

CAPÍTULO I: ANTECEDENTES

1.1. Introducción

1.1.1. Nombre del proyecto

Diseño estructural del “Modulo Municipal Seguridad Ciudadana Chaguaya” (Provincia Aniceto Arce Departamento de Tarija) en la comunidad de Chaguaya.

1.1.2. Localización

El proyecto se encuentra ubicado en la comunidad de Chaguaya, de la Provincia Arce distante a 60 km. de la capital del Departamento de Tarija. La provincia está ubicada en la parte sur del país y en el extremo oeste del departamento de Tarija entre las coordenadas geográficas 21°52'15.66" de latitud sur y 64°49'13.24" de longitud oeste y una altitud media de 500 msnm.

1.1.3. Clasificación sectorial

Sector: Seguridad

Tipo de Proyecto: Estación Policial

1.1.4. Fase a la que postula

Inversión

1.1.5. Entidad promotora y ejecutora

Gobierno Municipal de Padcaya

1.1.6. Aspectos demográficos

1.1.6.1. Población del área de influencia del proyecto.

El proyecto beneficiará a toda la comunidad de Chaguaya y poblaciones cercanas a esta para brindarles seguridad.

La población diferenciada por sexo en esta provincia, se muestra una mayor proporción de hombres con relación a la de mujeres. El cuadro siguiente permite apreciar que la población total del área de influencia del proyecto.

| Provincias y secciones del departamento de Tarija | Censo 2012 | Tasa anual de crecimiento intercensal 2001-2012% |
|--|-------------------|---|
| Provincia Aniceto Arce | 53,081 | 0.09 |
| Primera Sección - Padcaya | 18,681 | -0.28 |
| Segunda Sección - Bermejo | 34,400 | 0.28 |

Tabla 1, Población Estimada Hasta el Año 2012, INE

1.7. Servicios existentes en el área del proyecto

Entre los servicios a considerar y que tienen relación con la sostenibilidad del proyecto son los siguientes: servicios de agua potable, saneamiento básico, energía eléctrica, salud, transporte y comunicaciones

En este proyecto se habla más específicamente de los servicios de seguridad de la policía, ya que se trata del diseño de un módulo de seguridad ciudadana.

1.7.1. Servicios de Seguridad

Se deduce que los actos delincuenciales de mayor incidencia son: **Robo, Hurto, Daños a la Propiedad Privada, Allanamiento, lesiones y amenazas.**

1.8. El problema

La infraestructura actual policial no brinda la seguridad necesaria y de forma eficaz debido a la distancia a la que se encuentra de la población de Padcaya que es de 20 Km y el incremento de población de la comunidad de Chaguaya y al poco número de efectivos policiales sin equipamiento necesario como consecuencia se origina la inseguridad actual que se vive en Chaguaya Municipio de Padcaya Provincia Aniceto Arce (Tarija).

Como la comunidad de Chaguaya es de un sector de gran importancia por la concurrencia de la comunidad católica y turistas durante todo el año y en especial para la fiesta tradicional de la Virgen de Chaguaya necesita una atención especial en este sentido.

1.8.1. Planteamiento

De acuerdo a la información obtenidas el incremento de las población con un índice de crecimiento de 1.13 % y personas que visitan el lugar por la ubicación de la iglesia que se generan a partir de agosto y haciendo que esta región se convierta en una zona potencialmente de gran concurrencia de turistas lo cual esto origina que los antisociales cometan sus delitos.

Las principales causas que originan la inseguridad ciudadana:

- Aumento de la población en la comunidad de Chaguaya.
- Falta de infraestructura y equipamiento de las unidades policiales.
- La distancia para el auxilio oportuno de la ciudadanía.
- La aglomeración de personas en la celebración de la virgen de Chaguaya.
- Espacio insuficiente para nuevos efectivos policiales.

De mantenerse la situación actual, la inseguridad e incertidumbre por parte de las personas que van a conocer el lugar, el incremento de robo de objetos personales, la mala y tardía atención de ayuda a la ciudadanía esto puede provocar que los ingresos económicos que se generan disminuya a causa de esta situación por lo siguiente se hace necesario plantear como solución las siguientes.

- Alquiler de ambientes como estación policial.
- Capacitar a la población en seguridad ciudadana.
- Control policial permanente en el área de ingreso.
- Construcción del Modulo Municipal Seguridad Ciudadana Chaguaya

1.8.2. Formulación

Con la construcción de la infraestructura se puede solucionar el problema de inseguridad ciudadana por la mayor capacidad de efectivos policiales y equipamiento. En consecuencia de las alternativas de solución planteadas el alquiler de ambientes traerá problemas a lo largo del tiempo como inestabilidad económica del sector, la capacitación de la población es una solución de largo plazo por la poca disponibilidad de la ciudadanía y el control permanente de personas sospechosas no es factible por el costo elevado de estas acciones y la poca preparación de efectivos y el problema sería resuelto temporalmente, entonces solo valdría la pena analizar la construcción del módulo municipal seguridad ciudadana Chaguaya.

1.8.3. Sistematización

Del planteamiento de la alternativa de la construcción del Modulo Municipal Seguridad Ciudadana Chaguaya se deberá elegir la más apropiada técnica (planteamientos estructurales) y económicamente.

Según el perfil y la propuesta realizados en el anterior semestre durante la materia de proyecto de ingeniería civil I, se optó por la realización de nueva construcción como solución del problema planteado.

1.9. Objetivos

1.9.1. Objetivo general

Realizar el diseño estructural del Módulo Municipal de Seguridad Ciudadana en el municipio de Padcaya comunidad de Chaguaya que respondan a las necesidades de los usuarios, dotándoles de una infraestructura estable.

1.9.2. Objetivos específicos

- Efectuar los ensayos de suelos para la determinación de la capacidad portante del terreno de fundación de la estructura.
- Realizar el diseño de la estructura metálica aplicando el método de diseño AISC-LRFD.
- Verificar los resultados de la estructura aporticada (obtenidos del software CYPECAD, con la aplicación de la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.
- Elaborar y analizar las alternativas planteadas de losa reticular y losa aliviada con viguetas técnica y económica.
- Determinar el presupuesto general de la obra.
- Definir las especificaciones técnicas para la ejecución de la obra.
- Realizar un cronograma de ejecución del proyecto.

1.10. Justificación

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

1.10.1. Académica

Profundizar y poner en práctica los conocimientos adquiridos en los años de formación universitaria, acerca del diseño de estructuras.

1.10.2. Técnica

Elaborar el diseño estructural de la edificación según un análisis de acciones de sobrecargas destinadas a estaciones policiales y tomando en cuenta la normativa vigente para su respectivo diseño estructural.

1.10.3. Social

Contribuir a la población de Chaguaya con el diseño estructural del módulo municipal seguridad ciudadana Chaguaya, para mejorar la seguridad de la población y los visitantes del lugar proporcionándoles unas instalaciones amplias y equipamiento adecuado a la policía y evitar futuros problemas.

1.11. Alcance del proyecto

El proyecto contempla el diseño estructural del Módulo Municipal seguridad ciudadana Chaguaya realizando a su tiempo el análisis de suelos para determinar la resistencia admisible del terreno de fundación y análisis del plano topográfico brindado por la institución en cuanto a niveles del terreno y en base a esto elaborar el planteamiento estructural y posterior diseño de todos los elementos pertenecientes como ser: Fundaciones, columnas, vigas, escaleras de H^ºA^º, losa alivianada y también el diseño de la cubierta metálica mediante lo estipulado por la normativa.

En consecuencia se elaborarán ejemplares plasmando el diseño y cálculo realizado conteniendo: toda la memoria de cálculo, planos estructurales, especificaciones técnicas, costo y tiempo de ejecución física del proyecto.

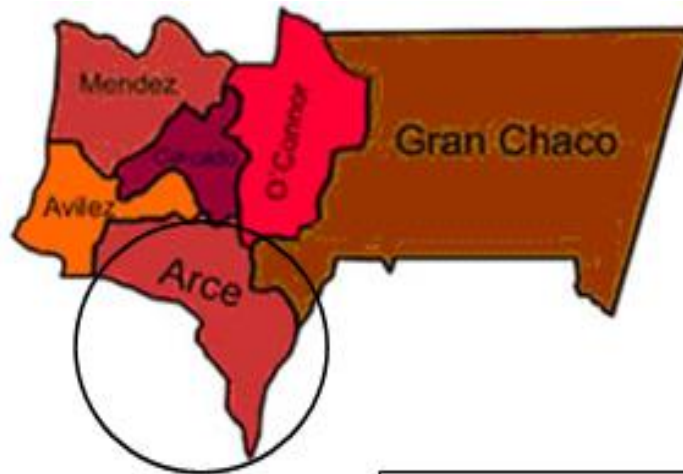
1.12. Descripción de la estructura diseñada

A continuación se realiza una breve descripción de los elementos estructurales de la edificación:

- La estructura de cubierta será conformada por cerchas compuestas de perfiles metálicos en sus miembros.
- El elemento de cubierta será calamina galvanizada N^º 28.
- Los forjados o entrepisos será conformado por losa alivianada o losa nervurada plana luego de análisis comparativo y determinar el más factible técnica y económica de acuerdo con complemento de polietileno.
- La estructura aporticada consta de vigas, columnas, sobrecimientos, escalera y zapatas de hormigón armado.

1.13. Descripción del área de emplazamiento

En lo que respecta al lugar de elaboración del proyecto, el terreno cuenta con una superficie útil de 1137.08 m² que en su mayoría topográficamente cuenta con desniveles que son de consideración en el área de emplazamiento de la estructura tomando la parte sur con nivel 0,0 m. con una cota de 1899 msnm hasta llegar al nivel +4,0 m. con una cota de 1903 msnm la cual obliga a la construcción de muro de contención presenta vegetación dispersa en la (Norte) carretera a Padcaya como se indica en la siguiente ilustración 1.



Latitud sur: 21°52'15.66".

Longitud oeste ; 64°49'13.24"

Altura media: 500 msnm



Ilustración 1, Ubicación Referencial del Proyecto , Elaboración Propia

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Generalidades

En el siguiente capítulo se detallará la definición de cada uno de los materiales, la metodología a utilizar para realizar los cálculos y el diseño de cada uno de los elementos estructurales del proyecto. Para garantizar los resultados de diseño se aplicarán las recomendaciones del Código Boliviano del Hormigón Armado (CBH-87), normativa que es de aplicación obligatoria para el diseño de estructuras de hormigón en el país y una norma vigente para el diseño, en este caso las normas LRFD para la estructura metálica

2.3. Estudio de los suelos de Geotécnico

El estudio de suelos se realizó por el método del S.P.T.

El ensayo normal de Penetración Estándar SPT es una prueba In Situ que se realiza en el fondo de una perforación, consiste en determinar el número de golpes de un martillo de peso 63.5 Kg. y 762 mm. (30 plg) de altura de caída, necesarios para hincar en el suelo inalterado, un toma muestras partido normal en una distancia de 305 mm.(1 pie) cuyos diámetros normalizados son: 36.8 mm.(1.45 plg) de diámetro interior y 50.8 mm.(2 plg) de diámetro exterior.

El ensayo se puede realizar de dos formas, una a cielo abierto (mediante excavación con equipos característicos) y otra por perforación (mediante barrenado).

El equipo necesario es el siguiente:

- Muestreador (de 2" de diámetro exterior)
- Cono diamantado (2" de diámetro)
- Martinete (63.5Kg de peso)
- Trípode de acero con dispositivo para ejecución
- Roldana con soga (1½" de diámetro y 10m de largo)
- 3 tubos y acoples para incrementar la altura del trípode
- Escalera (en caso de realizar exploración a cielo abierto)
- Bomba de agua
- Barrenos de perforación
- Sistema hidráulico de perforación.

Para la determinación de la resistencia característica del suelo se cuenta con el número de golpes y la clasificación del suelo, se puede entrar a los ábacos B.K. Hough, de acuerdo al tipo de suelo, se ubicará de inmediato los valores de la capacidad admisible.

2.4. Hormigón armado

En la mayoría de los trabajos de construcción, el hormigón se refuerza con armaduras metálicas, de acero; este hormigón reforzado se conoce como ‘hormigón armado’. El acero proporciona la resistencia necesaria cuando la estructura tiene que soportar fuerzas de tracción elevadas. El acero que se introduce en el hormigón suele ser una malla de alambre o barras. El hormigón y el acero forman un conjunto que transfiere las tensiones entre los dos elementos.

El hormigón es el único material de construcción que llega en bruto a la obra. Esta característica hace que sea muy útil en construcción ya que puede moldearse de muchas formas. Presenta una amplia variedad de texturas y colores y se utiliza para construir muchos tipos de estructuras como autopistas, calles, puentes, túneles, presas, grandes edificios, pistas de aterrizaje, sistemas de riego y canalización, embarcaderos y muelles, aceras, silos, bodegas, factorías, casas e incluso barcos.

2.4.1. Adherencia entre el hormigón y el acero

La adherencia entre el hormigón-acero es el fenómeno básico sobre el que descansa el funcionamiento del hormigón armado como material estructural. Si no existiese adherencia, las barras serían incapaces de tomar el menor esfuerzo de tracción, ya que el acero se deslizaría sin encontrar resistencia en toda su longitud y no acompañaría al hormigón en sus deformaciones, lo que causaría una rotura brusca. La norma boliviana de hormigón armado dice *“la adherencia permite la transmisión de esfuerzos tangenciales entre el hormigón y armadura, a lo largo de toda la longitud de esta y también asegura el anclaje de la armadura en los dispositivos de anclaje de sus extremos”*.

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

2.4.2. Disposición de las armaduras

2.4.2.1. Generalidades

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

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

Las armaduras transversales se emplean para absorber las tensiones de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsores), para asegurar la necesaria ligadura entre armaduras principales, de forma que se impida su pandeo y la formación de fisuras localizadas.

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

2.4.2.2. 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 coqueas o espacios vacíos. La Norma Boliviana de Hormigón Armado recomienda los valores que se indican a continuación:

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

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

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

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

2.4.2.3. Distancia a los paramentos

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

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

a) Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a un diámetro y a los seis quintos del tamaño máximo del árido.

b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros. Si es necesario disponer un mayor recubrimiento y salvo casos.

c) especiales de ambientes agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento, para sujetar el hormigón del mismo.

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

| | |
|--|--------|
| Para losas y paredes en el interior de los edificios | 1 5cm |
| Para losas y paredes al aire libre | 1.5 cm |
| Para vigas y pilares en el interior de edificios | 1.5 cm |
| Para vigas y pilares al aire libre | 2cm |
| Para piezas en contacto con el suelo | 3 cm |
| Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo | 4 cm |

Tabla 1, Recubrimientos Mínimos, Norma Boliviana del Hormigón Armado

2.4.2.4. Doblado de las armaduras

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

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

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

Tabla 2, Radios de curvatura estribos, Hormigón Armado de Jimenes Montoya

\emptyset = Diámetro de la barra (mm).

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

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

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

| Acero | CA-25 | CA-32 | CA-40 | CA-50 | CA-60 |
|--------------|---------------|---------------|---------------|-----------------|---------------|
| Radio mínimo | 5 \emptyset | 6 \emptyset | 6 \emptyset | 7.5 \emptyset | 9 \emptyset |

Tabla 3, Radios de curvatura de la armadura, Hormigón Armado de Jimenes Montoya

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

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

2.4.2.5. Anclaje de las armaduras

El concepto de la longitud de anclaje de las barras conformadas y los alambres conformados solicitados a tracción se basa en la tensión de adherencia promedio que se logra en la longitud embebida de las barras o alambres. Este concepto exige que las armaduras tengan longitudes mínimas especificadas o que se prolonguen las distancias mínimas especificadas más allá de las secciones en las cuales la armadura está solicitada a las tensiones máximas.

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

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

$$lb_1 = \frac{\phi * f_{yd}}{4 * \tau_{bu}}$$

Para aceros lisos

$$\tau_{bu} = 0.90 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (kgf / cm}^2\text{)}; \quad \tau_{bu} = 0.28 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (MPA)}$$

Para aceros corrugados

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

Cuando la armadura real es mayor que la necesaria.

$$lb = \frac{\phi * f_{yd} * A_{s \text{ calc}}}{4 * \tau_{bu} * A_{s \text{ real}}} \quad lb \geq \begin{bmatrix} 0.30 * lb_1 \\ 10 * \phi \\ 15 \text{ cm} \end{bmatrix}$$

Donde:

Ø=Diámetro de la armadura.

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

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

lb₁=Es el tamaño mínimo para la transmisión de la fuerza de cálculo al hormigón.

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

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

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

Para aceros lisos

$$l_{b1} = l_b - \Delta l_b = (l_b - 15 * \phi) \geq \begin{bmatrix} l_b / 3 \\ 10 * \phi \\ 15cm \end{bmatrix}$$

Para aceros corrugados

$$l_{b1} = l_b - \Delta l_b = (l_b - 10 * \phi) \geq \begin{bmatrix} l_b / 3 \\ 10 * \phi \\ 15cm \end{bmatrix}$$

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

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

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

2.4.2.6. Empalme de las armaduras

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

3.4.2.6.1. Empalme por traslapeo o solapo

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

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

Ecuación para poder determinar el empalme por traslapo o solape

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

Con ganchos para aceros lisos

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

Con ganchos para aceros corrugados

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

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

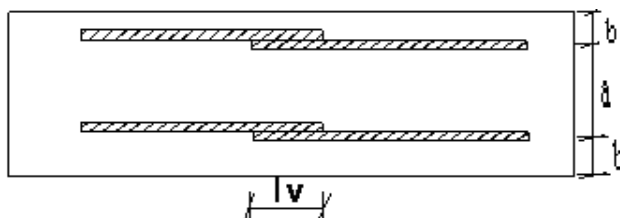


Ilustración 1, Empalme por traslapo, Norma CBH 87

| Distancia | Distancia | Porcentaje máximo de barras empalme | | | | |
|-------------------------|------------------------|-------------------------------------|------|------|------|------|
| | | 20% | 25% | 33% | 50% | >50% |
| a | b | | | | | |
| $a \leq 10 * \emptyset$ | $B \leq 5 * \emptyset$ | 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 |

Tabla 4, Para obtener los coeficientes ψ , Hormigon Armado Jiménez Montoya

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

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

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

2.5. Coeficientes de minoración de resistencias de materiales y mayoración de cargas.-

Los coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales y mayoración de las cargas en los estados límites últimos que nos indica la norma Boliviana de hormigón armado, son los que se indican en los siguientes cuadros:

| Material | Coeficiente básico | Nivel de control | Corrección |
|----------|--------------------|------------------|------------|
| Acero | $\gamma_s = 1.15$ | Reducido | +0.05 |
| | | Normal | 0 |
| | | Intenso | -0.05 |
| hormigón | $\gamma_s = 1.5$ | Reducido | +0.20 |
| | | Normal | 0 |
| | | Intenso | -0.10 |

Tabla 5, Coeficientes de minoración, Norma Boliviana del del Hormigón Armado

| Coeficientes básicos | Nivel de control y daños previsibles | | Corrección |
|----------------------|---|----------|------------|
| $\gamma_s = 1.5$ | Nivel de control en la ejecución | Reducido | +0.20 |
| | | Normal | 0 |
| | | intenso | -0.10 |
| | Daños previsibles en caso de accidentes | Mínimos | -0.10 |
| | | Normal | 1 |

| | | | |
|--|--|---------|-------|
| | | Intenso | +0.20 |
|--|--|---------|-------|

Tabla 6, Coeficientes de mayoracion, Norma Boliviana del del Hormigón Armado

2.6. Hipótesis de cargas.-

Para cada fase de comprobación y para cada estado límite de que se trate se considerarán las dos hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

$$\text{HIPÓTESIS I } \gamma_{fg} * G + y_{fq} * Q$$

$$\text{HIPÓTESIS II } 0.90(\gamma_{fg} * G + y_{fq} * Q) + 0.90 * \gamma_{fq} * W$$

Dónde:

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 granizo, 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 tomará el valor ponderado $\gamma_{fg} = 0,90$.

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

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

2.6.1. Sobrecarga del viento.-

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

$$W = C * P$$

Dónde:

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

$C1 = -0,0978$ (barlovento) y $C2 = -0,40$ (sotavento). En el caso de la cubierta

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

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

2.6.1.1. Presión dinámica del viento.-

La velocidad del viento produce una presión dinámica en los puntos donde la velocidad se anula, de valor:

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

Dónde:

V =Velocidad del viento (m/s), para el proyecto se tomó una velocidad de $34 \text{ m}/\text{s}$

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

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.

| Materiales | | Peso específico kn/m³ |
|-----------------------|---------------------------------|---|
| 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 |

Tabla 7, Cargas permanentes, Norma Boliviana del Hormigón Armado.

| Uso del elemento | Sobrecarga Kg/m ² |
|--|------------------------------|
| B. Viviendas | |
| Habitaciones de viviendas económicas | 150 |
| Habitaciones en otro caso | 200 |
| Escaleras y accesos públicos | 300 |
| Balcones volados | Según art. 3,5 |
| D. Oficinas y comercios | |
| Locales privados | 200 |
| Oficinas públicas, tiendas | 300 |
| Galerías comerciales, escaleras y accesos | 400 |
| Locales de almacén | Según su uso |
| Balcones volados | Según art. 3,5 |
| E. Edificios docentes | |
| Aulas, despachos y comedores | 300 |
| Escaleras y accesos | 400 |
| Balcones volados | Según art. 3,5 |
| F. Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos | |
| Locales con asientos fijos | 300 |
| Locales sin asientos, tribunas, escaleras | 500 |
| Balcones volados | Según art. 3,5 |
| G. Calzadas y garajes | |
| Sólo automóviles de turismo | 400 |
| Camiones | 1000 |

Tabla 8, Sobre cargas de uso, Hormigón Armado de Jiménez Montoya 12ª edición

2.6.2. Determinación de esfuerzos.-

Los esfuerzos se determinarán usando el software especializado para el cálculo y el diseño estructural, SAP 2000V15, el cual nos proporciona las envolventes de los momentos flectores, fuerzas cortantes y momentos torsores.

