería agua potable pvc 1/2"	ml	144,51
33	Tanque cisterna capacidad 6000 litros	pza	1,00
34	Tanque elevado capacidad 2300 litros	pza	1,00
35	Prov. y tendido tubería pvc de desagüe de 4"	ml	125,94
36	Cámara de inspección de 60x60 HºCº	pza	8,00
37	Sumidero de piso rejilla metálica 10x10cm	pza	11,00
38	Prov. e instalación inodoro tanque bajo	pza	17,00
39	Prov. e instalación urinario	pza	4,00
40	Prov. e instalación lavamanos	pza	13,00

Nº Item	Descripción por Ítems	Unidad	Cantidad
41	Prov. e instalación lava platos 2 bateas	pza	4,00
42	Prov. e instalación jabonera	pza	2,00
43	Prov. e instalación Portarrollos	pza	17,00
44	Prov. e instalación Toallero	pza	2,00
45	Prov. e instalación lavandería de cemento	pza	2,00
46	Bajante pluvial pvc de desagüe de 4"	ml	9,50
47	Prov. e instalación de bomba eléctrica	pza	1,00
48	Iluminación fluorescente 2x40w	pto	82,00
49	Iluminación incandescente de 60w	pto	34,00
50	Prov. e instalación de ventiladores	pto	25,00
51	Prov. e instalación de parlantes	pza	6,00
52	Prov. e instalación de teléfono	pto	10,00
53	Tomacorriente doble	pza	17,00
54	Canaleta pluvial calamina plana nº 28	ml	30,00
55	Prov. e instalación de medidor de agua potable	Pza	1,00
56	Prov. e instalación de medidor de electricidad	Pza	1,00
57	Prov. e instalación de tablero distribución general	Pza	1,00
58	Prov. e instalación de tablero distribución secundario	Pza	4,00
59	Cordón para aceras de hº 20x40 cm	ml	25,00
60	Acera exterior frotachado con ocre de color	m2	120,23
61	Pintura al aceite puertas y ventanas	m2	282,10
62	Bota-aguas de ladrillo gambote	m2	72,67
63	Prov. e instalación de duchas	Pza	2,00
64	Retiro de escombros y limpieza final	GBL	1,00

4.11.- PLAZO DE EJECUCIÓN

Para la construcción de Sede Social de la Central Campesina de Cercado se tiene un plazo de ejecución de 329 días calendario. El cronograma de ejecución de actividades para el proyecto se detalla en el anexo N° 13

4.12.- PONDERACION DE IMPACTOS

Por su magnitud los impactos negativos tienen la siguiente escala:

Bajos (-1) Cuando la recuperación de las condiciones originales requiere poco tiempo y no se precisan medidas correctivas.

Moderados (-2) Cuando la recuperación de las condiciones originales requiere cierto tiempo y suelen aplicarse medidas correctivas.

Altos (-3) Cuando la magnitud del impacto exige la aplicación de medidas correctivas a fin de lograr la recuperación de las condiciones originales para la adaptación a nuevas condiciones ambientales aceptables.

Los impactos positivos tienen las mismas ponderaciones que las anteriores pero cuando la definición es opuesta.

Tanto los impactos reversibles como los irreversibles son detallados en la Ficha Ambiental en el Anexo N° 14.

4.13.- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

El pliego de especificaciones técnicas realizado para el ítem de estructuras corrientes de hormigón simple o armado, comprende los siguientes puntos: definición, materiales, herramientas y equipo, procedimiento para la ejecución, forma de medición, y forma de pago; cada uno de estos puntos deben ser estrictamente cumplidos en el momento de la ejecución del proyecto.

Las especificaciones técnicas para este ítem se detallan en el Anexo N° 15.

Los planos arquitectónicos y estructurales ver en el anexo N°16.

5.1.- CONCLUSIONES

Las conclusiones recolectadas de las diferentes partes del diseño estructural de **Sede Social de la Central Campesina de Cercado**” están esquematizadas en los siguientes puntos.