En este programa primero se debe dibujar la estructura o en su defecto transportarla del AutoCAD, posteriormente se deben introducir los datos necesarios que nos pide el programa. Se procede a ubicar las columnas, vigas, losas, cimientos, y las cargas que actuarán en la estructura, una vez finalizado se proceden a corregir los posibles errores que se pudieron cometer.

Realizada la corrección, el programa nos muestra los esfuerzos que actúan en todos los elementos de la estructura de una manera detallada, presentando primero el diagrama de cortantes seguido del diagrama de momentos flectores y torsores, donde en el eje X se encuentra la longitud del elemento y en el eje Y los esfuerzos.

2.7. Cubiertas.-

La cubierta es el elemento estructural que cierra la parte superior de un edificio y tiene la misión de proteger su interior contra las inclemencias atmosféricas (lluvia, viento, granizo, calor y frío). Su forma, su inclinación (pendiente) y material de cubrición, ejercen una influencia esencial sobre el aspecto de la edificación.

2.7.1. Formas de Cubiertas.-

Entre las formas clásicas de cubiertas, se tiene: a dos aguas, a una sola vertiente, la cubierta plegada en diente de sierra, cubierta con faldones, cubierta de pabellón, faldón quebrantado, mansarda, cubierta buliforme, cubierta plana, cubierta compuesta, etc.

2.7.2. Inclinación de las Cubierta.-

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

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

2.7.3. Carga de viento.-

En el caso de cubiertas se debe tomar en cuenta la influencia del viento para lo cual se necesita un estudio detallado del sotavento y el barlovento, el cual se resume en la carga dinámica de viento dada por:

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

Dónde:

ω = Carga dinámica de viento kg/m²

V = velocidad del viento m/s.

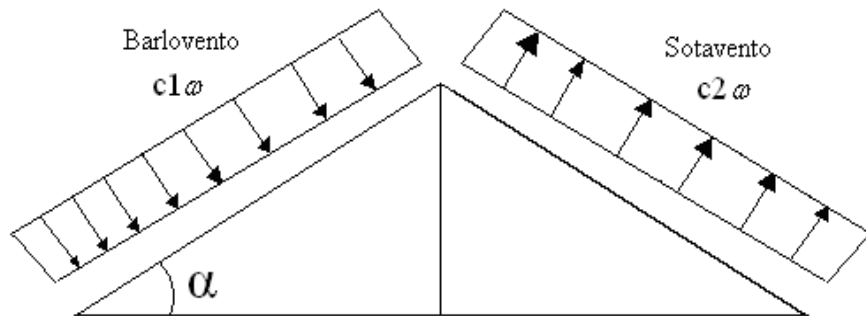


Ilustración 2, Barlovento y Sotavento, Código Boliviano del Grupo Andino

| Valor de α en grados | C1 | C2 |
|--------------------------------|------|-------|
| 0° | -0.5 | -0.27 |
| 10° | -0.5 | -0.27 |
| 20° | -0.5 | -0.27 |
| 25° | -0.1 | -0.27 |
| 30° | 0.3 | -0.27 |
| 35° | 0.36 | -0.27 |
| 40° | 0.5 | -0.27 |
| 50° | 0.65 | -0.27 |
| 60° | 0.85 | -0.27 |
| 70° | 0.85 | -0.27 |
| 90° | 0.85 | -0.27 |

Tabla 9, Coeficientes del Barlovento y Sotavento, Código Boliviano del Grupo Andino

2.7.4. Cubierta con cercha metálica, estructuras metálicas

2.7.4.1. Combinaciones de carga para la cubierta

La norma LRFD nos muestra las siguientes combinaciones.

| | |
|--|-----|
| $1.4D$ | (1) |
| $1.2D + 1.6L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$ | (2) |
| $1.2D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$ | (3) |
| $1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$ | (4) |
| $1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.2 S$ | (5) |
| $1.2D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0L \text{ o } 0.8W)$ | (6) |
| $1.2D + 1.3W + 1.0L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$ | (7) |
| $1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2 S$ | (8) |
| $0.9D + 1.3W \text{ o } 1.0E$ | (9) |

Tabla 10, Combinaciones, LRFD-93

Dónde:

D: carga muerta

L: carga viva

Lr: carga viva en techos

S: carga de granizo

R: carga inicial de agua, lluvia o hielo sin incluir el escarchamiento

U: carga de escarchamiento

Si comprende las fuerzas de viento (W) y sismo (E) es necesario realizar las siguientes combinaciones

Es necesario considerar sólo la carga de impacto en la combinación (6) de este grupo. Existe un cambio en el valor del factor de carga para L en las combinaciones (6), (7), (8) cuando se trata de garajes, áreas de reuniones públicas, y en todas las áreas donde la sobrecarga exceda 100 psi. En tal caso se debe utilizar el valor de 1 y las combinaciones son las que se muestran en el cuadro anterior:

Es necesario considerar otra combinación como la (9) para tomar en cuenta la posibilidad de levantamiento. Esta combinación se incluye en los casos donde se contienen las fuerzas de tensión debido a momentos de volteo, que regirá en edificios altos con fuertes cargas laterales.

| Factor de Reducción (ϕ) | SITUACIÓN |
|--------------------------------|--|
| 1 | Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo de cargas concentradas, cortante en tornillo en juntas tipo fricción |
| 0.9 | Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldaduras con esfuerzos paralelos al eje de la soldadura, soldaduras de ranura en el metal de base, fluencia de la sección total de miembros a tensión. |
| 0.85 | Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento de agujeros. |
| 0.80 | Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal al área efectiva de soldadura de ranura con penetración parcial. |
| 0.75 | Tornillos a tensión, soldadura de tapón o muesca, fractura en la sección neta de miembros a tensión. |
| 0.65 | Aplastamiento en tornillos (que no sea tipo A307) |
| 0.60 | Aplastamiento en cimentaciones de concreto |

Tabla 11, Factores de Reducción de Resistencia, LFRD-93

2.7.4.2 Análisis de miembros de acero

Dentro de los análisis de miembros, se detallan fórmulas y procedimientos para el dimensionado de las piezas, según los estados que se presenten.

2.7.4.2.1. Diseño de miembros en tensión

“El diseño de miembros a tensión implica encontrar un miembro con áreas totales y netas adecuada. Si el miembro tiene una conexión atornillada la selección de una sección transversal adecuada requiere tomar en cuenta del área perdida debajo de los agujeros. Para

un miembro con una sección transversal rectangular, los cálculos son relativamente directos. Sin embargo si va a usarse un perfil laminado el área por deducirse no puede producirse de antemano porque el espesor del miembro en la localidad de los agujeros no se conoce”

“Una consideración secundaria en el diseño de miembros en tensión es la esbeltez. Si un miembro estructural tiene una sección transversal pequeña en relación con su longitud, se dice que es esbelto, una medida más precisa es la relación de esbeltez L/r , donde L es la longitud del miembro y r el radio de giro mínimo de área de sección transversal.

Aunque la esbeltez es crítica para la resistencia del miembro en compresión, ella no tiene importancia para un miembro en tensión. Sin embargo en muchas situaciones es buena práctica limitar la esbeltez en miembros a tensión. Si la carga axial en un miembro esbelto en tensión se retira y se aplica pequeñas cargas transversales, vibraciones o deflexiones no deseadas pueden presentarse. Por ejemplo esas condiciones podrían ocurrir en una barra de arriostramiento sometida a cargas de viento. Por esta razón, el AISC sugiere una relación máxima de esbeltez de 300

El problema central de todo diseño de miembros, incluido el diseño de miembros en tensión, es encontrar una sección transversal para la cual la suma de las cargas factorizadas no exceda la resistencia del miembro, es decir:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

Estas son las relaciones que se usan para el diseño de elementos sometidos a flexión:

$$f_{t1} = \frac{N_d}{A_B} \leq \phi_1 \cdot F_y$$

$$f_{t2} = \frac{N_d}{A_{crit}} \leq \phi_2 \cdot F_r$$

La limitación de la esbeltez será satisfecha si:

$$\frac{Kl}{r} \leq 300$$

Siendo:

f_{t1} y f_{t2} = esfuerzos de la pieza

N_d = La carga mayorada que actúa sobre la pieza

F_y = Límite elástico del acero

F_r = Límite de ruptura del acero

A_B = Área bruta de la pieza

A_{crit} = área crítica de la pieza

K = La esbeltez de la pieza

l = la longitud de la pieza

r = Radio de giro mínimo necesario de la pieza

1. Área crítica:

$$A_{\text{crit calc}} = t \left(b + \Sigma \frac{S^2}{4g} - \Sigma d \right)$$

$$A_{\text{crit}} \leq \begin{cases} A_{\text{crit cal}} \\ 0.85 A_B \end{cases}$$

2.7.4.2.2. Diseño de miembros a compresión

“Los miembros en compresión son elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de compresión; es decir las cargas son aplicadas a lo largo de un eje longitudinal que pasa por el centroide de la sección transversal del miembro y el esfuerzo puede calcularse con $f_c = P/A$, donde f_c se considera uniforme sobre toda la sección transversal. En realidad este estado ideal nunca se alcanza y alguna excentricidad de la carga es inevitable se tendrá entonces flexión que pueda considerarse como secundaria y ser despreciada si la condición de carga teórica puede aproximarse en buena medida. La flexión no puede despreciarse si existe un momento flexionante calculable

Requisitos de la AISC

La relación entre cargas y resistencia toma la siguiente forma:

$$f_a = \frac{N_d}{A} \leq F_a = F_{c_{\text{crit}}} * \phi \quad \therefore \phi = 0,85$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 200$$

Dónde:

f_a = Tensión de compresión que está actuando sobre la pieza.

N_d = Suma de las cargas mayoradas por su respectivo coeficiente de seguridad.

A = Área total de la pieza.

F_a = Tensión resistente a compresión que tiene la pieza en las condiciones de trabajo que se ha determinado

$F_{c_{\text{crit}}}$ = Tensión resistente a compresión determinada en la hipérbola de Oile, sin coeficiente de seguridad.

ϕ = Coeficiente de seguridad de la tensión resistente.

K = Coeficiente de pandeo que lleva en cuenta las condiciones de borde o tipo de apoyo en los extremos de la pieza.

l = Longitud de la pieza.

F_y = Tensión de límite elástico del acero que estamos trabajando.

E = Modulo de elasticidad longitudinal del acero.

Parámetro de esbeltez.

$$\lambda_c = \frac{K * l}{\pi * r} * \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Puede entonces obtenerse una solución directa, evitándose así el enfoque de tanteos inherentes en el uso de la ecuación del módulo tangente. Si la frontera entre las columnas

elásticas e inelásticas se toma $\lambda_c = 1,5$, las ecuaciones AISC para el refuerzo crítico de pandeo pueden resumirse como sigue:

Para $\lambda_c \leq 1,5$, Columnas inelásticas

$$F_{crit} = 0,658^{\lambda_c^2} * f_y$$

Para $\lambda_c > 1,5$, Columnas elásticas

$$F_{crit} = \frac{0,877}{\lambda_c^2} * f_y$$

“Se recomienda la relación de esbeltez máxima Kl/r de 200 para miembros en compresión, aunque se trata de un límite sugerido, este límite superior práctico porque las columnas con mayor esbeltez tendrán poca resistencia y no serán económicas

2.8. Diseño de losas

2.8.1. Losas con viguetas de hormigón pretensado

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

El proyecto se elaborará con losas alivianadas, compuestas por viguetas prefabricadas de hormigón pretensado, carpeta de hormigón y complemento aligerante de plastoformo. No se realizará el diseño de la losa alivianada, porque en el medio existen viguetas pretensadas y, el proveedor, será el encargado del dimensionamiento en función del tipo de estructura. En los planos se especifica la disposición de las viguetas.

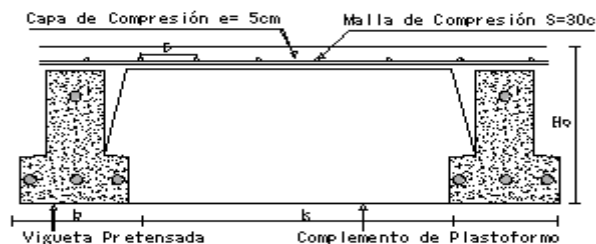


Ilustración 3, Partes Constructivas de la Losa, Elaboración propia

2.8.1.1. Esfuerzos admisibles

Son esfuerzos en el hormigón inmediatamente después de la transferencia y antes de que ocurran las pérdidas por contracción y flujo plástico, los esfuerzos bajo cargas muertas y vivas de servicio.

Esfuerzo de compresión en fibras extremas $\sigma_{ti} = -0,6 * f'_{ci}$

| | |
|---|------------------------------------|
| Esfuerzo de tensión de fibras extremas | $\sigma_{ti} = 0,8 * \sqrt{f'c_i}$ |
| Esfuerzo de compresión en fibras extremas | $\sigma_{cf} = -0,45 * f'c$ |
| Esfuerzo de tensión de fibras extremas | $\sigma_{tf} = 1,60 * \sqrt{f'c}$ |

2.8.1.2. Pérdidas de Preesfuerzo

Se dividen en dos grupos que son:

a) Las Pérdidas Instantáneas.- Son aquellas que pueden producirse durante la operación de tesado y en el momento del anclaje de las armaduras activas y dependen de las características del elemento estructural en estudio.

- **Acortamiento Elástico.-** A medida que la fuerza del tendón se transfiere al concreto, se presenta una deformación de compresión elástica e instantánea en el concreto, que tiende a reducir el esfuerzo en el acero de preesfuerzo adherido.

$$\Delta AE = \left(\frac{E_p}{E_{cpi}} \right) \cdot f_{cgp}$$

E_p: Módulo de deformación longitudinal de las armaduras activas.

E_{cpi}: Módulo de deformación longitudinal del concreto para la edad *j* correspondiente al momento de la puesta en carga de las armaduras activas.

b) Pérdidas Diferidas.- Se denominan pérdidas diferidas a las que se producen a lo largo del tiempo, después de ancladas las armaduras y se evalúa a detalle con las siguientes pérdidas:

- **Contracción del Hormigón.-** La contracción del hormigón es el resultado de la pérdida de humedad, debido a la relación de agua-cemento, contenido de agregados, condiciones del medio ambiente, adictivos, la cantidad de refuerzo y tipo de cemento.

$$\Delta Cc = 1.193 - 10,5 * H$$

H = El promedio anual de la humedad relativa del ambiente (%).

- **Flujo Plástico.-** Es la propiedad de muchos materiales mediante la cual ellos continúan deformándose a través de lapsos considerables de tiempo bajo un estado constante de esfuerzo o carga.

$$\Delta FP = 12 * f_{cgp} - 7 * f_{c ds} \geq 0$$

Donde:

f_{c ds} = Esfuerzo en el hormigón en el centro de gravedad de los torones debido a cargas muertas que son aplicadas en el miembro después del preesforzado.

- **Relajación del acero en la transferencia.**- Es la pérdida de esfuerzo en un material esforzado mantenido con longitud constante, esta varía dependiendo del tipo y del grado del acero, pero los parámetros más significativos son el tiempo y la intensidad del esfuerzo inicial.

$$\Delta AE1 = \frac{1}{10} * \log(t) * \left(\frac{ft}{fpu} - 0,55 \right) * ft$$

Donde:

t = Tiempo estimado en días desde el esforzado hasta la transferencia (horas).

ft = Esfuerzo en el tendón al final del esforzado (kg/cm²).

fpu = Resistencia del acero de preesfuerzo (kg/cm²).

2.8.2. Losa armada en dos direcciones

Según el nuevo reglamento, se llama losa nervurada cuando se usan moldes recuperables;

Se llama losa alivianada cuando se dejan insertos en el hormigón; a los fines del cálculo no existen diferencias.

2.8.2.2. Dimensionamiento de secciones placas en T o L

Anchura eficaz de la cabeza

La anchura eficaz b_e , de la cabeza de compresión de una viga T, simplemente apoyada, sometida a una carga uniformemente repartida, se tomara, en función de la anchura real b, de las tablas 9.1.2.b, página 106, o 9.1.2c. pág. 107, adjuntas, según se trate de vigas aisladas o múltiples respectivamente.

Si sobre la viga actúa una carga concentrada en una zona de amplitud «a» en la dirección de la luz, los valores dados por las tablas deberán multiplicarse por el factor de reducción k, dado en la siguiente tabla: valores de los coeficientes k pagina 105 de la norma Boliviana

En todos los casos y a efectos de determinar la anchura eficaz de la cabeza, deben tenerse en cuenta además las observaciones siguientes:

1. Los valores indicados en las tablas son válidos también para cargas triangulares, parabólicas o sinusoidales, así como para el caso de momentos constantes.
2. Las tablas son igualmente aplicables al caso de vigas continuas, considerando como valor de la luz la distancia que resulte, para cada estado de carga, entre los puntos de momento nulo.

3. En las proximidades de un apoyo, la anchura eficaz de la cabeza de compresión, a cada lado del nervio, $0.5(b_e - b_w)$, no podrá ser superior a la distancia entre el apoyo y la sección considerada.

4. En el caso de piezas T provistas de cartelas de anchuras b_c y altura h_c (véase fig. 9.1.2.) pagina 108, se sustituirá la anchura real b_w , del nervio, por otra ficticia b'_w

$$b'_w = b_w + 2b_c \quad \text{si } b_c < h_c \quad \text{o} \quad b'_w = b_w + 2h_c \quad \text{si } b_c \geq h_c$$

TABLA 9.1.2.b de la norma Boliviana

Viga T aislada

Anchura de la cabeza de compresión $b_1 = \frac{b_e - b_w}{2}$ que debe tomarse a uno y otro lado del nervio, en el centro de la luz, cuando la viga se encuentra sometida a carga uniformemente repartida

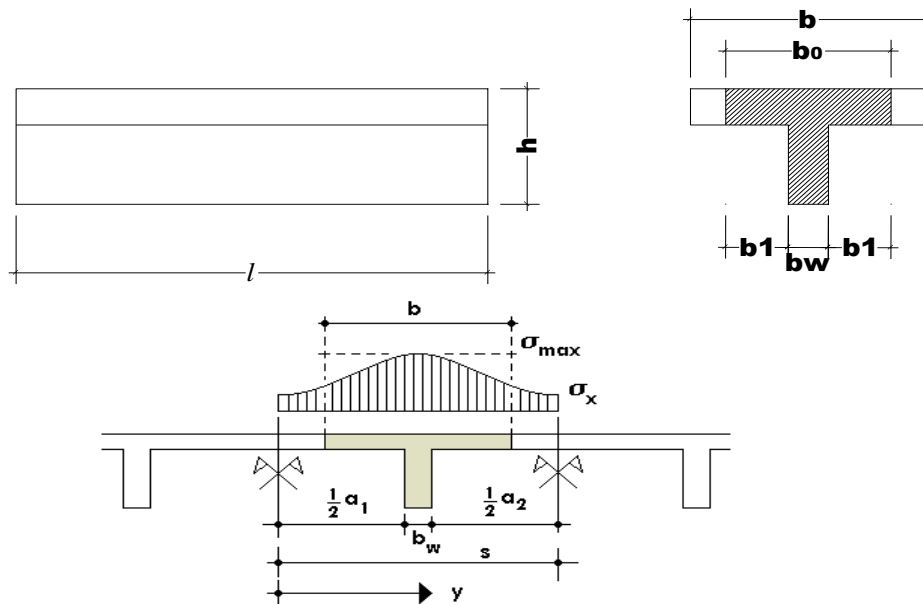


Ilustración 4, Transmisión de cargas, Libro Estabilidad de losas aisladas

En la práctica, en lugar de considerar la verdadera variación de tensiones en el ancho del ala, se define un ancho de colaboración b con un diagrama de tensiones igual a la tensión máxima que produce la resultante de las compresiones reales.

El ancho de colaboración o ancho efectivo depende de:

La forma de la carga: uniforme, puntual directa o indirecta;

Las condiciones de apoyo: viga simple, viga continua o en voladizo;

La forma de la sección: vigas T simétricas o asimétricas, relación entre espesor del ala y altura del nervio;

Las condiciones de borde de la placa: empotramiento perfecto o no;

La luz de la viga (l);

La distancia entre nervios (a)

Para vigas T simétricas (con alas de ambos lados), se considera el menos valor de b entre:

$$b \leq \frac{luz}{4} \qquad b \leq b_w + 16h_f \qquad b \leq b_w + \frac{a_1}{2} + \frac{a_2}{2}$$

Siendo a la distancia libre hasta las vigas más cercanas a ambos lados.

Para vigas L (con ala de un solo lado), se considera el menor valor de b entre

$$b \leq \frac{luz}{12} \qquad b \leq b_w + 6h_f \qquad b \leq b_w + \frac{a}{2}$$

Siendo a la distancia libre hasta la viga más cercana.

3.8.2.2.1. Resistencia de las vigas Losa

En el análisis de la resistencia de una viga placa se presentan diferentes situaciones según la posición que ocupe el eje neutro.

● Eje neutro dentro del ala de la viga, o sea $c \leq h_f$; la altura del área comprimida es menor que el espesor del ala.

Es muy frecuente que al calcular en rotura una sección T sometida a flexión simple, la profundidad del eje neutro resulte menor que el espesor h_f de la losa, en cuyo caso debe calcularse como una sección rectangular de ancho b.

Armadura mínima

En losas de espesor constante, cuando se utilice acero de refuerzo con $f_yk = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, la cuantía mínima para resistir cambios de temperatura y retracción de fraguado ω_{min} será de 0.0018.

En las losas nervadas, la cuantía mínima de flexión ω_{min} se calculara como una viga

El armado en losas nervadas se calculara tomando como ancho de la franja de hormigón el ancho de los nervios.

Calculo de la resistencia al cortante

De acuerdo con la experimentación en que se basa la " Teoría de Líneas de Rotura " cuando una losa rectangular, sustentada en todo su perímetro sobre vigas de mayor peralte y sometida a una carga uniforme distribuida que actúa en toda la superficie, se encuentra al borde del colapso, se fisura conformando triángulos y trapecios.

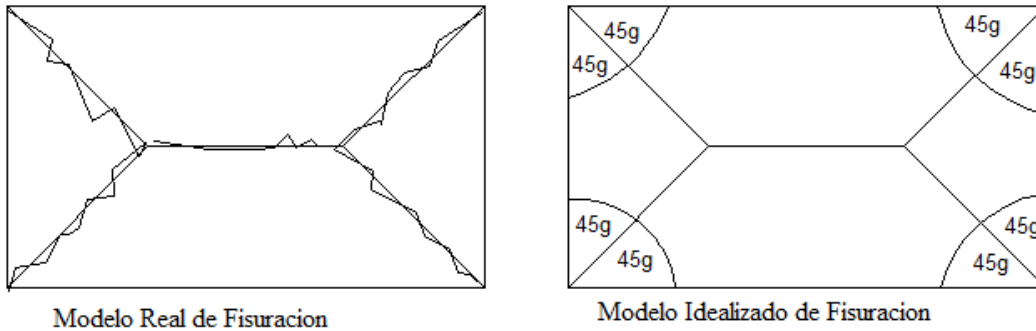


Ilustración 5, Líneas de Rotura, Libro Estabilidad de losas aisladas

Bajo este estado límite, las fuerzas cortantes que generan las cargas que actúan en los triángulos y trapecios se transmiten directamente a las vigas en las que se sustentan los respectivos triángulos y trapecios.

2.9. Vigas

Las vigas son elementos estructurales lineales, con 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, ya que el proyecto está diseñado con vigas rectangulares.

2.9.1. Cálculo a flexión simple

- Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_s que se obtiene del cuadro N° 3.6

$$M_d = \gamma_s * M$$

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

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

Donde:

b_w = Ancho de la viga

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

f_{cd} =Resistencia de diseño del hormigón.

- Se calculará el valor μ_{lim} se obtiene del cuadro № 2.15.

si: $\mu_{lim} \geq \mu_d$ no necesita armadura a compresión

Si el momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, la pieza no necesita armadura de compresión, solo 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 tabla 13 y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura

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

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

Donde:

w= Cuantía mecánica de la armadura

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

A_s =Área de la armadura a tracción.

3) Calcular la armadura mínima y el valor de μ se obtiene del tabla 13.

$$A_{min} = \mu * b_w * d$$

La ecuación que se muestra, sólo 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 compresion

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.

$$j = r / d$$

$$w_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{d\text{lim}}}{1 - j}$$

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

Donde:

Wlim= Este valor se obtiene del cuadro № 2.15.

Ws1= Cuantía mecánica para la armadura a tracción

Ws2= Cuantía mecánica para la armadura a compresión

j= Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r=Recubrimiento geométrico

Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

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

Dónde:

As1= Área de la armadura a tracción.

As2= Área de la armadura a compresión.

3) Calcular la armadura mínima, y el valor de μ se obtiene de la tabla 13.

$$A_{\text{min}} = \mu * b_w * d$$

4) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados. Tanto para As1 como para As2.

| | | | | | | |
|-------------------------------|------|------|------|------|------|------|
| 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 |

| ξ | μ | W | (W/E _{yd}).10 ⁵ | |
|--------|--------|--------|--------------------------------------|---|
| 0.0891 | 0.03 | 0.0310 | | D |
| 0.1042 | 0.04 | 0.0415 | | O |
| 0.1181 | 0.05 | 0.0522 | | M |
| 0.1312 | 0.06 | 0.0630 | | I |
| 0.1667 | 0.0886 | 0.0945 | | N |
| 0.1684 | 0.09 | 0.0960 | | I |
| 0.1810 | 0.10 | 0.1074 | | O |
| 0.1937 | 0.11 | 0.1189 | | |
| 0.2066 | 0.15 | 0.1306 | | 2 |
| 0.2590 | 0.159 | 0.1782 | | D |
| 0.2608 | 0.16 | 0.1795 | | O |
| 0.2796 | 0.17 | 0.1924 | | M |
| 0.2988 | 0.18 | 0.2056 | | I |
| 0.3183 | 0.19 | 0.2190 | | N |
| 0.3383 | 0.20 | 0.2328 | | I |
| 0.3587 | 0.21 | 0.2468 | | O |
| 0.3796 | 0.22 | 0.2612 | | |
| 0.4012 | 0.23 | 0.2761 | | 3 |
| 0.4234 | 0.24 | 0.2913 | | |
| 0.4461 | 0.25 | 0.3069 | | D |
| 0.4696 | 0.26 | 0.3232 | | O |
| 0.5188 | 0.28 | 0.3570 | | M |
| 0.5450 | 0.29 | 0.3750 | | I |
| 0.5721 | 0.30 | 0.3937 | | N |
| 0.6006 | 0.31 | 0.4133 | | I |
| 0.6283 | 0.3193 | 0.4323 | | O |
| 0.6305 | 0.32 | 0.4338 | | |
| 0.6476 | 0.3256 | 0.5030 | | 4 |
| 0.6618 | 0.33 | 0.5296 | | |
| 0.7788 | 0.3623 | 0.5359 | | |
| 0.7935 | 0.3658 | 0.5460 | 0.0994 | |
| 0.8119 | 0.37 | | 0.1007 | |
| 0.8597 | 0.38 | | 0.1484 | |
| 0.9152 | 0.39 | | 0.1860 | |

Tabla 12, Valores mínimos, Norma Boliviana del Hormigón Armado

2.9.2. Esfuerzo cortante

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

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

Donde:

τ =Esfuerzo cortante

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

m= Momento estático 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.

3.9.2.1. Cálculo de la armadura transversal

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

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

$$V_{cu} \geq V_d$$

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

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

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

$$V_d > V_{cu}$$

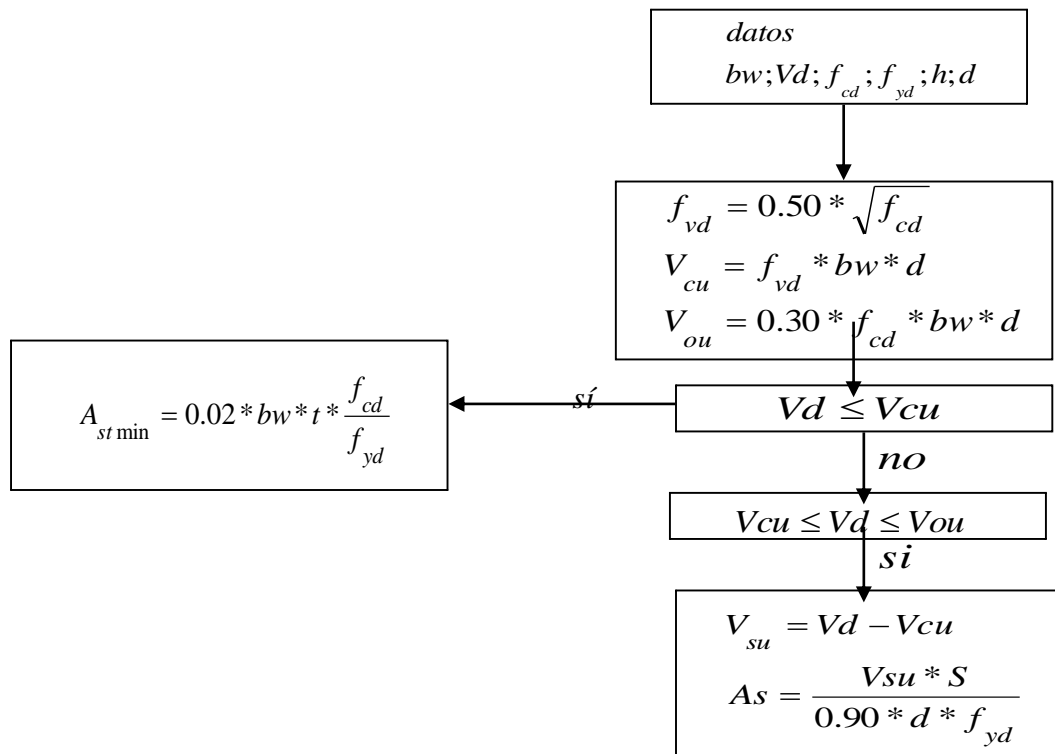
$$V_d = V_{cu} + V_{su} \rightarrow V_{su} = V_d - V_{cu}$$

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

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

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

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



2.10. Columnas

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

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

Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales, y estribos. Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber compresiones en colaboración con el hormigón, tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados.

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

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

2.10.2. Disposición relativa a las armaduras

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

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

2.10.2.1. Armaduras longitudinales

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12cm . 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 pandeo.

Para que el hormigón pueda entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor que 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.

2.10.2.2. Cuantías límites

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, A_1 y A_2 , las siguientes limitaciones:

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

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

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

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

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

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

Dónde:

A_c = 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.

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

N_d =Esfuerzo axial de cálculo

f_{cd} =Resistencia de cálculo del hormigón.

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

2.10.2.3. Armadura transversal

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

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

$$S \leq b_e$$

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

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:

$$S \leq 15\phi$$

Dónde:

ϕ = El diámetro de la barra longitudinal más delgada

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

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.

2.10.3. Pandeo de piezas comprimidas de hormigón armado

2.10.3.1. Ideas previas

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

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

2.10.3.2. Longitud de pandeo

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

La longitud de pandeo ℓ_0 de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en la tabla en función de la sustentación de la pieza.

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

| | |
|--------------|------|
| -Otros casos | 0.90 |
|--------------|------|

Tabla 13, Longitud de pandeo de las piezas aisladas, Norma Boliviana de Hormigón Armado

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

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 esta parte, _siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico puede considerarse intraslacional o debe considerarse traslacional.

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

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

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

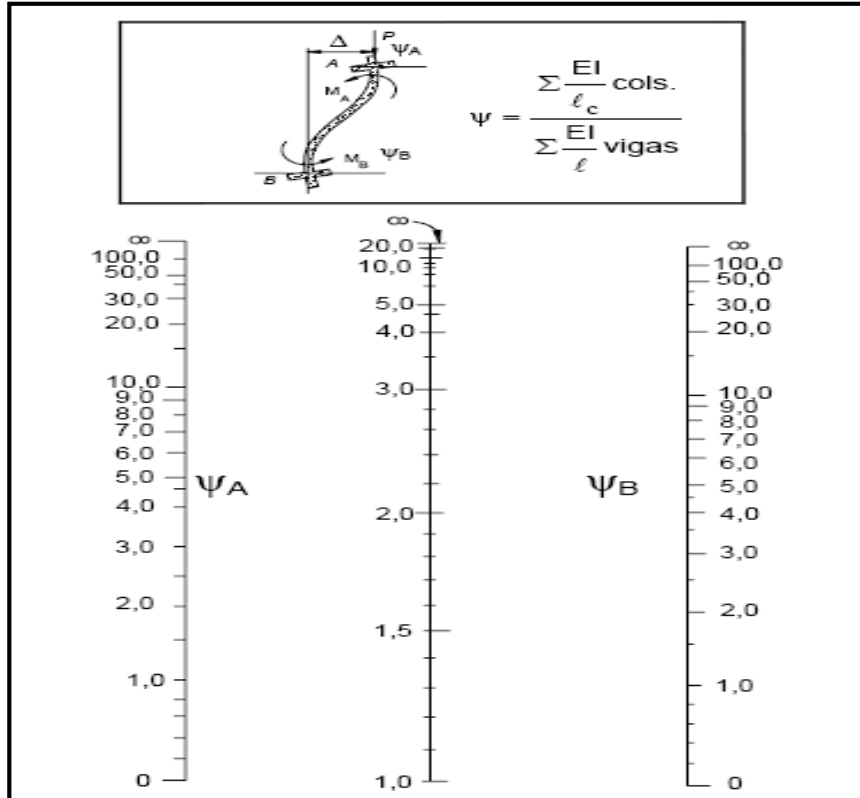


Ilustración 6, Porticos Traslacionales para obtener el valor de k , N.Boliviana de H° A°

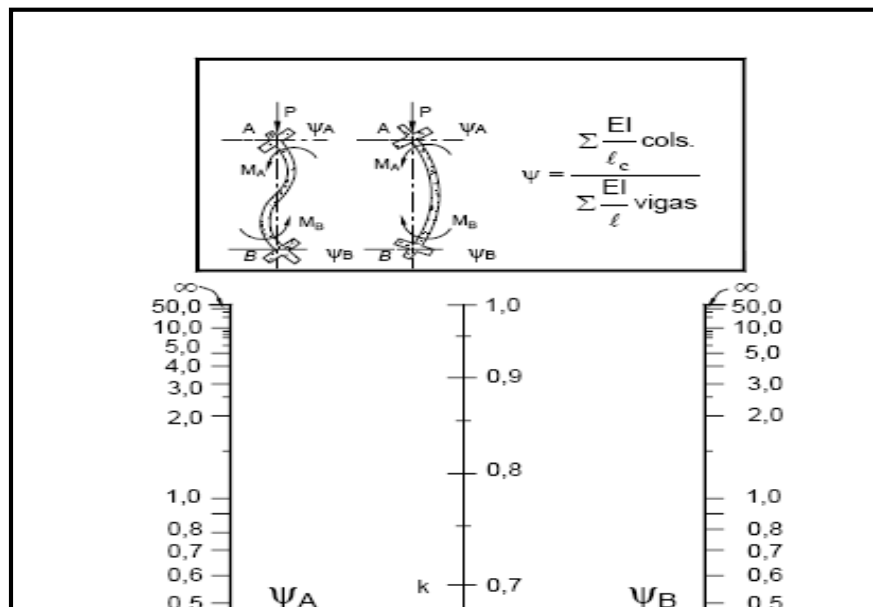


Ilustración 7, Porticos Intraslacionales para obtener el valor de k, N. Boliviana de H° A °

2.10.3.3. Esbeltez geométrica y mecánica

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

Los valores límites para la esbeltez mecánica que recomienda la norma Boliviana de hormigón armado son los que mencionan a continuación:

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

2.10.4. 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 aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.

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

La mayoría de los pilares, pues aunque formen parte de pórticos planos, la acción de viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que 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 registrar el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad y a la ausencia, hasta tiempos recientes, de métodos prácticos para su tratamiento.

2.10.4.1. 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.

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

2.10.4.1.1. Ábacos adimensionales en roseta

Para realizar el cálculo, cuando las piezas que se encuentran sometidas a flexión esviada, se utilizarán los diagramas de interacción adimensionales en flexión recta. Del mismo modo que allí, al variar la cuantía, se obtenía para cada sección un conjunto de diagramas de interacción (N, M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N, M_x, M_y). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos N=cte. En cada hoja pueden agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta). Si además se preparan en forma 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 Nº2 o en el anexo 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 .

2.10.4.1.2. Columnas cortas y largas

Las columnas son elementos axiales que en la mayoría de los casos trabajan sólo a compresión pero ofrecen el problema del pandeo o flexión lateral que hace que pierdan capacidad resistente. Es de esta forma que las columnas pueden clasificarse en:

- Columnas Cortas
- Columnas Largas

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

2.10.4.1.3. Relación de esbeltez

$$\lambda = \frac{l_o}{\sqrt{\frac{I}{A}}} \leq 35 \quad \text{Esbeltez mecánica}$$

$$\lambda = \frac{l_o}{h} \leq 10 \quad \text{Esbeltez geométrica}$$

$$l_o = k \cdot l$$

} La pieza puede considerarse corta

l_o : Longitud de pandeo

i: Radio de giro

k: Coeficiente de pandeo

2.10.4.1.4. Compresión simple

La compresión simple corresponde al caso ideal en que la sollicitación exterior es un esfuerzo normal N que actúa en el *baricentro plástico de la sección*.

En la práctica es muy difícil que se presente una compresión simple, dada la incertidumbre del punto de aplicación del esfuerzo normal. Por esta causa, la mayor parte de las normas recomiendan que las piezas sometidas a compresión se calculen con una excentricidad mínima accidental, o bien que se aumenten convenientemente los coeficientes de seguridad.

Excentricidad mínima de cálculo

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

$$e \geq \begin{cases} h/20 \text{ ó } b/20 \\ 2 \text{ cm.} \end{cases}$$

Donde:

h: Canto total en la dirección considerada

Resistencia del hormigón

De acuerdo con la norma, cuando se trata de piezas de cierta altura hormigonadas verticalmente, la resistencia del hormigón debe rebajarse en un 10 por 100, con el objeto de prever la pérdida que dicha resistencia puede experimentar debido a que, durante el proceso de compactación el agua tiende a elevarse a la parte superior de la pieza.

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

Excentricidad de primer orden

Se tomará como excentricidad de primer orden la correspondiente al extremo de mayor momento

$$e_o = \frac{M}{N_d}$$

Excentricidad ficticia

Para piezas de sección rectangular viene dada por:

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

c: Dimensión de la sección, paralela al plano de pandeo

Excentricidad total

$$e_T = e_o + e_{fic}$$

Armadura Longitudinal

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12 mm. y situarán en las proximidades de las caras del pilar.

Momento reducido.

$$\mu = \frac{N_d \cdot e_T}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}}$$

Axil reducido.

$$v = \frac{N_d}{h \cdot b \cdot f_{cd}}$$

De los ábacos en rosetas (ANEXO) → w

$$A_s = w \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

La armadura mínima es: $A_{s\text{mín}} = 0,008 \cdot A_c$

Siendo A_c : Área de la sección bruta del hormigón

Armadura transversal

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

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

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} * \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \\ 6 \text{ mm} \\ \text{Para atender la necesidad del cálculo} \end{cases}$$

2.11. Estructuras complementarias (escaleras)

2.11.1. Definición

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

2.11.2. Proceso de cálculo

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

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

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

Donde:

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

Cálculo del espesor de la losa de la escalera

$$t = \frac{L_n}{25} = \frac{L_n}{20}$$

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

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

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

Donde:

t= Espesor de la losa de la escalera

Ln= Longitud horizontal de la escalera

h= Proyección vertical de t

hm= Altura media

Cálculo de la carga última

$$q_u = p_p + A_{cab} + s_c$$

Donde:

q_u= Carga última que actúa sobre la escalera

p_p= Peso propio

A_{cab}= Acabados

s_c= Sobrecarga de uso

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

Cálculo del canto útil

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

Donde:

t= Espesor de la losa de la escalera

r= Recubrimiento

Φ= Diámetro del hierro

Cálculo de la armadura positiva

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$
$$A_s = w \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

A_s= Área de armadura positiva

f_c= Resistencia característica del hormigón a los 28 días (kg/cm²)

f_y= Límite de fluencia del acero (kg/cm²)

Disposición de la armadura

$$A_s = \frac{N^{\circ} \text{ barras} \cdot \pi \cdot \phi^2}{4}$$

$$S = \frac{b - 2 \cdot r - \phi}{N^{\circ} \text{ barras} - 1}$$

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

$$\rho_{\min} \quad 0,0018 < \rho < \rho_{\max} \quad 0,0133$$

Donde:

S=espaciamiento entre barras

Refuerzo de momento negativo

$$(-)A_s = \frac{(+)A_s}{2}$$
$$A_{s \min} = 0,0018 * b * d$$
$$A_{s \min} < (-)A_s$$

Refuerzo transversal por temperatura

$$A_{st} = 0.0018 * b * t$$
$$S = \frac{A_\phi}{A_{st}}$$

Donde:

A_{st} =Área de armadura transversal

A_Φ = Área de la barra de hierro

2.12. Fundaciones

2.12.1. Zapatas aisladas

En las zapatas de espesor variable, el canto h_0 en el borde debe ser $h_0 \geq h/3$ y no menor que 25 centímetros. El ángulo de inclinación suele tomarse $\beta \leq 30^\circ$, que corresponde, aproximadamente, al ángulo de talud natural del hormigón fresco, con lo cual podría no ser necesario el empleo de contra encofrado si bien, en este caso, la compactación del hormigón es muy difícil.

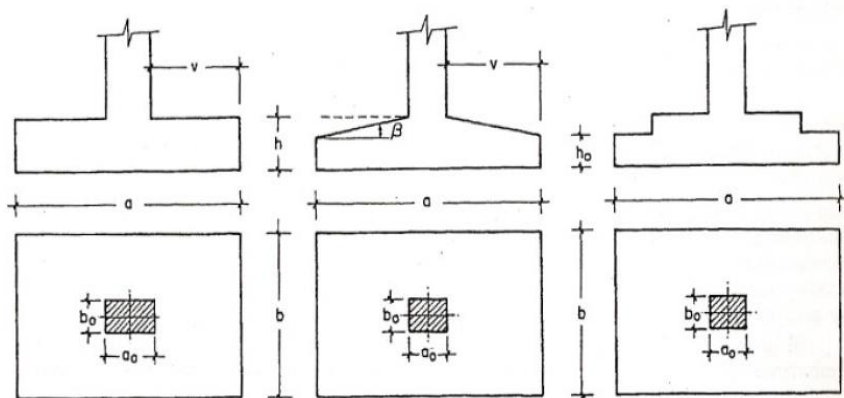


Ilustración 8, Formas típicas de zapatas aisladas, Norma Boliviana del Hormigón Armado

El comportamiento resistente de las zapatas aisladas es muy complejo. Sin embargo, los métodos de cálculo admitidos por las normas son muy seguros ya que están basados en una extensa experimentación.

Tanto las Recomendaciones del Comité Euro-Internacional del Hormigón como la instrucción española y boliviana distinguen entre zapatas rígidas y flexibles. Se consideran como zapatas rígidas aquellas en las que el vuelo v , en ambas direcciones principales, no supera a $2h$, siendo h el canto máximo (ilustración 10). En las zapatas rígidas puede admitirse una distribución plana de las tensiones del terreno. Pero dada su gran rigidez no se cumple la ley de Bernoulli sobre la conservación de las secciones planas del hormigón.

Por el contrario, se consideran como zapatas flexibles aquellas en las que el vuelo v es superior a $2h$, en alguna de las direcciones principales. En este caso la distribución de tensiones del terreno no es plana; y el funcionamiento resistente del hormigón puede considerarse como el de una losa o el de una viga plana.