- Para el diseño estructural de Sede Social se realizó la verificación del suelo mediante el Ensayo de Penetración Estándar (SPT), a una profundidad de 1.5m, dando la información, un esfuerzo portante de 2.25 kg/cm^2 .
- Se obtuvieron criterios importantes para el dimensionamiento de los elementos estructurales de hormigón armado, tanto para el diseño de columnas, vigas, fundaciones, escaleras de hormigón armado, losas aligeradas con viguetas pretensadas logrando cumplir con todo lo estipulado en la Norma Boliviana de Hormigón Armado.
- La altura del peralte h , va del orden de $1/10$ de la luz libre.
- Para el diseño de vigas de hormigón armado el dominio 3 es la mejor situación, pues los dos materiales son aprovechados al máximo y fallan simultáneamente, antes de su ruptura siempre hay ductilidad y un previo aviso. Estas piezas también son llamadas sub-armadas.
- Las vigas en su mayoría no necesitan armadura a compresión, pero es necesario poner una armadura mínima para que ésta sujete la armadura de corte es decir los estribos.
- En las losas alivianadas se pudo observar que las vigas donde se apoyan las viguetas llegan a recibir todas las cargas de la losa, por lo tanto estas vigas van a tener mucha más armadura que las demás.
- Dentro de las ventajas que el uso de viguetas pretensadas ofrece se puede señalar:
 - 1.- Mayor resistencia, calidad y seguridad.
 - 2.- Permite salvar grandes luces a un bajo costo.
 - 3.- Aligeramiento y por tanto reducción del peso de la estructura.
 - 4.- Reducción de materiales y mano de obra.

5.- De fácil colocación y manejo.

6.- Asesoramiento gratuito de las empresas que venden este producto.

- Se logró la correcta ubicación de columnas y vigas, para obtener secciones y armaduras similares o semejantes en la mayoría de los pórticos de la estructura, sin descuidar la seguridad y estética. Al ser los elementos estructurales similares se facilitará el proceso constructivo.
- Como se calculó la estructura con ayuda del programa informático CYPE CAD 2010, se procedió a realizar una verificación manual de aquellos elementos críticos y se observó que el programa en algunos casos sobredimensiona de algunos elementos estructurales.
- Se utilizó ladrillo cerámico como complemento en losas alivianadas dando mayor rigidez a la misma y evitando vibraciones en los elementos estructurales y una perfecta adherencia con el hormigón y el revoque del cielorraso.
- Como la estructura no tiene cubierta, se realizó un tratamiento con revestimiento cerámico para evitar filtraciones.
- Es muy importante que las armaduras de las piezas de hormigón armado, deben tener unas separaciones mínimas, para que el hormigonado sea lo más compacto posible y evitar que se produzcan vacíos.
- Es muy importante utilizar materiales de construcción del medio, para que la estructura sea más económica y evitar el costo de transportarlo del interior del país o en su defecto del exterior.

5.2.- RECOMENDACIONES

Las recomendaciones más importantes son las siguientes:

- Se deberá tomar en cuenta las limitaciones que ofrece la norma, para que la estructura tenga un comportamiento óptimo y sea segura.
- Para realizar un cálculo estructural es preciso conocer a fondo los procesos y técnicas de construcción.
- Es recomendable uniformizar secciones de vigas y columnas como también elegir diámetros de barras que no sean muy diferentes para facilitar la construcción.
- Bajo la zapata se debe realizar una empedrada y luego las armaduras deben apoyarse sobre separadores y quedando de esa manera la armadura embebida con el hormigón.
- Es recomendable que las armaduras longitudinales de las columnas tengan diámetros no menor de 12mm. 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.
- Se deberá utilizar materiales de construcción que se encuentran en nuestro medio, para que la estructura sea más económica y evitar el costo de transportarlo del interior del país o en su defecto del exterior.
- Se recomienda hacer grupos de zapatas para facilitar la construcción.
- 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 cm. El diámetro mínimo que se recomienda es de 10 mm (Calavera).
- Cuando la comprobación no cumple a punzonamiento en los ábacos, se recomienda aumentar el canto de la losa, realizar ábacos descolgados, disponer armadura de punzonamiento y aumentar las dimensiones de los soportes.
- Se recomienda aplicación de losas casetonadas, cuando las luces y cargas son considerablemente mayores, pudiendo alcanzar luces de 6 hasta 12 metros o mayores.