2.12.1.1. Dimensionamiento de zapatas aisladas con carga centrada

Salvo en el caso de zapatas flexibles apoyadas en terrenos sin cohesión, puede admitirse una distribución uniforme de tensiones. Las dimensiones a y b de la planta de la zapata se determinan en función de la tensión admisible para el terreno, σ_{adm} mediante la ecuación:

$$\frac{N + P}{a * b} = \sigma_{adm}$$

En donde N es la carga centrada de servicio y P el peso propio de la zapata. Al no conocerse inicialmente el valor de P , será necesario operar por tanteos admitiendo, en principio, para el peso propio un valor del orden del 5 por 100 de N .

Cualquiera que sea el tipo de zapata, para el cálculo resistente del hormigón siempre puede considerarse una tensión uniforme del terreno, en favor de la seguridad, pero prescindiendo del peso propio de la zapata, ya que al fraguar el hormigón queda en un estado en el que las tensiones son nulas. Por lo tanto, como acción del terreno sobre la zapata se considera la tensión uniforme, $\sigma_t = N/(a * b)$.

Por razones económicas las zapatas se dimensionan de modo que no necesiten armadura de cortante. Para ello se recomienda, en el caso de zapatas de espesor constante, no adoptar para el canto útil d valores inferiores al mayor de los dos siguientes:

$$\left. \begin{aligned} d_2 &= \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{a_o + b_o}{4} \\ d_2 &= \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{a_o + b_o}{4} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} k &= \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_t} \\ f_{vd} &= 0.5 * \sqrt{f_{cd}} \quad (kp/cm^2) \end{aligned}$$

Con los significados indicados en la figura 2.22 siendo, además, f_{vd} la resistencia convencional del hormigón a cortante, f_{cd} la resistencia de cálculo del hormigón a compresión y γ_f el coeficiente de seguridad de la sollicitación. Estas fórmulas son válidas para zapatas de planta cuadrada o rectangular 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.

2.12.1.2. Determinación de las armaduras de tracción

Realmente, la determinación de las armaduras de tracción de las zapatas rígidas debería hacerse por el método de las bielas y, para las zapatas flexibles, por el método de flexión. Pero dadas las pequeñas diferencias que se obtienen, suele adoptarse el método general de flexión para ambos tipos de zapatas. Por ello son de aplicación las tablas, ábacos y fórmulas simplificadas.

Las armaduras se determinan en las secciones 1-1 y 1'-1', distanciadas de los paramentos del soporte de hormigón, $0,15*a_o$ y $0,15*b_o$, respectivamente (fig. 2.23). El momento de cálculo en la sección 1-1, debido a la carga del terreno $a_l = N/(a*b)$ es:

$$M_{cd} = \frac{\gamma_f * N}{2a} \left(\frac{a - a_o}{2} + 0.15 * a_o \right)^2$$

La armadura correspondiente a esta sección, de dimensiones $b*d$, puede determinarse mediante las tablas o ábacos correspondientes, no debiendo tomarse para d valores mayores que 1,5 v . En el caso más frecuente de aceros de dureza natural resulta muy cómoda la fórmula simplificada:

$$\mu = \frac{M_{cd}}{b*d^2*f_{cd}} \quad \omega = \mu(1 + \mu) \quad U = A * f_{yd} = \omega * b * d * f_{cd}$$

La cuantía mínima, exigida por la norma para el acero a ser utilizado es:

$$\rho \geq 0.0018 \quad \text{acero AE-400}$$

No debiendo adaptarse cantos que requieran cuantías superiores a 0,01 ($\rho \leq 0,01$), por consideraciones de adherencia.

Debe tenerse en cuenta que los cantos útiles, en los dos sistemas de armaduras ortogonales, son distintos. Por otra parte, en las zapatas rectangulares, la armadura paralela al lado mayor se podrá distribuir uniformemente en todo el ancho b . Sin embargo, la armadura paralela al lado menor b se concentrará más en la banda central de ancho $a_1 = b \geq a_o + 2h$

, en la que se dispondrá la fracción $U \cdot 2 \cdot a_1 / (a + a_1)$. El resto se repartirá uniformemente en las dos bandas laterales. Por último, las normas exigen que la sección total de armadura, en una dirección, no sea inferior al 20 por 100 de la correspondiente a la otra dirección.

2.12.1.3. Comprobación a cortante y punzonamiento

Las zapatas dimensionadas de acuerdo con lo indicado en el apartado 1º, no necesitan comprobación a cortante ni a punzonamiento. No obstante, a continuación se indican las comprobaciones preconizadas por la Instrucción española, análogas a las recomendadas por el CEB-FIP, que son las que han servido de base para la determinación de las mencionadas fórmulas de dimensionamiento. De acuerdo con la Instrucción española, como resistencia convencional del hormigón a cortante se adopta el valor, $f_{vd} = 0,5 \cdot (f_{cd})^{1/2}$ (kp/cm²).

2.12.1.4. Zapatas rígidas ($v \leq 2h$, en ambas direcciones)

Cuando el vuelo sea, $v \leq 1,5 \cdot b$, la comprobación se efectúa a punzonamiento por secciones independientes. Así, la sección de referencia 2-2 se sitúa a una distancia $d/2$ del paramento del soporte, su ancho es $b_o + d \leq b$, y su canto $d/2 \leq 1,5 \cdot v/2$.

La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuando, según el área tributaria de la fig. 2.24. a, sea:

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \cdot \frac{(b \cdot b_o + d) \cdot (a - a_o - d)}{4} \leq 2 \cdot f_{vd} \cdot (b_o + d) \cdot d/2$$

Cuando el vuelo sea $v > 1,5 \cdot b$ (zapatas estrechas), la comprobación se efectúa a cortante en la sección de referencia 3-3 (fig. 3.11.b), separada una distancia d del paramento del soporte, de ancho b y canto $d/3$. Debe ser:

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \left(\frac{a - a_o}{2} - d \right) \leq d/3 \cdot f_{vd}$$

2.12.1.5. Zapatas flexibles ($v > 2h$, en alguna dirección principal)

En las zapatas flexibles es necesario efectuar una doble comprobación: a esfuerzo cortante y a punzonamiento. La comprobación a cortante es idéntica a la indicada para las zapatas rígidas en el apartado anterior. Esta comprobación debe efectuarse en la sección 3-3 cuando sea $a - a_o \geq b - b_o$ (fig. 2.24.b); en caso contrario se comprobará en la sección ortogonal.

La comprobación a punzonamiento se efectúa, como en las placas, en la sección crítica A_c formada por las cuatro secciones verticales separadas $d/2$ de los paramentos del soporte (fig. 2.24.a), es decir, en la sección $A_c = 2 \cdot (a_o + d + b_o + d) \cdot d/2$. La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuando sea:

$$\frac{\gamma_f * N}{a * b} (a * b - (a_o + d)(b_o + d)) \leq A_3 * 2f_{vd}$$

Debe llamarse la atención sobre la seguridad de esta última comprobación en el caso de soportes muy alargados ($a_o > 2b_o$). El Código ACI-318 adopta para la resistencia a punzonamiento, en este caso, el valor:

$$f_{yd} = 0.5 \left(1 + \frac{2b_o}{a_o} \right) * \sqrt{f_{cd}}$$

Evidentemente menor que el correspondiente a la norma Boliviana e Instrucción española.

$$f_{yd} = 2f_{cd} = \sqrt{f_{cd}}$$

2.12.1.6. Comprobación de adherencia.-

La comprobación de adherencia se efectúa en las mismas secciones de referencia, 1-1 y 1'-1', tornadas para la flexión (fig.3.10.). En el caso de soportes de hormigón, el cortante de cálculo en la sección 1-1 es:

$$V_d = \frac{Y_f * N}{a} \left(\frac{o - a_o}{2} \right) + 0.15 * a_o$$

La armadura se encuentra en buenas condiciones de adherencia cuando sea:

$$Y_b = \frac{Y_d}{0.9 * d * n * \pi * \phi} = f_{cd} = k * \sqrt[3]{f_{cd}}$$

En donde n es el número de barras de diámetro ϕ , y k una constante con el valor $k=0,95$ para las zapatas rígidas, y $k = 2,00$ para las flexibles.

2.12.2. Zapata combinada, Zapata continua bajo pilares

Son aquellas fundaciones que soportan más de una columna. Se opta por esta solución cuando se tienen dos columnas muy juntas y al calcular el área necesaria de zapata para suplir los esfuerzos admisibles sobre el suelo nos da que sus áreas se montan.

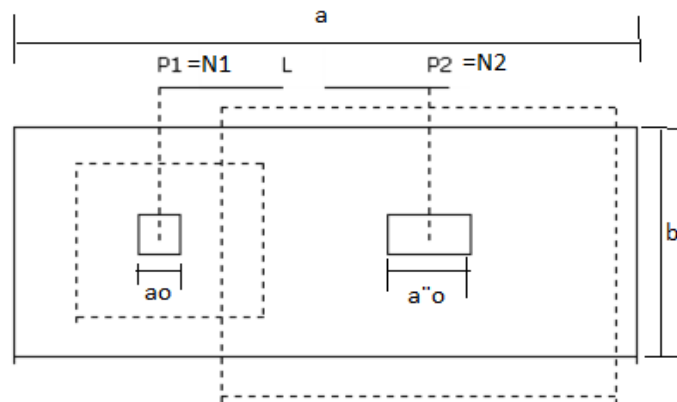


Ilustración 9, Esquema de zapata aislada, Libro José Calavera Estructuras de cimentación

También se puede construir una fundación combinada en el caso de que una de las columnas sea medianera y se quiera amarrar con una de las fundaciones interiores, note que aquí la misma zapata cumpliría la función de viga de fundación.

Otro caso de fundaciones combinadas es cuando soportan más de dos columnas. Se puede dar cuando el esfuerzo admisible es pequeño y se requiere una gran área de fundación. La combinación puede cubrir columnas de un solo eje y se convierte en fundación alargada. Si se reúnen todas las columnas de una edificación se convierte en losa de fundación.

a. Fundaciones combinadas para dos columnas:

La forma y dimensiones de las fundaciones salen de igualar las ecuaciones de posición de la resultante con el centroide de la fundación. Por ejemplo en el caso de fundación rectangular al igualar estas ecuaciones podemos despejar L. Una vez determinado esta dimensión podemos conocer B por medio de la ecuación de esfuerzos admisibles del suelo:

$$B = \frac{\sum \text{Cargas de las columnas y del peso propio de la fundación}}{\alpha \text{ dimisible del suelo} * L}$$

Si el lado L tiene alguna restricción particular, caso de medianería, y la dimensión hallada es mayor que la disponible, entonces tenemos que recurrir a cambiar la forma de la fundación, ya sea por formas trapezoidales o compuestas. En estas formas toca resolver las ecuaciones colocando el valor máximo de L permitido y asumiendo un valor ya sea de B1 o B2 y encontrando el otro.

Para el diseño de estas zapatas se sigue la misma metodología de las zapatas con viga de fundación, o sea se construye un diagrama de momentos y cortante en el sentido largo de la fundación y se calcula refuerzo y verifica corte con esos diagramas; para el sentido corto se resuelve el problema como si fuera una fundación simple. Se debe tener en cuenta que en realidad los esfuerzos se reparten en las zonas cercanas a las columnas, entonces se coloca refuerzo de voladizo en el sentido corto en una zona con líneas a 45 grados a partir del eje de columna, en la zona que no abarcan estas líneas, o sea la central, se coloca refuerzo mínimo.

2.12.2.1. Proceso de cálculo de zapata combinada

la cimentación común a dos soportes se llama zapata combinada. Su planta suele ser rectangular y su centro de gravedad debe coincidir con el punto de paso de la resultante de las cargas de soportes. El canto de estas zapatas debe ser suficientemente grande para dar rigidez al conjunto y poder admitir una presión uniforme del terreno.

a) las dimensiones en planta de la zapata pueden determinarse por tanteos en función de la presión admisible del terreno, admitiendo, en principio, un peso de la cimentación del orden del 10 % de la carga total N_1+N_2 de los soportes.

b) La armadura longitudinal de flexión se determina considerando la zapata como una viga apoyada en los dos soportes, con dos voladizos, sometida a la carga del terreno

$$\sigma_t = (N_{1d} + N_{2d}) / (a * b)$$

esta armadura se distribuirá uniforme mente en todo el ancho de la zapata.

c) La armadura de sección transversal, en el caso de las zapatas de sección rectangular, se determina considerando dos voladizos de vuelo $b/2$, sometidos a la carga del terreno σ_t : es decir a partir del momento:

$$M_d = (b/8) * (N_{1d} + N_{2d})$$

La armadura total corresponde a este momento se dispondrá concentrada en las dos zonas centradas bajo los soportes de anchos $b < a_o + 2h$ y $b < a_l + 2h$, respectivamente en las tres zonas de la planta de la zapata se dispondrá una armadura igual al 20% de la longitudinal.

d) la comprobación a cortante o punzonamiento se efectuara conforme a los criterios establecidos para zapatas centradas.

2.12.3. Muro de contención

Es frecuente encontrarse con el problema de tener que establecer dos niveles geométricos de servicio a distinta cota y próximos entre sí. Este desnivel puede establecerse de modo suavizado mediante un talud, o bien puede obtenerse disponiendo un cambio brusco con discontinuidad vertical. Esta última solución se impone frecuentemente debido a la pérdida de espacio que supone la ejecución de un talud, o por las condiciones de seguridad para las obras situadas en el nivel superior.

El terreno superficial no suele tener, en general, resistencia suficiente para soportar una discontinuidad vertical, por lo que se hace necesario disponer de una obra de fábrica, o de hormigón entre los dos niveles de servicio que asegure la resistencia y el funcionamiento del conjunto. La misión del muro, por tanto es servir de elemento de contención de un terreno, que en ocasiones es un terreno natural y en otras un relleno artificial, o de elemento de contención de un material almacenable. Además, en ciertos casos el muro desempeña una segunda misión, que es la de transmitir cargas verticales al terreno, desempeñando también la función de cimiento

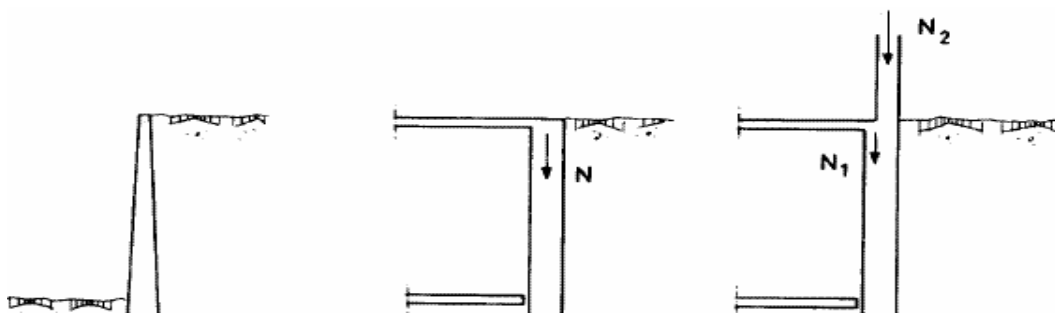


Ilustración 10, Tipos de esfuerzo en una zapata, Estructuras de cimentación

Se trata de estructuras de hormigón en masa en las que la contención de tierras y la estabilidad del conjunto se consiguen por su propio peso. Su principal ventaja es que no van armados, pero como contraposición, precisan para su construcción de un mayor volumen de hormigón, por lo que en general, atendiendo al criterio económico, pocas veces resulta adecuado su empleo, salvo para estructuras de poca altura y con poca longitud. En cuanto al tipo de cimentación, en el caso de que posean puntera se mejora la estabilidad pues avanza el eje de giro del muro, avanzando el eje estabilizante, como contraposición en éste caso, la disposición de la puntera exigirá un estudio cuidadoso para asegurarnos que no se supere la resistencia del hormigón en masa a tracción.

2.12.3.1. Empuje de terreno

Estados límite

Estado activo: si eliminamos el terreno situado a la izquierda de la pantalla, esta se verá sometida a las tensiones que había antes a la derecha, pero con el inconveniente de no existir terreno a la izquierda para mantener el equilibrio, con lo que la pantalla tenderá a moverse bajo las tensiones iniciales – o empujes iniciales -, por lo que el terreno de la derecha experimentará una relajación. Como consecuencia de esta relajación disminuirán las tensiones horizontales en el terreno próximo a la pantalla hasta alcanzar unos valores permanentes σ_{Ha} , correspondientes a un estado llamado *Estado activo*.

Estado pasivo: por el contrario, si hubiésemos movido la pantalla hacia el terreno de la derecha, las presiones sobre la línea AA' aumentarían, debido a la reacción del terreno que se opone al movimiento. También llegaríamos a un estado de tensiones permanente, σ_{Hp} correspondiente a un *Estado pasivo*.

2.12.3.2. Estabilidad del elemento

a) Seguridad a deslizamiento

La fuerza que produce el deslizamiento es la componente horizontal del empuje activo PH . Las fuerzas que se oponen al deslizamiento son el rozamiento entre la base del muro y el terreno de cimentación y el eventual empuje pasivo Ep frente a la puntera del muro. La fuerza que se opone al deslizamiento viene dada por la siguiente expresión:

$$R = (N + Pv) * \mu + Ep$$

Donde:

- N' : resultante de los pesos del muro y las zonas de terreno situadas verticalmente sobre la puntera y el talón (zonas 1, 2, 3).
- PV : Componente vertical del empuje activo.
- μ : Coeficiente de rozamiento entre suelo y hormigón. En general será el resultado del correspondiente estudio geotécnico. A falta de datos más precisos, puede tomarse $\mu = \tan \phi$, siendo ϕ , el ángulo de rozamiento interno del terreno base. En la tabla 11.6., tomada de Calavera, se indican valores del coeficiente de rozamiento para algunos tipos de suelo.
- E_p Empuje pasivo frente a la puntera del muro.

| Tipo de suelo | Coeficiente μ |
|---------------------------------|-------------------|
| Arenas sin limos | 0,55 |
| Arenas limosas | 0,45 |
| limos | 0,35 |
| Roca sana con superficie rugosa | 0,60 |

Tabla 14, Coeficientes de rozamiento (μ) entre el suelo y el hormigón, libro José Calavera

El coeficiente de seguridad a deslizamiento viene dado por la siguiente expresión:

$$C_{sd} = \frac{F_{estabilizante}}{F_{desestabilizante}} = \frac{(N' + Pv)\mu + E_p}{P_H}$$

b) Seguridad a vuelco

Como se aprecia el vuelco del muro está producido por el empuje horizontal. Despreciando el empuje pasivo en la puntera, el coeficiente de seguridad a vuelco se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$C_{sv} = \frac{M_{estabilizante}}{M_{desestabilizante}} = \frac{N' \left(\frac{a'}{2} - e_p \right)}{[P_H(H - Y)] - [Pv \left(\frac{a'}{2} - x \right)]} \geq 1,8$$

N' : resultante de los pesos del muro y las zonas de terreno situadas verticalmente sobre la puntera y el talón (zonas 1, 2 3) en la figura 11.24.

PV: componente vertical del empuje activo.

PH: componente horizontal del empuje activo.

e_p : excentricidad de N' respecto al punto medio de la base del cimiento. Se introduce en la fórmula con su signo, siendo positiva si cae del lado de la puntera del muro.

x : excentricidad del punto de aplicación de PV , respecto al punto medio de la base del cimiento. Se introduce en la fórmula con su signo, siendo positiva si cae del lado de la puntera del muro.

y : profundidad del punto de aplicación del empuje activo.

CAPÍTULO III: INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Estudios Preliminares

Dentro de este capítulo se mostrarán los resultados obtenidos de todo el marco teórico.

3.2. Levantamiento Topográfico

El plano del levantamiento topográfico fue otorgado por la H.A.M. de Padcaya, el terreno cuenta con una superficie útil de 15.174,92 m² que es en su mayoría topográficamente cuenta con desniveles que de consideración tomando la parte sur con nivel 0,0 m cota 1.899 msnm hasta llegar al nivel +4,0 m cota 1.903msnm al norte, es por esta razón que se va a realizar un muro de contención en este sector para protección de la estructura y proporcionar un acceso confiable.

3.3. Análisis del Ensayo de Suelo

Para la determinación de la capacidad portante del suelo, se realizó el ensayo del ensayo del “S.P.T” en el área del proyecto. Dicho ensayo se realizó en tres Pozos, conjuntamente con el municipio de Padcaya ubicadas en lugares estratégicamente en medio del terreno, con una profundidad de 2,00 m.

Para mayor confiabilidad y se realizó nuevamente el estudio de suelos en un pozo a una profundidad de 2,80 m dando características similares a los demás pozos.

También se extrajo el material necesario para realizar los ensayos correspondientes, para la clasificación del suelo obtenido.

El tipo de suelo es GP, según la clasificación del Sistema Unificado.

Resistencia admisible: 2,30 Kg/cm².

Se tomó la resistencia admisible de menor resistencia en este caso fue el pozo N° 1 ver en anexo 1

| Pozo | Profundidad | N° | Resistencia |
|------|-------------|--------|--------------------------------|
| N° | M | Golpes | $\sigma_{adm}(\text{kg/cm}^2)$ |
| 1 | 2,00 | 10 | 2,30 |
| 2 | 2,80 | 14 | 2,64 |
| 3 | 2,00 | 12 | 2,48 |

Tabla 1, Capacidad portante del suelo en los distintos pozos, Elaboración propia

También se realizó el estudio de suelo para determinar el peso específico para el diseño del muro de contención dando como resultado:

El peso específico relativo de la muestra es de 1,944 g/cm³ (Ver anexos)

3.4. Diseño Arquitectónico

El diseño arquitectónico fue proporcionado por la H. A. M. de Padcaya y consta de los siguientes ambientes: Planta baja: Estacionamiento, Comedor, Dormitorio, Deposito, Cocina, Estar, Baño varones, Baño mujeres, Celda. Primer piso: Sala de reuniones, Oficina FELCV, Oficina FELCC, Policía Caminera, Informaciones, Archivos, Oficina guardia, Radio comunicación, Terraza, Área pública, Baño mujeres, Baño varones, Deposito, Pasillo. Segundo piso: Dormitorio varones, Dormitorio mujeres, Estar personal, Dormitorio oficiales, Dormitorio guardia, Área restringida, Deposito antimotines. Algunas dimensiones de los planos, fueron modificados para poder optimizar el funcionamiento estructural.

En cuanto a funcionalidad los ambientes tienen buena disposición y comodidad en cuanto a dimensiones, la escalera cuenta con 2,40 m., espacio óptimo para la circulación y de la misma manera los pasillos ya que cuentan con 2,40 m.

3.5. Datos del proyecto

3.5.1. Descripción del modelo estructural

- **Fundaciones:** las fundaciones del edificio están compuestas por zapatas aisladas céntricas y una zapata combinada a una profundidad de 2 metros, con una resistencia admisible en el suelo de 2,3 kg/cm²
- **Muro de contención:** El muro de contención realizado es de sección en T compuesta de Hormigón Armado y de una longitud de 25,40 metros y altura de 6,40 metros.
- **Columnas:** Está compuesta de columnas de sección cuadrada.
- **Vigas:** Están compuestas de vigas rectangulares, la luz mayor se tiene de 6,5 m.
- **Losas:** Están constituidos por losas alivianadas con viguetas pretensadas y losas plana reticular previo análisis económico y técnico de los entrepisos o forjados de losa nervurada reticular y losa alivianada.
- **Cubierta:** Está constituido por estructura metálica, con cubierta de calamina galvanizada.
- **Normas aplicadas:** En el cálculo de diseño se aplicaron las normas y reglamentaciones del Código Boliviano del Hormigón Armado (CBH-87). Además del Manual de Diseño AISC – LRFD.

Valores de los parámetros de cálculo asignados al programa.

El programa que se utilizó en este proyecto ordenador y los valores que se consideraron para el cálculo son:

Cubierta Metálica

La cubierta fue calculada siguiendo con el método LRFD para metales.

El material de la cubierta es de perfiles metálicos de las siguientes características:

- Límite de fluencia = $F_y = 2.530 \text{ Kg/cm}^2$
- Límite de ruptura = $F_r = 4.080 \text{ Kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad = $E = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$

Estructura de hormigón armado

Toda la estructura de hormigón armado fue calculada siguiendo la normativa boliviana CBH-87.

En toda la obra, tanto para el diseño de zapatas, columnas y vigas se emplea un hormigón y un acero de las siguientes características:

- Hormigón con una resistencia $f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2$
- Acero con una resistencia $f_{yk} = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$

Las cargas que se tomaron en cuenta y que fueron introducidas al programa son:

Peso de muro

- Muro planta baja exterior = 766 Kg/m
- Muro primer y segundo piso exterior = 706 Kg/m
- Muro interior = 455 Kg/m

Carga viva de la losa:

- $CV = 300 \text{ Kg/m}^2$ (Oficinas públicas)
- $CV = 400 \text{ Kg/m}^2$ (Escaleras)
- $CV = 100 \text{ Kg/m}^2$ (AZOTEA)

Esquema de la estructura de hormigón armado:

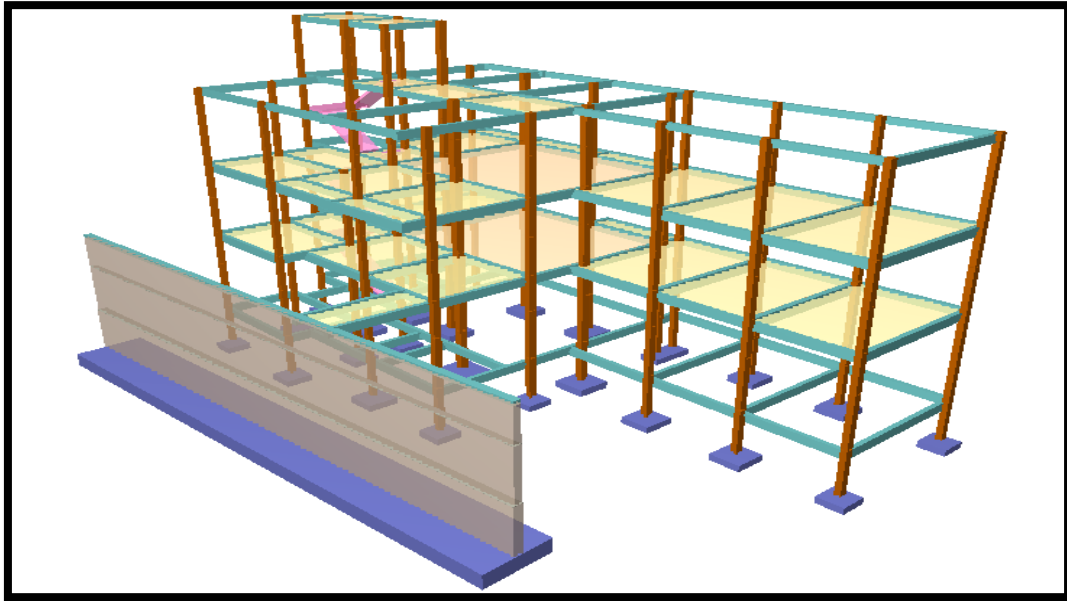


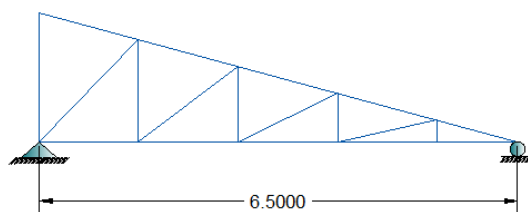
Ilustración 1, Esquema de la estructura, Elaboración propia

3.6. Diseño de la cubierta

La cubierta calculada y diseñada está conformada por cerchas con elementos de perfil metálico, siguiendo la normativa ASIC método LRFD para estructuras metálicas.

Se presentan dos tipos de cubiertas y a continuación se muestra un esquema de las cerchas que las conforman:

CERCHA TIPO I



CERCHA TIPO II

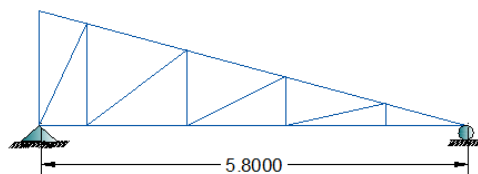


Ilustración 2, Tipos de cercha, Elaboración propia

El análisis del cálculo estructural se realizó mediante ordenador CYPE CAD 2012.

3.6.1 Diseño de cercha metálica tipo I

Datos:

| | |
|--|--|
| Pp: 3,3 kg/m ² | Peso del material de la cubierta (calamina galvanizada). |
| L _r : 100 kg/m ² | Sobrecarga de uso. |
| h: 1,60 m | Altura de la cercha de diseño. |
| L: 6,5 m | Longitud de la cercha del tipo I. |
| V: 34,72 m/s | Velocidad del viento. |
| S: 4,15 m | Separación de las cerchas |

3.6.1.1 Especificaciones de la calamina galvanizada

- Longitud total = 3 m
- Longitud a requerimiento, forma de calamina ondulada, (Fuente: Sucursal Fabricación de calaminas en la ciudad de Tarija Av. Froilán Tejerina Esq. G. Silvetty “
- Ancho = 0,9 m.
- La pendiente para cubiertas de calamina está entre $5^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$

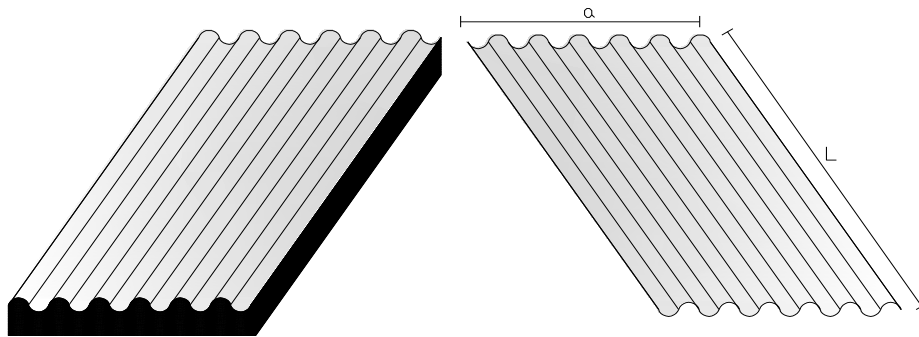


Ilustración 3, Cubierta calamina galvanizada N°28, Elaboración propia

3.6.1.2. Especificaciones de la cercha

- Ángulo de inclinación = 15,07°
- Longitud de la cercha = 12,4 m

La separación de las cerchas es de 4,15 m, con un espaciamiento de correas de 1,40 m dada las condiciones del tipo de cubierta

3.6.1.3. Cargas que actúan en la cercha

Para lograr la carga que actúa en el nudo debido al peso propio de la cercha, correa y sobrecarga de diseño, se cuenta con los siguientes datos:

- Peso propio de la cercha (asumido) = 25 kg/m²
- Peso propio de la correa = 5 kg/m²
- Sobrecarga de diseño: Sobrecarga de uso para mantenimiento = 100 kg/m²
- Presión dinámica del viento $P = V^2/16$

➤ **NOTA:** *Está claro que la carga de granizo no actuará al mismo tiempo que la sobrecarga de uso, por lo que se adopta el mayor de los dos.*

❖ **Factores de carga.-** Combinaciones usuales de carga consideradas según el manual LRFD:

$$U = 1,4 D \quad (\text{Ecuación A4-1 del LRFD})$$

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad (\text{Ecuación A4-2 del LRFD})$$

$$U = 1,2 D + 1,6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (1,0 L \text{ o } 0,8 W) \quad (\text{Ecuación A4-3 del LRFD})$$

$$U = 1,2 D + 1,0 E + (1,0 L \text{ o } 0,2 S) \quad (\text{Ecuación A4-5 del LRFD})$$

$$U = 1,2 D + 1,3 W + 1,0 L + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad (\text{Ecuación A4-4 des LRFD})$$

$$U = 0,9 D \pm (1,3 W \text{ o } 1,0 E) \quad (\text{Ecuación A4-6 des LRFD})$$

Donde:

U: Carga última

D: Cargas muertas

L: Cargas vivas

Lr: Cargas vivas en techos

S: Cargas de nieve

R: Carga inicial de lluvia o hielo

W: Carga de Viento

E: Sismo

La sollicitación máxima del elemento se obtiene de la combinación de carga más desfavorable.

3.6.1.4. Diseño de la correa

❖ **Considerando el diseño por flexión asimétrica**

❖ **Descomposición de cargas.-** Las cargas que se toman en cuenta para el diseño de correas son: Peso de la cubierta de $3,3 \text{ kg/m}^2$, peso propio de 5 kg/m^2 y la sobrecarga de 100 kg/m^2 .

➤ $D = 3,3 + 5 = 8,3 \text{ kg/m}^2$

$$D_x = 8,3 * \text{Cos } 15,07 = 8,01 \text{ kg/m}^2$$

$$D_y = 8,3 * \text{Sen } 15,07 = 2,16 \text{ kg/m}^2$$

- $L_r = 100 \text{ kg/m}^2$
 $L_x = 100 * \text{Cos } 15,07 = 96,56 \text{ kg/m}^2$
 $L_y = 100 * \text{Sen } 15,07 = 25,99 \text{ kg/m}^2$
- $W = -58,62 \text{ kg/m}^2$
 $W_x = -56,6 \text{ kg/m}^2$
 $W_y = -15,24 \text{ kg/m}^2$

Por lo tanto las consideraciones de cargas a usarse en la combinación son las siguientes:

| COMBINACIÓN DE CARGA EN (X) | CARGA MUERTA "D _x " | CARGA EN TECHO "L _r _x " | CARGA DE VIENTO "W _x " | CARGA CRÍTICA "U _x " |
|--|--------------------------------|---|-----------------------------------|---------------------------------|
| | Kg/m ² | Kg/m ² | Kg/m ² | Kg/m ² |
| $U_x = 1,4 D_x$ | 8,01 | 96,56 | -56,6 | 11,21 |
| $U_x = 1,2 D_x + 0,5 L_{rx}$ | | | | 57,89 |
| $U_x = 1,2 D_x + 1,6 L_{rx} + 0,8 W_x$ | | | | 118,83 |
| $U_x = 1,2 D_x + 0,5 L_{rx} + 1,3 W_x$ | | | | 15,69 |
| $U_x = 0,9 D_x - 1,30 W_x$ | | | | 80,79 |

Tabla 2, Cargas critica de la correa eje (x), Elaboracion propia

Se obtiene la carga última $U_x = 118,83 \text{ kg/m}^2$

| COMBINACIÓN DE CARGA EN (Y) | CARGA MUERTA "D _y " | CARGA EN TECHO "L _r _y " | CARGA DE VIENTO "W _y " | CARGA CRÍTICA "U _y " |
|--|--------------------------------|---|-----------------------------------|---------------------------------|
| | Kg/m ² | Kg/m ² | Kg/m ² | Kg/m ² |
| $U_y = 1,4 D_y$ | 2,16 | 25,99 | -15,24 | 3,02 |
| $U_y = 1,2 D_y + 0,5 L_{ry}$ | | | | 15,59 |
| $U_y = 1,2 D_y + 1,6 L_{ry} + 0,8 W_y$ | | | | 31,98 |
| $U_y = 1,2 D_y + 0,5 L_{ry} + 1,3 W_y$ | | | | 4,225 |
| $U_y = 0,9 D_y - 1,30 W_y$ | | | | 21,756 |

Tabla 3, Carga critica en de la correa eje (y), Elaboración propia

Se obtiene la carga última $U_y = 31,98 \text{ kg/m}^2$

❖ **Carga lineal sobre la correa:**

$$Q_{uy} = 31,98 \text{ kg/m}^2 * 1,40 \text{ m} = 44,77 \text{ kg/m}$$

$$Q_{ux} = 118,83 \text{ kg/m}^2 * 1,40 \text{ m} = 166,36 \text{ kg/m}$$

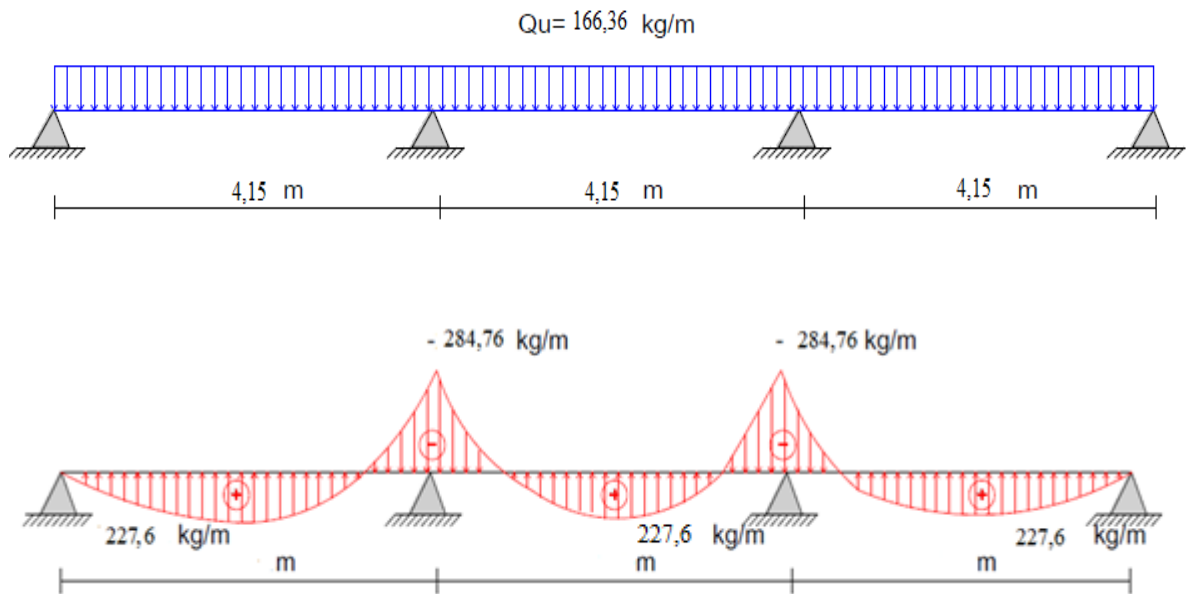


Ilustración 4. Momentos flectores, Elaboración propia

Momento último.- Se obtiene el momento máximo en cada uno de los ejes.

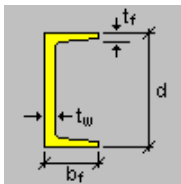
$$M_{ux} = 284,76 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{uy} = 71,59 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Se toma en cuenta el mayor de los dos momentos calculados para la selección del perfil.

$$Z_x \geq \frac{M_{ux}}{\theta_b \cdot F_y} = \frac{28.476}{0,9 \cdot 2.530} = 12,50 \text{ cm}^3$$

Sección C 90 x 50 propiedades.-



- $b_f = 5 \text{ (cm)}$ Ancho
- $d = 9 \text{ (cm)}$ Altura o profundidad
- $t_f = 0,55 \text{ (cm)}$ Espesor de ala
- $t_w = 0,40 \text{ (cm)}$ Espesor de alma

- Área = $8,15 \text{ (cm}^2\text{)}$ Área bruta de la sección.
- $I_x = 150,5 \text{ (cm}^4\text{)}$ Inercia alrededor del eje local 3.
- $I_y = 45,86 \text{ (cm}^4\text{)}$ Inercia alrededor del eje local 2.
- $Z_y = 9 \text{ (cm}^3\text{)}$ Módulo de sección superior respecto al eje local 2.
- $Z_x = 28 \text{ (cm}^3\text{)}$ Módulo de sección superior respecto al eje local 3.

Momento nominal:

$$M_{nx} = \Phi_b F_y \cdot Z_x = 63.756 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{ny} = \Phi_b F_y \cdot Z_y = 20.493 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

Verificando la resistencia:

$$\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right) \leq 1$$

Donde ϕ_b es un factor de resistencia según LRFD de valor 0,9 para vigas que están sometidas a flexión), se encuentra en la tabla 12 del marco teórico

$$\left(\frac{28.476}{0,9 \cdot 63.756} + \frac{7.159}{0,9 \cdot 20.493} \right) \leq 1$$

0,85 \leq 1 !!OK Cumple la resistencia!!

Separación permisible entre cerchas

$$L \text{ (m)} = 4,15$$

Verificando a deflexión en “x”:

$$f_{max} = \frac{L}{360} = \frac{415}{360} = 1,15 \text{ cm} ; \quad \frac{L}{300} = \frac{415}{300} = 1,38 \text{ cm}$$
$$f = 1,15 \text{ cm} < 1,38 \text{ cm} \quad \text{OK}_i$$

Verificando a deflexión en “y”:

$$f = 0,98 \text{ cm} < 1,38 \text{ cm} \quad \text{OK}_i$$

Las cargas que actúan en la cercha son las siguientes:

$$\text{Carga de viento: } W = -58,62 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga muerta: } D = 30 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga de uso: } L_r = 100 \text{ kg/m}^2$$

Según el método LRFD se manejarán las siguientes combinaciones de cargas:

Por lo tanto la carga que actúa sobre los nudos, debido al peso propio de la cercha, correas y sobrecarga de diseño será: 149,10 Kg/m²

La carga total que actúa sobre los nudos es; 149,10 Kg/m² + 3,3 Kg/m² = **152,4 Kg/m²**

Carga actuante debido al cielo falso.- La carga debido al cielo falso es una carga distribuida y se la debe idealizar de tal forma que actúe como una carga equivalente en los nudos.

Por lo tanto las cargas puntuales debido al cielo falso serán:

$$P_1 = 103,7 \text{ kg/m} * 1,10 / 2 = 57,04 \text{ kg}$$

$$P_2 = 103,7 \text{ kg/m} * (1,10 / 2 + 1,35 / 2) = 127,03 \text{ kg}$$

$$P_3 = 103,7 \text{ kg/m} * (1,35 / 2 + 1,35 / 2) = 140,00 \text{ kg}$$

$$P_4 = 103,7 \text{ kg/m} * (1,35 / 2 + 1,35 / 2) = 140,00 \text{ kg}$$

$$P_5 = 103,7 \text{ kg/m} * (1,35 / 2 + 1,35 / 2) = 140,00 \text{ kg}$$

$$P_6 = 103,7 \text{ kg/m} * (1,35 / 2) = 70,00 \text{ kg}$$

Todas las cargas antes mencionadas quedan idealizadas de la siguiente manera sobre la cercha metálica:

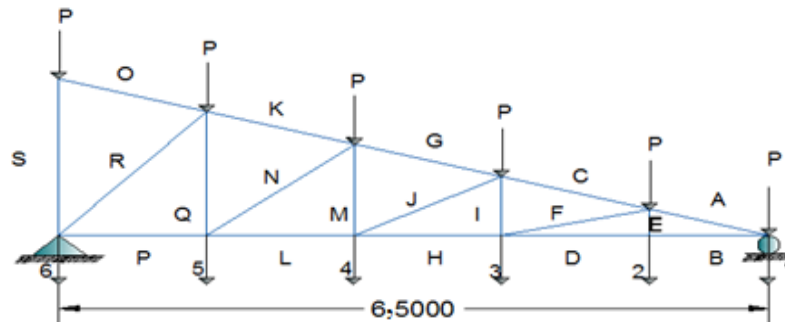


Ilustración 5, Cargas actuantes sobre la cercha metálica, Elaboración propia

| BARRA | UNIDAD | F. AXIAL |
|-------|--------|-----------|
| A | Kgf | -8.162,02 |
| B | Kgf | 7.881,37 |
| C | Kgf | -6.008,19 |
| D | Kgf | 7.881,37 |
| E | Kgf | 127,03 |
| F | Kgf | -2.128,43 |
| G | Kgf | -3.983,72 |
| H | Kgf | 5.801,60 |
| I | Kgf | 592,53 |
| J | Kgf | -2.174,20 |
| K | Kgf | 1.986,70 |
| L | Kgf | 3.846,74 |
| M | Kgf | 1.091,66 |
| N | Kgf | -2.417,46 |
| O | Kgf | 0,00 |
| P | Kgf | 1.918,39 |
| Q | Kgf | 1.597,93 |
| R | Kgf | -2.747,51 |
| S | Kgf | -443,48 |

Tabla 4, Esfuerzos internos de compresión y tracción, Elaboración propia

Comprobación manual de la cercha tipo I

Se analizará la cercha de tipo I, para ello se tomará en cuenta aquél elemento más desfavorable y la posición en la que se encuentra.

Diseño de miembros a compresión

Miembros a tracción: Cordones inferiores y parantes

Diseño cordón inferior

Se verificará con el cordón inferior más solicitado

DATOS:

Miembro= B

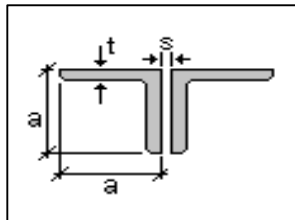
El material utilizado es acero de calidad estructural.

Según la Norma ASTM 1011-A36:

| | | |
|----------------------------------|-------------------|------------------------------|
| Fy (kg/cm ²) = 2.530 | Fy (Ksi) = 36,00 | límite de fluencia |
| Fr (kg/cm ²) = 4.080 | Fr (Ksi) = 58 | límite de ruptura |
| Pu (Kg) = 7.881,37 | Pu (kip) = 17,38 | Solicitación a compresión |
| E (kg/cm ²) = 29.000 | E (Ksi) = 2100000 | Modulo elasticidad del acero |
| L (cm) = 110 | | Longitud de la barra |

Propiedades geométricas de la sección

Perfil escogido: 2L 50X50X3



| | | |
|--------------|------------|--------------------|
| Altura | (a) = 5 | (cm) |
| Ancho de ala | (a) = 5 | (cm) |
| Separación | (s) = 0,5 | (cm) |
| Espesor | (t) = 0,3 | (cm) |
| Área | (A) = 5,82 | (cm ²) |

Inercia en el eje Ix = 14,30 (cm⁴)

Inercia en el eje Iy = 34,46 (cm⁴)

Radio de giro $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$

$$r_x = 1,57 \text{ cm} \quad ; \quad r_y = 2,43 \text{ cm}$$

Condiciones que debe de cumplir: factores de resistencia según LRFD para elementos a tensión $\phi_1=0,90$ y $\phi_2=0,75$

Verificando con la sección elegida:

$$\frac{1 \times 110}{1,57} \leq 300 \quad 70,06 < 300 \quad \text{OK!!}$$

Rigidez permitida en tracción:

$$f_{t1} = \frac{P_u}{A_{Bruta}} \leq \phi_1 \cdot F_y$$

$$1.354195 \text{ kg/cm}^2 < 2.277 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK!!}$$

Esfuerzo permisible:

Resistencia por Ruptura.

$$\lambda_{\max} = \frac{1 \times 113}{1,57} = 71,97 < 200$$

OK!!

Definición de frontera entre columna elástica e inelástica:

$$\lambda_c = \frac{K l}{r_{\min} \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \lambda_c = 0,795 < 1,5 \quad \text{Columna Intermedia o Corta}$$

Esfuerzo crítico para el elemento:

Verificando solicitaciones.- se debe de cumplir que: $P_u \geq P_{u(sol)}$

Calculo de la resistencia normal de compresión:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \quad 9.606,75 \text{ kg}$$

Calculo de la suma de cargas factorizadas:

$$P_u = \phi_c \cdot P_n \quad 8.162,02 \text{ kg}$$

$$9.606,75 \text{ kg} > 8.162,02 \text{ kg} \quad \text{OK!!}$$

Diseño diagonal

Se verificará con la diagonal más solicitada

Datos:

Miembro= R

El material utilizado es acero de calidad estructural.

$$P_u \text{ (Kg)} = -2.747,51$$

$$P_u \text{ (Kip)} = -6,06$$

Solicitud a compresión

$$L \text{ (cm)} = 194,61$$

Longitud de la barra

Definición de frontera entre columna elástica e inelástica

Columna Intermedia o Corta

Columna Larga

$$\lambda_c \leq 1,5 \quad \lambda_c > 1,5$$

$$F_{cri} = 0,658^{\lambda_c^2} * F_y \quad F_{cri} = \frac{0,877}{\lambda_c^1} * F_y$$

Propiedades geométricas de la sección

Perfil escogido: 2L 50X50X3

Esbeltez máxima: $\lambda_{\max} = \frac{K l}{r_{\min}} < 200$

$$\lambda_{\max} = \frac{1 \times 19461}{1,57} = 12395 < 200 \quad \text{OK!!}$$

Definición de frontera entre columna elástica e inelástica: $\lambda_c = \frac{Kl}{r_{\min} \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}}$

$$\lambda_c = \frac{1 \times 19461}{1,57 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{2530}{2100000}} = 1,37 \quad \lambda_c = 1,37 < 1,5 \quad \text{Columna Intermedia o Corta}$$

Esfuerzo crítico para el elemento:

Para columna intermedia o corta: $F_{cr} = 0,658 \lambda_c^2 \cdot F_y$

$$F_{cr} = 0,658^{1,37^2} \cdot 2530 = 1.15332 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia normal por compresión:

$$P_n = F_{cr} \cdot A$$

$$P_n = 1.15332 \times 5,82 = 6.7123 \text{ kg}$$

Suma de las cargas factorizadas.- Factor de resistencia según LRFD en columnas es 0,85

$$P_u = \phi_c \cdot P_n$$

$$P_u = 0,85 \times 6.71231 = 5.70546 \text{ kg}$$

Verificando solicitaciones.- se debe de cumplir que: $P_u \geq P_{u(sol)}$

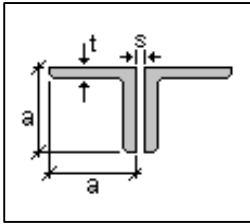
$$5.70546 \text{ kg} > 2.747,5 \text{ kg} \quad \text{OK!!}$$

Diseño de la Placa de Anclaje “móvil” El diseño de la placa de anclaje será la misma para toda la estructura metálica, adoptándose las reacciones más desfavorables obtenidas del análisis de fuerzas de todas las estructuras metálicas.

La reacción más desfavorable se encuentra en la cercha de tipo I.

Propiedades de la sección en estudio.

Sección: 2L 50X50X3



Altura (h) = 5 (cm) = 1,968 in
Ancho de ala (b) = 5 (cm) = 1,968 in
Espesor (tw) = 0,3 (cm) = 0,118 in
Longitud de la viga = 1 (cm)
Reacción vertical (Rv) = 2480.36 (kg)
Ancho de la sección en apoyo. a = 25 cm

Cálculo de la longitud del apoyo (N):

$$R_n = (2,5k + N)F_y t_w \quad \text{Para prevenir la fluencia en el alma}$$

Donde:

k: Coeficiente de relación de resistencia al pandeo lineal de una placa = 0,6 cm = 0,24 in

N: Longitud mínima del apoyo en el soporte.

Fy: Esfuerzo de fluencia = 25 ksi

Rn = Rv : Resistencia nominal por fluencia = 5,47 kps

$$N = \frac{P_{uv}}{F_y * t_w} - 2,5 * k = 1,254 \text{ in}$$

Verificación al aplastamiento del elemento.- El aplastamiento del alma es el pandeo del alma causado por la compresión transmitida a través del patín.

Para una cara en o cerca del soporte (distancia no mayor que la mitad del peralte de la viga desde el extremo), la resistencia nominal es:

Se asume $N/d > 2$

$$\phi 68 t_w^2 \left[1 + \left(4 \frac{N}{d} - 2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{F_y t_f}{t_w}} \geq R_n$$

El factor de resistencia para este estado límite es $\phi = 0,75$

Despajando el valor de N se tiene que:

$$N = 0,625 \text{ in}$$

De los dos valores obtenidos anteriormente se selecciona el mayor y se comprueba la siguiente relación.

$$N/d > 2 \quad 0,85 > 0,2 \quad \text{OK!!}$$

Cálculo de la dimensión B de la placa:

Se escoge el máximo $N = 1,68 \text{ in}$

$$\phi(0,85) f_c A_1 \geq R_n$$

$$A_1 = 5,41 \text{ in}^2$$

El valor mínimo de la dimensión B es:

$$B = \frac{A_1}{N}$$

$$B = 3,22 \text{ in}$$

Por razones constructivas y teniendo una suposición conservadora se tomará las siguientes dimensiones de la placa de anclaje:

$$B = 8 \text{ in} ; N = 10 \text{ in}$$

Cálculo del Espesor de la Placa:

$$n = \frac{B - 2k}{2} = 3,76 \text{ in}$$

$$t = \sqrt{\frac{2,222R_u n^2}{BNF_y}} = 0,29 \text{ in}$$

Se usará una placa de:

| | N | B | t |
|---------|----|----|------|
| PL (in) | 10 | 8 | 0,29 |
| PL (cm) | 25 | 20 | 1 |

Tabla 5, Pernos de anclaje, Elaboración propia

Pernos de anclaje.

Los pernos de anclaje deben cumplir la función de transmitir los esfuerzos de la base al cimiento. Cuando dichos esfuerzos sean solamente de compresión (y esfuerzo cortante que pudiera ser resistido por rozamiento), los pernos serían teóricamente innecesarios. Aun así deben considerarse por razones de sujeción.

3.7. Análisis de cargas para la estructura de H°A°

Cargas en pórticos

$$V \text{ (m/s)} = 34,72 \quad 125 \quad \text{km/h}$$

Cálculo de la presión del viento en función a la velocidad

$$q \text{ (kg/m}^2\text{)} = 75,35 \quad Q = V^2/16$$

El valor obtenido de la presión debe ser afectado por un coeficiente que depende del ángulo de inclinación

$$c = 0.8 \quad \text{Para barlovento}$$

$$c = -0.4 \quad \text{Para sotavento}$$

$$P \text{ (kg/m}^2\text{)} = 60,28 \quad \text{(presión) Para barlovento}$$

$$P \text{ (kg/m}^2\text{)} = -30,14 \quad \text{(succión) Para sotavento}$$

3.8. Verificación de la vigueta pretensada

Propiedades de la vigueta en tiempo cero (t=0)

DATOS:

| | | |
|---|----------|--|
| A (cm ²) = | 80,50 | Área |
| Y _i (cm) = | 4,95 | Brazo mecánico inferior |
| Y _s (cm) = | 7,05 | Brazo mecánico superior |
| I _{xc} (cm ⁴) = | 1.132,30 | Inercia x |
| f _c (kg/cm ²) = | 350,00 | Resist. caract. del H° |
| f' _c (kg/cm ²) = | 280,00 | Resist. caract. del H° en fase intermedia 80 % |
| L (cm) = | 500,00 | Luz de la vigueta |

$$\text{Momento debido al peso propio} \quad M_o = 6.289,0625 \quad \text{kg*cm}$$

Calculo fuerza de pretensado

$$f_{pu} \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 18.000 \quad f_{ps} \text{ (kg/cm)} = 14.400$$

Considerando un 10% de pérdidas:

$$F_p = f_{ps} * A_{ps} (\Phi 4) * 0.9 = 1.628,0 \quad \text{Kg} \quad 3 \text{ barrs } F_p = 4.885,0 \quad \text{Kg}$$

$$F_p = f_{ps} * A_{ps} (\Phi 5) * 0.9 = 2.544,9 \quad \text{Kg} \quad 2 \text{ barrs } F_p = 5.089,4 \quad \text{Kg}$$

Cálculo del Mo verificando esfuerzo de tracción

| | | |
|-------------|--------|--------------------|
| $f_{1-0} =$ | -71,09 | Kg/cm ² |
| $f_{t-i} =$ | 13,39 | Kg/cm ² |

Cálculo del Mo verificando esfuerzo de compresión

| | | |
|-------------|---------|--------------------|
| $f_{2-0} =$ | -154,54 | Kg/cm ² |
| $f_{c-i} =$ | -168,00 | Kg/cm ² |

$$f_{2-0} \leq f_{c-i} \quad \text{OK!!}$$

Propiedades de la vigueta compuesta en $t = \infty$

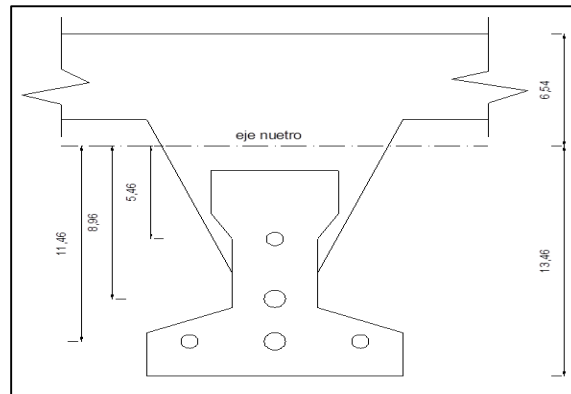


Ilustración 6. Prpiedades geométricas de la vigueta, Elaboracion propia

| | | |
|-----------------------------------|----------|---|
| $A \text{ (cm}^2\text{)} =$ | 385,5 | Área |
| $Y_i \text{ (cm)} =$ | 13,46 | Brazo mecánico inferior |
| $Y_s \text{ (cm)} =$ | 6,54 | Brazo mecánico superior |
| $I_{xc} \text{ (cm}^4\text{)} =$ | 11.787,5 | Inercia x |
| $f_c \text{ (kg/cm}^2\text{)} =$ | 350 | Resist. Caract. del H° |
| $f'_c \text{ (kg/cm}^2\text{)} =$ | 350 | Resist. Caract. del H° en fase final 100% |
| $L \text{ (cm)} =$ | 500,00 | Luz de la vigueta |
| $h_f \text{ (cm)} =$ | 5 | Altura capa compresión |

Ancho efectivo de la losa

$$b \leq \frac{1.L}{4}$$

- $b \text{ (cm)} = 125$
- $b \text{ (cm)} = 84$

$$b = 2 \cdot 8 \cdot h_f + b_w$$

Se escoge el menor de los 2 valores $b = 84 \text{ cm}$ pero a cada 50 cm el ancho efectivo será:

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

Homogenizando la sección

$$b_{tr} = b * \sqrt{\frac{f'_c l}{f'_c}}$$

$$btr \text{ (cm)} = 38,73$$

Calculo de la fuerza de pretensado

Tomando el 20% por pérdidas

$$F_p = f_{ps} \cdot A_{ps}(\Phi 4) \cdot 0.8 = 1.447,7 \text{ Kg}$$

$$3 \text{ barras } F_p = 4.342,9 \text{ Kg}$$

$$F_p = f_{ps} \cdot A_{ps}(\Phi 5) \cdot 0.8 = 2.261,9 \text{ Kg}$$

$$2 \text{ barras } F_p = 4.523,8 \text{ Kg}$$

Calculo del MT verificando esfuerzo de compresión

$$M_t \leq 408.525,59 \text{ Kg*cm}$$

Calculo del MT verificando esfuerzo a tracción

$$M_t \leq 142.030 \text{ Kg*cm} \text{ Que será nuestro límite por menor.}$$

Calculo del momento total actuante en la vigueta

$$Q_T = Q_{viva} + Q_{muerta} + Q_{cerámica} + Q_{vigueta}$$

$$M_{treal} = 140.063,5 \text{ Kg*cm}$$

El M_t calculado se encuentra dentro de los rangos fijados ya que:

$$\frac{140.063,5}{M_{treal}} \leq \frac{142.030}{M_t} \text{ OK}$$

Verificando la flecha

$$\Delta_{ps} + \Delta_{pp} \leq \frac{L}{500}$$

$$L/500 = 1 \text{ cm}$$

$$\frac{0,40}{\Delta_{ps} + \Delta_{pp}}$$

\leq

$$\frac{1}{L/500}$$

OK!!

3.9. Calculo losa plana reticular

Calculo losa plana reticular momento positivo

DATOS:

$$f_{ck} = 250 \quad \text{kg/cm}^2$$

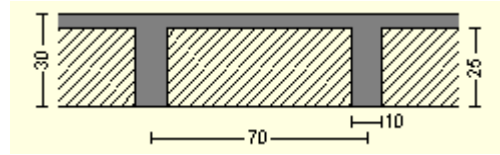
$$f_{yk} = 4.200 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_{cd} = 166,67 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3.478,26 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$M_d = 120.000 \quad \text{kg*m}$$

$$L(\text{cm}) = 820$$



$$h_f = 5 \quad \text{altura de la capa de compresión}$$

$$b = 70 \quad \text{Ancho del ala}$$

$$b_w = 10 \quad \text{ancho del nervio}$$

$$h = 30 \quad \text{altura de losa}$$

$$d = 27,5 \quad \text{altura efectiva de la viga}$$

$$\frac{h_f}{h} = 0,17$$

$$\frac{l}{b_w} = 82$$

$$\frac{2 * l}{b - b_w} = 27,33$$

procedemos a encontrar la anchura de la cabeza de compresión b_1

$$b_1 = 30$$

en piezas T sometidas a flexión deberán cumplirse las siguientes condiciones para evitar el pandeo lateral

$$h_f \geq \frac{1}{8} b_1 \quad 5 \geq 4,38 \quad \text{OK!!}$$

$$b_w \geq \frac{1}{8} (h - h_s) \quad 10 \geq 3,13 \quad \text{OK!!}$$

$$l_b \leq 12b \quad 820 \leq 840 \quad \text{OK!!}$$

Momento del bloque de compresiones :

$$M_o = 0.85 * f_{cd} * b_e * h_f * (d - 0.5 * h_f)$$

$$M_o = 1'239.583,3 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_d \leq M_o$$

$$120.000 \leq 1'239.583,33 \quad \text{OK!!}$$

$$Y = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 * b_e * d^2 * f_{cd}}} \right]$$

$$y = 0,47 \text{ cm}$$

Armadura positiva:

$$A_s = 0.85 * b_e * Y * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 1.27 \text{ cm}^2$$

Calculo del área mínima:

$$w_{s \text{ min}} = 0,0028$$

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * d = 0,89 \text{ cm}^2$$

$$0,89 < 1,27 \quad \text{OK!!}$$

Distribución del área de acero :

con diámetros comerciales de acero corrugado tomando en cuenta la separación entre ellas

| | |
|--------------------|-----------------------|
| 3 Area ϕ 12mm | 1,131 cm ² |
| 4 Area ϕ 16mm | 2,011 cm ² |

se dispondrá de 2 barras de ϕ de 12mm

$$2,26 \geq 1,27 \quad \text{OK!!}$$

Análisis a corte:

Datos:

$$V_d = 4.656 \text{ kg}$$

V_d = cortante mayorado de diseño

$$f_{cd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

Se determina el cortante por tracción en el alma:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 2.168,87 \text{ kg}$$

Cuando se cumple no se requiere armadura adicional por cortante:

$$Vd \leq Vcu$$

$$4.656 \leq 2.168,87$$

la relación no se cumple entonces requiere de una armadura transversal adicional para soportar el cortante de diseño

Agotamiento por compresión oblicua del alma:

$$Vou = 0.3 \cdot fcd \cdot bw \cdot d = 16.800$$

el esfuerzo de agotamiento por compresión oblicua del alma representa el aporte del hormigón para soportar el cortante, para encontrar el aporte necesario del acero se debe restar del cortante de diseño.

$$Vsu = Vd - Vcu = 2.487,13$$

Armadura transversal:

el acero de la armadura transversal será determinada de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$Ast = \frac{Vsu \cdot t}{0.9 \cdot d \cdot fyd} = 2,70$$

Armadura transversal mínima:

$$Astmin = 0.02 \cdot bw \cdot t \cdot \frac{fcd}{fyd} = 0,86$$

se selecciona el área mayor tiene que cumplir:

$$As > Astmin$$

$$2,70 > 0,86 \quad \text{OK!!}$$

Distribución del área del acero:

la distribución del área del acero se realiza en función al ancho tributario teniendo en cuenta los diámetros comerciales y la separación mínima

A una sola pierna se tiene:

$$1,35\text{cm}^2$$

$$\begin{array}{l}
 N\phi 6\text{mm} = \frac{Ast1 \text{ pierna}}{Area\phi 6\text{mm}} = 4,77 \\
 Ast1\text{pierna} = \frac{Ast}{2} = \quad N\phi 8\text{mm} = \frac{Ast1 \text{ pierna}}{Area\phi 8\text{mm}} = 2,69
 \end{array}$$

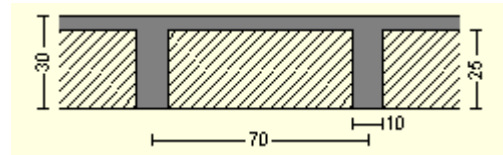
Disposición final : 5 Φ 6mm c/20cm

1,43 cm² > 1.35cm² OK!!

3.9.1. Calculo losa plana reticular momento negativo

DATOS:

| | |
|----------------------|--------------------|
| $f_{ck} = 250$ | kg/cm ² |
| $f_{yk} = 4.200$ | kg/cm ³ |
| $f_{cd} = 166,67$ | kg/cm ⁴ |
| $f_{yd} = 3.652,17$ | kg/cm ⁵ |
| $M_d = 127.000$ | kg*cm |
| $L(\text{cm}) = 700$ | |



| | |
|------------|----------------------|
| $h_f = 5$ | altura de compresión |
| $b = 70$ | Ancho del ala |
| $b_w = 12$ | ancho del nervio |
| $h = 30$ | altura de losa |
| $d = 28$ | altura efectiva |

$$\frac{h_f}{h} = 0,14$$

$$\frac{l}{b_w} = 70,83$$

$$\frac{2 * l}{b - b_w} = 29,31$$

procedemos a encontrar la anchura de la cabeza de compresión b

$$b_1 = 35 \text{ cm}$$

en piezas T sometidas a flexión deberán cumplirse las siguientes condiciones para evitar el pandeo lateral

$$h_f \geq \frac{1}{8} b_1 \quad 5 \geq 4,38 \quad \text{OK!!}$$

$$b_w \geq \frac{1}{8} (h - h_s) \quad 12 \geq 3,13 \quad \text{OK!!}$$

$$l_b \leq 12b \quad 700 \geq 840 \quad \text{OK!!}$$

Momento del bloque de compresiones :

$$M_o = 0.85 * f_{cd} * b_e * h_f * (d - 0.5 * h_f) : M_d \leq M_o;$$

$$127.000 \leq 1'264.375 \quad \text{OK!!}$$

Armadura positiva

$$A_s = 0.85 * b_e * Y * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 1,25$$

Calculo del área mínima:

$$w_{s \text{ min}} = 0,0027$$

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * d = 0,91$$

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

$$0,91 < 1,25 \text{ OK!!}$$

Distribución del área de acero :

$$\text{Area } \phi 12 \text{ mm} = 1,131 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area } \phi 16 \text{ mm} = 2,011 \text{ cm}^2$$

Numero de separación:

$$N^{\circ} \phi 12 \text{ mm} = 1,11$$

$$N^{\circ} \phi 16 \text{ mm} = 0,62$$

$$N^{\circ} \text{separacion} = \frac{A_s}{A_{s \text{ comercial}}}$$

Disposición 2 barras $\phi 12$ mm

Verificación al corte

$$Vd = 4.976 \text{ kg}$$

Vd = cortante mayorado de diseño

Cortante de agotamiento por tracción del alma:

$$fvd = 0.5 \cdot \sqrt{fcd} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

Se determina el cortante por tracción en el alma:

$$Vcu = fcd \cdot bw \cdot d = 2.168,8 \text{ kg}$$

Cuando se cumple no se requiere armadura adicional por cortante:

$$Vd \leq Vcu$$

$$4.976 \leq 2.168,8$$

la relación no se cumple entonces requiere de una armadura transversal adicional para soportar el cortante de diseño

Agotamiento por compresión oblicua del alma:

$$Vou = 0.3 \cdot fcd \cdot bw \cdot d = 16.800$$

$$Vsu = Vd - Vcu = 2.807,1$$

Armadura transversal:

el acero de la armadura transversal será determinada de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$Ast = \frac{Vsu \cdot t}{0.9 \cdot d \cdot fyd} = 3,05 \text{ cm}^2$$

Armadura transversal mínima:

$$Astmin = 0.02 \cdot bw \cdot t \cdot \frac{fcd}{fyd} = 1,09 \text{ cm}^2$$

se selecciona el área mayor tiene que cumplir:

$$As > Astmin$$

$$3,05 \geq 1,09 \quad \text{OK!!}$$

Distribución del área del acero:

la distribución del área del acero se realiza en función al ancho tributario teniendo en cuenta los diámetros comerciales y la separación mínima

A una sola pierna se tiene:

$$A_{st1\text{pierna}} = \frac{A_{st}}{2} = 1,15 \quad \text{cm}^2$$

Disposición final **5 ϕ 6mmc/20 cm**

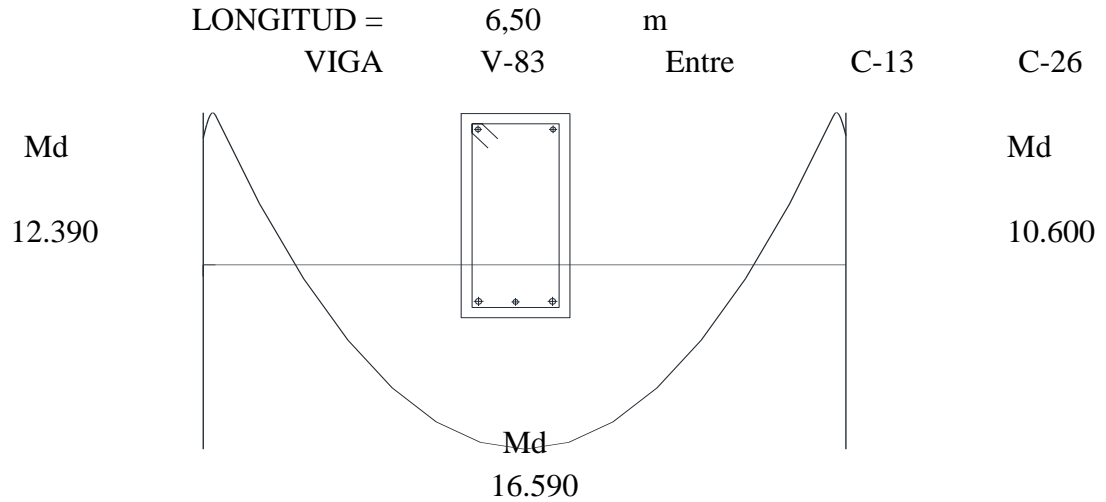
Area_{real}

$$1,41 \geq 1,15 \text{cm}^2$$

OK!!

3.10. Calculo viga de H°A°

1. geometría y esfuerzos presentes en la viga



armadura positiva

2.1. DATOS:

| | | | |
|-------|--------|----------------------------|------|
| Mmax= | 10.369 | Momento máximo de servicio | Kg*m |
| h = | 50 | Peralte de la sección | cm |
| bw = | 25 | Ancho de la sección | cm |
| d = | 48 | Peralte efectivo | cm |
| r = | 2 | Recubrimiento | cm |

cálculos

| | | | |
|--------------------|-------------------------|--------|---|
| Momento mayorado | Md (kg*m) = | 16.590 | $M_d = M_{max} * \gamma_f$ |
| Momento reducido | $\mu_d =$ | 0,173 | $\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$ |
| Cuantía geométrica | w = | 0,196 | De tablas |
| Armadura Necesaria | As (cm ²) = | 10,73 | $A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ |

| | | | |
|-----------------------|--|-------|----------------------------------|
| Armadura mínima | $A_{smin} (cm^2) =$ | 4,125 | $A_{smin} = w_{min} * b_w * h$ |
| Armadura escogida | $A_s (cm^2) =$ | 10,73 | A_s |
| Armadura a utilizar = | 3φ16 + 2φ20 | | $A_{sprov}(cm^2) =$ 12,31 |
| | $A_{sprov} > A_s$ | | OK |

3. Armadura de piel: no corresponde

4. Calculo armadura negativa izquierda C- 13

4.1. DATOS:

$$M_{max} = 5.268,75 \text{ kg*m}$$

4.2. Calculos

| | | | |
|---------------------------|---------------------|---------------|---|
| Momento mayorado | $M_d (kg*m) =$ | 8.430 | $M_d = M_{max} * \gamma_f$ |
| Momento reducido | $\mu_d =$ | 0,08 | $\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$ |
| Cuantía geométrica | $w =$ | 0,083 | <i>De tablas</i> |
| Armadura Necesaria | $A_s (cm^2) =$ | 4,49 | $A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ |
| Armadura mínima | $A_{smin} (cm^2) =$ | 3,3 | $A_{smin} = w_{min} * b_w * h$ |
| Armadura escogida | $A_s (cm^2) =$ | 4,49 | A_s |
| Armadura a utilizar | 4φ12 | | $A_{sprov}(cm^2) =$ 4,52 |
| Disposición final: | | 4φ12mm | |

5. Calculo armadura negativa derecha C - 26

5.1. DATOS:

$$M_{max} = 6.718,75 \text{ kg*m}$$

5.2. Cálculos

| | | | |
|------------------|---------------|--------|--|
| Momento mayorado | $M_d (kgm) =$ | 10.750 | $M_d = M_{max} * \gamma_f$ |
| | | | $\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$ |

Momento reducido $\mu_d = 0,1643$

Cuantía geométrica $w = 0,16$ *De tablas*

Armadura Necesaria $A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 5,89$ $A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$

Armadura mínima $A_{smin} \text{ (cm}^2\text{)} = 3,3$ $A_{smin} = w_{min} * b_w * h$

Armadura escogida **$A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 5,88$** **$A_s$**

$\text{Areacp12mm} = 1,131$ cm^2

$\text{Areacp16mm} = 2,011$ cm^2

Numero de espacios:

Ncp12mm **$\text{Ncp} = 5,21$**

Ncp16mm **$\text{Ncp} = 2,93$**

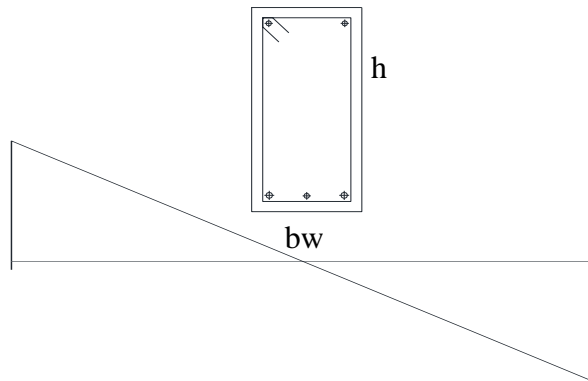
Armadura a utilizar => **$3\phi 12$** **$\text{Asprov}(\text{cm}^2) = 6,03$**

$\text{Asprov} > \text{As OK!!}$

Disposición final: $3\phi 12\text{mm}$

Verificación a corte Longitud = 6,50 m
 Viga - V-83

Cortante Izq.
 16.960 kg



Cortante Der.
 10.025 kg

1. Armadura transversal izquierda C- 13

1.1. DATOS:

$V_{max} = 10.600 \text{ kg}$ Cortante máxima de servicio

1.2. Cálculos

$V_d = 1,6 * V$ Cortante mayorado $V_d \text{ (kg)} = 16.960$

$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}}$ Resist. cortante de H° $f_{vd} \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 6,45$

$V_{cu} = f_{vd} * bw * d$ Cortante resist. H° $V_{cu} \text{ (kg)} = 7.740,00$

$16.960 > 7.740$ necesita armadura transv.
 $V_d \text{ (kg)} \quad V_{cu} \text{ (kg)}$

$V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * bw * d$ $V_{ou} \text{ (kg)} = 60.000$

cortante Resistida de acero $V_{su} \text{ (kg)} = 9.220$

| | | |
|----------------------|-------------|-------|
| Armad. Transversal | Ast(cm2/m) | 5,84 |
| Armado por pierna | Ast1(cm2/m) | 2,92 |
| Adopta un diámetro | Φ (mm) | 8 |
| Área de la barra | Aso6 (cm2) | 0,50 |
| Nº barras | Nb = | 7 |
| Armad. de las barras | Ast(cm2/m) | 3,02 |
| Sp de las barras | S (cm) = | 16,67 |

Distribución Final 7Φ 8mmc/15 cm

Armadura transversal derecha C - 26

DATOS:

Vmax = 10.025 kg Cortante máxima de servicio

Cálculos

16.040 > 5.683,20 Necesita armadura
Vd (kg) Vcu(kg)

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * fyd}$$

| | | |
|--------------------------------|--------------|--------|
| $V_{ou} = 0,30 * fcd * bw * d$ | Vou (kg) = | 60.000 |
| Cortante resist.acero | Vsu (kg) = | 9.360 |
| Armadura por pierna | Ast1(cm2/m)= | 2,97 |
| Adoptando un | Φ (mm) | 8 |
| Número de barras | Nb = | 7 |
| Armadura | Ast(cm2/m)= | 3,01 |
| Sp= | S (cm) = | 12.5 |

Distribución Final 7Φ8mmc/12.5

Esquema grafico de la viga 83

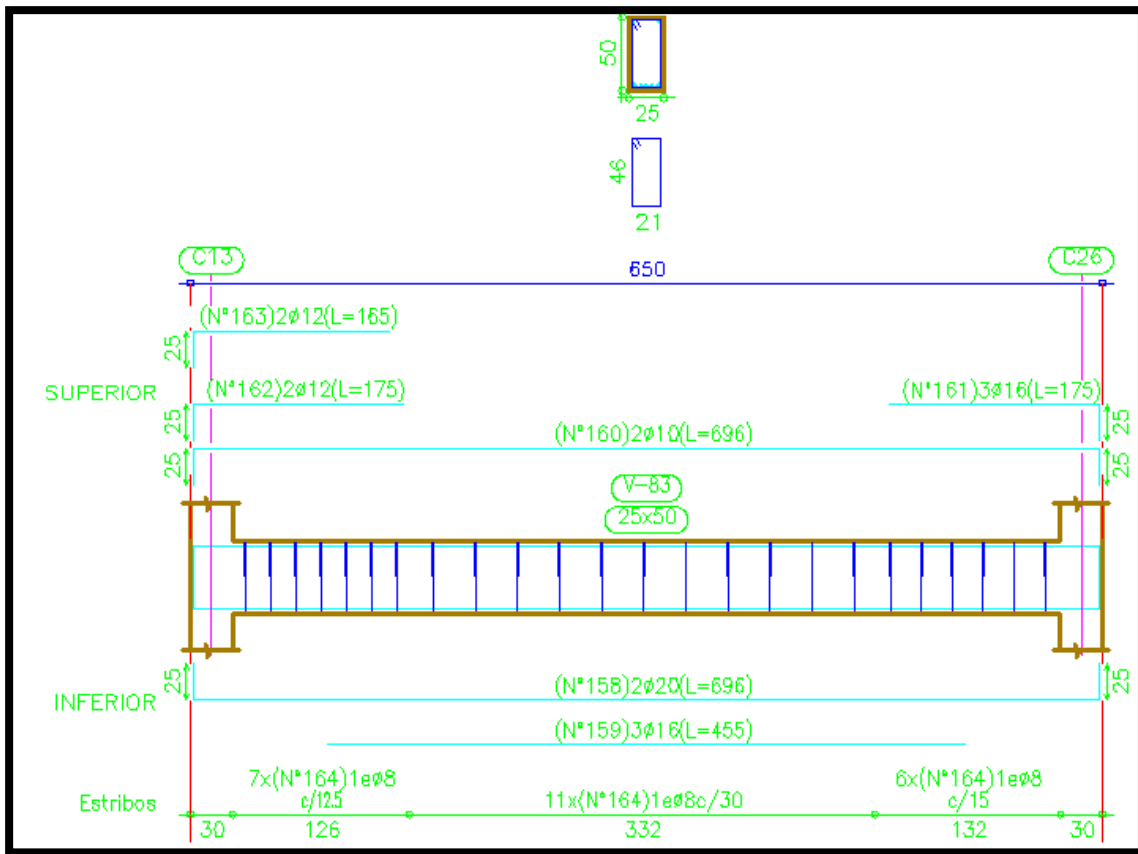


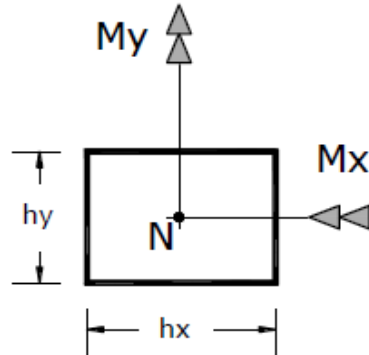
Ilustración 7. Despiece de armadura de viga, Elaboracion propia

3.11. Calculo Columna

Columna 10

1. Geometría y esfuerzos presentes en la columna

Inercia en columnas



TRAMO A-B

Para las columnas de:

| | | | |
|---------------------------|---------|---------|----|
| | | $h_y =$ | 35 |
| I_x (cm ⁴)= | 125.052 | $h_x =$ | 35 |
| I_y (cm ⁴)= | 125.052 | | |
| H (cm) = | 400 | | |

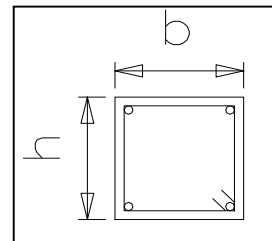
TRAMO B-C-D

Para las columnas de:

| | | | |
|---------------------------|---------|---------|----|
| | | $h_y =$ | 35 |
| I_x (cm ⁴)= | 125.052 | $h_x =$ | 35 |
| I_y (cm ⁴)= | 125.052 | | |
| H (cm) = | 350 | | |

Columna y vigas que llegan al nudo:

| | | |
|--------------|-------------|----------|
| COTA: | 11,8 | D |
| b (cm)= | 35 | |
| h (cm)= | 35 | |
| N_d (Kg) = | 13.240 | |
| M_x (Kgm)= | 0 | |
| M_y (Kgm)= | 4.050 | |
| L (m)= | 3 | |



Inercias de las vigas que llegan al nudo D

| | | | |
|---------------------------|--------|-------|----|
| Para las vigas de : | | $b =$ | 20 |
| I_x (cm ⁴)= | 45.000 | $h =$ | 30 |
| I_y (cm ⁴)= | 20.000 | | |
| Para las vigas de : | | $b =$ | 20 |
| I_x (cm ⁴)= | 71.458 | $h =$ | 35 |
| I_y (cm ⁴)= | 23.333 | | |

L1= 420
L2= 250
L3= 400
L4= 400

Columna y vigas que llegan al nudo C :

COTA: 8,1 C
b (cm)= 25
h (cm)= 25
Nd (Kg) = 14.640
Mx (Kgm)= 70
My (Kgm)= 3.200
L (m)= 3,2

Inercias de las vigas que llegan al nudo C

Para las vigas de :
Ix (cm4)= 106.667
Iy (cm4)= 26.667

| | |
|----|----|
| b= | 20 |
| h= | 40 |

Para las vigas de losa en T nervada se tiene:

Ix (cm4)= 46.562,5
Iy (cm4)= 145.000

Columna y vigas que llegan al nudo B :

COTA: 4,4 B
b (cm)= 20
h (cm)= 40
Nd (Kg) = 84.150
Mx (Kgm)= 360
My (Kgm)= 2.390
L (m)= 3,2

Inercias de las vigas que llegan al nudo B

Para las vigas de 20x40 se tiene:
Ix (cm4)= 106.667
Iy (cm4)= 26.667

| | |
|----|----|
| b= | 20 |
| h= | 40 |

Para las vigas de 25x50 se tiene:
Ix (cm4)= 260.417
Iy (cm4)= 65.104

| | |
|----|----|
| b= | 25 |
| h= | 50 |

Para las vigas de losa en T nervada se tiene:

Ix (cm4)= 106.667
Iy (cm4)= 145.000

L1(cm)= 420
L2(cm)= 700
L3(cm)= 400
L4(cm)= 400

COTA: **0,20** **A**
 b (cm)= 20
 h (cm)= 20
 Nd (Kg) = 85.960
 Mx (Kg*m)= 300
 My (Kg*m)= 2.700
 L (cm)= 400

INERCIAS EN VIGAS

| | | | |
|---------------------|--------|--------|-----|
| Para las vigas de : | | b= | 20 |
| Ix (cm4)= | 45.000 | h= | 30 |
| Iy (cm4)= | 20.000 | L(cm)= | 400 |
| Para las vigas de : | | b= | 20 |
| Ix (cm4)= | 71.458 | h= | 35 |
| Iy (cm4)= | 23.333 | L(cm)= | 450 |
| L1(cm)= | 100 | | |
| L2(cm)= | 250 | | |
| L3(cm)= | 400 | | |
| L4(cm)= | 400 | | |

Calculo de la longitud de pandeo:

Se calculará el coeficiente K con los valores de Ψ:

$$\psi = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_{col}}{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_{vigas} .}$$

Con ayuda del esquema representado anteriormente se tiene:

En A:

| | |
|------|------|
| ΨA = | 0,37 |
|------|------|

En B:

| | |
|------|------|
| ΨB = | 0,32 |
|------|------|

En C:

| | |
|------|------|
| ΨC = | 0,71 |
|------|------|

En D:

| | |
|------|------|
| ΨD = | 0,54 |
|------|------|

Entrando a la ilustración 8. con los valores obtenidos se tiene el valor de K:

Tramo A-B:

| | |
|-----|------|
| K = | 1,09 |
|-----|------|

Tramo B-C:

| | |
|-----|------|
| K = | 1,42 |
|-----|------|

Tramo C-D:

| | |
|-----|------|
| K = | 1,72 |
|-----|------|

Longitud de pandeo:**PLANTA BAJA:**

| | |
|-----------|-----|
| lo (cm) = | 436 |
|-----------|-----|

SEGUNDO PISO:

| | |
|-----------|-----|
| lo (cm) = | 602 |
|-----------|-----|

PRIMER PISO:

| | |
|-----------|-----|
| lo (cm) = | 497 |
|-----------|-----|

Calculo esbeltez geométrica:

$$\lambda_g = l_o/h$$

Donde:

h = Es la dimensión de la columna en la dirección que se desea comprobar.

PLANTA BAJA:

| | |
|---------------|-------|
| $\lambda_g =$ | 14,53 |
|---------------|-------|

PRIMER PISO:

| | |
|---------------|-------|
| $\lambda_g =$ | 16,57 |
|---------------|-------|

SEGUNDO PISO:

| | |
|---------------|-------|
| $\lambda_g =$ | 20,07 |
|---------------|-------|

COLUMNA TRAMO A-B**Calculo de la capacidad mecánica del hormigón**

| | | | |
|------------------|--------------------|--------------|------|
| $f_{ck} = 250$ | kg/cm ² | $\gamma_c =$ | 1,5 |
| $f_{yk} = 4.200$ | kg/cm ² | $\gamma_s =$ | 1,15 |

$$f_{cd} = 0,9 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 150$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 3.652,17$$

$$U_c = f_{cd} * h_x * h_y = 183.750$$

Determinación de los esfuerzos reducidos

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{U_c * h_x} = 5,60E-05$$

condición: $\mu_x < \mu_y$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{U_c * h_y} = 0,00037$$

$$v = \frac{N_d}{U_c} \quad 0,46$$

Mediante Abaco de roseta se obtiene

$$w = 0,12$$

Capacidad mecánica total

$$U_{total} = w * U_c \quad 22.050$$

Se determina la armadura total del acero

$$A_{s\ total} = \frac{U_{total}}{f_{yd}} \quad 6,04$$

$$A_{s\ min} = 0,004 * A_c = 4,9$$

$$A_{s\ min} < A_{s\ total} \quad \text{OK!!}$$

Se adopta un diámetro de:

$$\phi = 12\text{mm}$$

$$A = 1,13$$

$$N^\circ = 6 \text{ barras}$$

$$A_{st} = N^\circ \text{piezas} * A\phi = 6,78$$

$$6,78 > 6,04 \quad \text{OK!!}$$

Disposición Final : $6\phi 12\text{mm}$

Calculo de la armadura transversal

$$\text{cortante} = 1.240 \quad \text{kg}$$

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} \quad 6,12$$

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d \quad 7501,56$$

$$1.240 \leq 7.501,56 \quad \text{OK!!}$$

Calculo de la armadura mínima

$$A_{st\ min} = 0,02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad 2,88 \quad \text{cm}^2$$

el área transversal será:

$$A = 1,44 \quad \text{cm/m}$$

Se adoptara un diámetro de: 6 mm

$$\text{Area}\phi = 0,2826$$

$$N^{\circ} \text{ pza} = \frac{Ast_1 \text{ pierna}}{A \phi 6 \text{ mm}} = 5,09 \quad 6 \text{ piezas}$$

dividiendo entre la cantidad que necesitamos 16,67cm

Diámetro del estribo será:

$$\phi = 1/4 \text{ de la armadura longitudinal}$$

se asume: 6 mm

Por lo tanto la armadura del estribo es:

Finalmente la disposición de la armadura transversal no será menor que las siguientes dimensiones :

| | | |
|-------------------------|------|----|
| 0,85*d = | 15,3 | cm |
| | | |
| 30 cm = | 30 | cm |
| | | |
| 12* ϕ long min= | 14,4 | cm |

por lo tanto por factibilidad constructiva la separación es

$\Phi 6\text{mm c}/15$

Esquema grafico de la columna 10

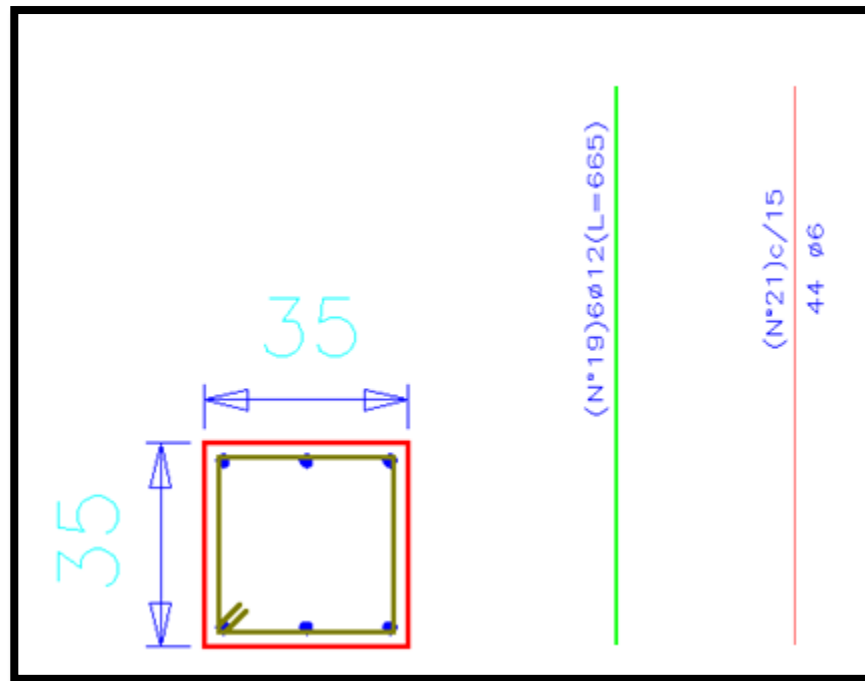


Ilustración 8. Armado de columna, Elaboracion propia

2.12. Cálculo y dimensionamiento de zapatas aisladas

Zapata 10

Datos :

| | | | | |
|------|----------|-------|-----|----|
| Nd = | 40,37 | Tn | (+) | |
| Nd = | 40.370 | Kg | | |
| ao = | 35 | cm | | |
| bo = | 35 | cm | | |
| Qx = | 30 | Kg | = | Qa |
| Qy = | -430 | Kg | = | Qb |
| Mx= | 10.000 | Kg*cm | = | Ma |
| My= | -117.000 | Kg*cm | = | Mb |

| | | |
|----------------|-------|--------------------|
| σ_{adm} | 2,3 | Kg/cm ² |
| fck = | 250 | Kg/cm ² |
| fyk = | 4.200 | Kg/cm ² |

Area requerida

$$A=50.169\text{cm}^2 \quad \sqrt{A} = 223,8$$

Cálculo de las dimensiones de la zapata :

$$\sigma_{adm} = \frac{P}{A}$$

El área debe ser mayorada por los momentos que actúan en la zapata

Se asumirá unas dimensiones de :

| | | | | |
|-----|-----|----|------|---|
| a = | 165 | cm | 1,65 | m |
| b = | 165 | cm | 1,65 | m |

$$A = a*b$$

$$A = 27.225 \text{ cm}^2$$

Cálculo del esfuerzo en el punto más comprimido :

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} \rightarrow \sigma_1 \leq \sigma_{adm}$$

$$1,46 < 2,3 \quad \text{OK}$$

Cálculo del canto mínimo verificando el punzonamiento y el esfuerzo cortante

$$d \geq \begin{cases} d1 = \sqrt{\frac{a0 * b0}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{a0 + b0}{4} \\ d2 = \frac{2 * (a - a0)}{4 + k} \\ d3 = \frac{2 * (b - b0)}{4 + k} \end{cases}$$

$$k = \frac{4}{\gamma f} * \frac{fvd}{\sigma_{real}} \rightarrow \gamma f = 1.6$$

$$k = 7.01$$

$$d1 = 31.44 \text{ cm}$$

$$d2 = 23.60 \text{ cm}$$

$$d3 = 9.24 \text{ cm}$$

$$h = 34.04 \text{ cm} \quad \text{asumimos} \quad 35$$

$$V = (a - b0) / 2 = 65 \quad 2h = 70$$

Clasificación de la zapata $V > 2h$ zapata flexible

Verificación a presiones reales

$$\sigma_{adm} > \sigma_{m\acute{a}x}$$

$$2.30 > 1.40 \quad \text{OK!!}$$

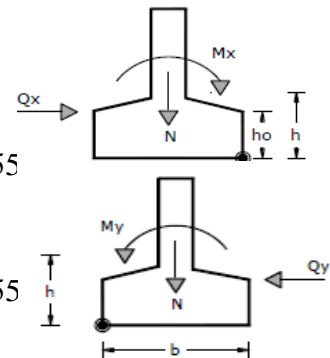
Comprobación al vuelco

es necesaria comprobar la seguridad del vuelco. La condición se obtiene expresando que los momentos estabilizadores de las fuerzas exteriores, respecto al punto A, superan a los momentos de vuelco

$$J_a = \frac{M_{est}}{M_{des}}$$

$$\gamma = \frac{M_{estabilizante}}{M_{desestabilizante}} = 347.5 > 1.55$$

$$\gamma = \frac{M_{estabilizante}}{M_{desestabilizante}} = 17.45 > 1.55$$



Verificación deslizamiento

$$y_a = \frac{(N + P_p) * Tg(yd)}{H_a} \Rightarrow 1.5 \quad y_a = 1.599,7$$

$$y_a = \frac{(N + P_p) * Tg(yd)}{H_b} \geq 1.5 \quad y_a = 111,61$$

Cálculo de esfuerzos tomando en cuenta los momentos Ma, Mb :

$$M_{a1} = Q_a * h$$

$$M_{a1} = 1.050 \quad \text{Kg*cm}$$

$$M_{b2} = Q_b * h$$

$$M_{b2} = -15.050 \quad \text{Kg*cm}$$

$$M_a \text{ total} = M_a + M_{a1}$$

$$M_b \text{ total} = M_b + M_{b1}$$

$$M_a \text{ total} = 11.050 \quad \text{Kg*cm}$$

$$M_b \text{ total} = 132.050 \quad \text{Kg*cm}$$

$$\sigma = \frac{P *}{a * b} \pm \frac{6 * M_a}{a^2 * b} \pm \frac{6 * M_b}{a * b^2}$$

σ en kg/cm²

$$\sigma_1 = 1,56016 \quad - \quad 0,017 \quad - \quad 0,2982 \Rightarrow 1,29$$

$$\sigma_2 = 1,56016 \quad + \quad 0,017 \quad - \quad 0,2982 \Rightarrow 1,32$$

$$\sigma_3 = 1,56016 \quad - \quad 0,017 \quad + \quad 0,2982 \Rightarrow 1,64$$

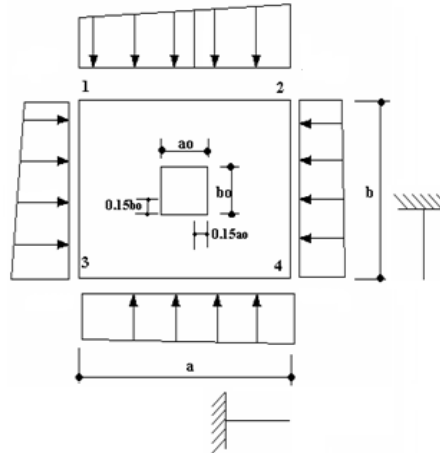
$$\sigma_4 = 1,56016 \quad + \quad 0,017 \quad + \quad 0,2982 \Rightarrow 1,67$$

$$1,67 \leq \sigma_{adm} \Rightarrow \text{OK!!}$$

Gráfico de esfuerzos en la zapata

Cálculo de Momentos

1,29



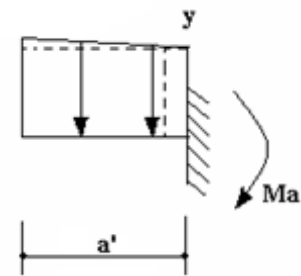
1,32

1,64

Momento Ma

| | | |
|------|-------|----|
| a' = | 75,25 | cm |
| d1 = | 4 | cm |
| d = | 36 | cm |

1,88



$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{a} = \frac{\sigma_1 - y}{a'}$$

$$y = \sigma_1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{a} * a'$$

y = 1,66

y = σy

$$Ma = \sigma y * \frac{a'^2}{2} + (\sigma_1 - \sigma y) * \frac{a'}{2} * \frac{2}{3} a'$$

Ma = 3.491,38 Kg*cm

Md = 1.6*Ma

Md = 5.586,21 Kg*cm

Cálculo de la armadura correspondiente :

$$\mu d = \frac{Md * b}{b * d^2 * fcd} = 0,036$$

Como es menor al momento de cálculo límite, se necesita armadura simple

$$\omega = \mu d * (1 + \mu d) \quad \omega = 0,036$$

$$A_s = 8,43 \text{ cm}^2 \quad A_s = \omega * b * d * \frac{fcd}{f_yd}$$

Cálculo del Asmín

$$w_{\text{mín}} = 0,033$$

$$A_{s\text{mín}} = 7,70 \text{ cm}^2$$

Se toma la cantidad de acero mayor

| |
|---------------------------|
| $A_s = 8,43 \text{ cm}^2$ |
|---------------------------|

$8,43 > 7,701$ **OK!!**

Distribución del acero

| Diámetros Comerciales | Áreas (cm ²) | Número de barras | Espaciamiento |
|-----------------------|--------------------------|------------------|---------------|
| 10 | 0,79 | 12 | 15 cm |
| 12 | 1,130 | 8 | 21 cm |
| 16 | 1,13 | 7 | 25 cm |

8φ16mm/20 Área Real= 9,04 >8,4 OK

Momento Mb

$$b' = 70,25 \text{ cm}$$

$$d_1 = 5 \text{ cm}$$

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

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{b} = \frac{\sigma_1 - y}{b'}$$

$$y = \sigma_1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{b} * b'$$

$$y = 1,44 \text{ Kg/cm}^2$$

$$y = \sigma_y$$

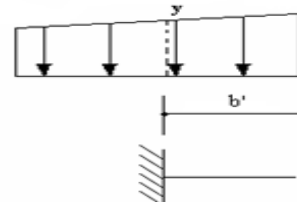
$$M_b = 3.310,82 \text{ Kg*cm}$$

$$M_d = 1,6 * M_a$$

$$M_d = 5.297 \text{ Kg*cm}$$

1,27

1,84



Cálculo de la armadura correspondiente :

$$\mu_d = \frac{M_d * b}{b * d^2 * f_{cd}} = 0,035$$

Como es menor al momento de cálculo límite, se necesita armadura simple

$$A_s = 7,45 \text{ cm}^2$$

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

Cálculo del Asmín

$$w_{\text{mín}} = 0,031$$

$$A_{s\text{mín}} = 7,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = w_{\text{mín}} * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Se toma la cantidad de acero mayor

$$A_{sb} = 7,45 \text{ cm}^2$$

| Diámetros | Áreas | Nº de | Espaciamiento |
|-------------|--------------------|--------|---------------|
| Comerciales | (cm ²) | barras | |
| 10 | 0,785 | 12 | 15 cm |
| 12 | 1,130 | 9 | 19 cm |
| 12 | 1,130 | 6 | 25 cm |

Disposición final:

16φ12mmc/10

Este es el resultado del cálculo, sin embargo por facilidades constructivas se iguala el armado y geometría de las zapatas

GEOMETRÍA

Zapata cuadrada

| | | |
|----------|-----|----|
| Ancho : | 165 | cm |
| Altura : | 165 | cm |

ARMADO

| | Nº | φmm |
|-----|----|-----|
| x : | 8 | 16 |
| y : | 16 | 12 |

Esquema grafico de la zapata 10

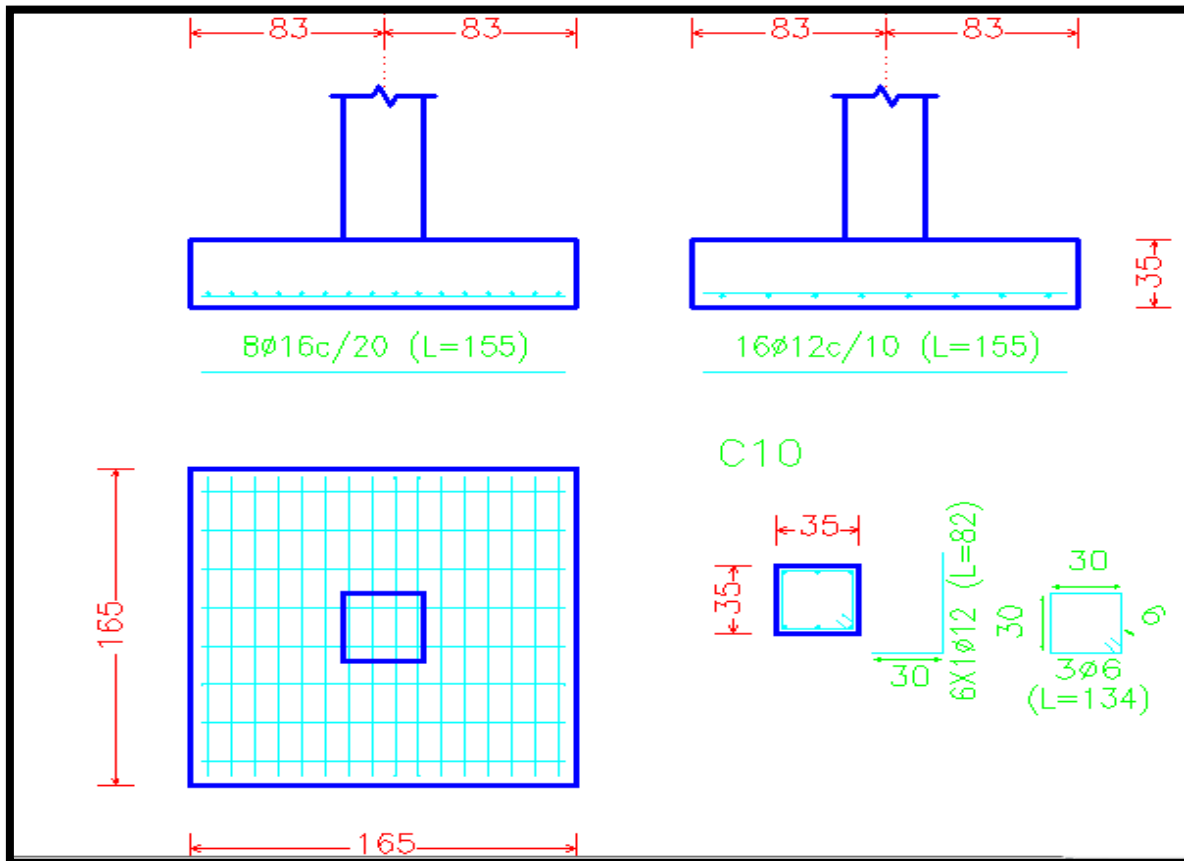
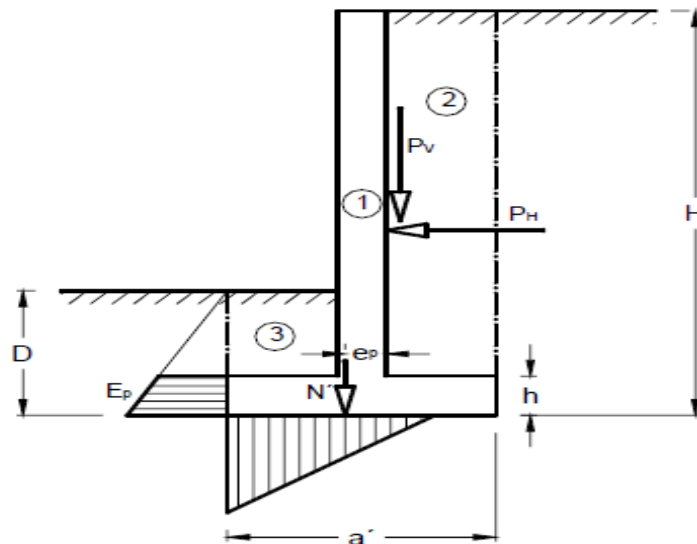


Ilustración 9 Armado de zapata, Elaboracion propia

3.13. Calculo de muro de contención

DATOS:

| | | |
|--------------------------------|----------|--|
| $\alpha^\circ=$ | 90,00 | Angulo formado por el trados y la horizontal |
| $\phi^\circ=$ | 45,00 | Angulo de rozamiento interna del terreno |
| $\gamma_t(\text{KN/m}^3)=$ | 19,03 | Peso específico del terreno |
| $\gamma_h(\text{KN/m}^3)=$ | 2.100,00 | Peso específico del H°A° |
| $\delta^\circ=$ | 0,00 | Angulo de rozamiento interno muro - terreno |
| $\sigma_{adm}(\text{KN/m}^2)=$ | 230,00 | Tensión admisible del terreno |
| $f_{yd}(\text{N/mm}^2)=$ | 358,28 | Resistencia del cálculo del acero |
| $f_{cd}(\text{N/mm}^2)=$ | 13,73 | Resistencia del cálculo del H° |
| $a_{int}(\text{m})=$ | 0,40 | Ancho del fuste interior |
| $d(\text{m})=$ | 0,35 | Canto útil del fuste |
| $a_{sup}(\text{m})=$ | 0,40 | Ancho del fuste superior |
| $d(\text{m})=$ | 0,35 | Canto útil del fuste |
| $H(\text{m})=$ | 6,40 | Altura del muro |
| $h_r(\text{m})=$ | 6,00 | Altura de relleno derecho |
| $h_r(\text{m})=$ | 2,00 | Altura de relleno izquierdo |
| $A_{zap}(\text{m}^2)=$ | 2,38 | Área de la zapata |
| $h_{zap}(\text{m})=$ | 0,70 | Canto de la zapata |
| $L(\text{m})=$ | 25,4 | longitud de muro |
| $L_{zap}(\text{m})=$ | 3,40 | longitud de zapata |
| $L_{ala}(\text{m})=$ | 1,50 | longitud del talón |



1, CALCULO DEL EMPUJE DEL TERRENO

a) Calculo del empuje activo:

de tabla 1,2 empuje activo eficiente activo

$$\Delta H = 0,22$$

$$\Delta v = 0$$

| Coeficientes de empuje activo | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|--------------------------------------|--|------|------|------|------|------|--|------|------|------|------|------|
| Angulo de rozamiento del terreno ϕ | Angulo de rozamiento de terreno y muro γ | Angulo del talud del terreno β | Coeficientes λ H de empuje activo horizontal siendo la inclinacion del muro: $b:h = \cot \alpha =$ | | | | | | Coeficientes λ V de empuje activo vertical siendo la inclinacion del muro: $b:h = \cot \alpha =$ | | | | | |
| | | | 0,8 | 0,6 | 0,4 | 0,2 | 0 | 0,2 | 0,8 | 0,6 | 0,4 | 0,2 | 0 | 0,2 |
| 40° | 0° | 0° | 0,49 | 0,44 | 0,37 | 0,29 | 0,22 | 0,15 | 0,39 | 0,26 | 0,15 | 0,06 | 0 | 0,03 |
| | | 15° | 0,63 | 0,53 | 0,44 | 0,34 | 0,25 | 0,17 | 0,5 | 0,32 | 0,18 | 0,07 | 0 | 0,03 |
| | | 25° | 0,76 | 0,64 | 0,52 | 0,4 | 0,31 | 0,19 | 0,61 | 0,38 | 0,21 | 0,08 | 0 | 0,04 |
| | | 30° | 1,02 | 0,84 | 0,67 | 0,51 | 0,37 | 0,24 | 0,82 | 0,5 | 0,27 | 0,1 | 0 | 0,05 |
| | | 35° | 1,64 | 1,32 | 1,05 | 0,8 | 0,67 | 0,41 | 1,31 | 0,79 | 0,42 | 0,16 | 0 | 0,08 |
| | $\phi/3 = 11° 20'$ | 0° | 0,4 | 0,36 | 0,31 | 0,26 | 0,22 | 0,14 | 0,51 | 0,35 | 0,22 | 0,12 | 0,05 | 0 |
| | | 15° | 0,52 | 0,46 | 0,39 | 0,31 | 0,25 | 0,16 | 0,66 | 0,45 | 0,27 | 0,14 | 0,05 | 0,01 |
| | | 25° | 0,65 | 0,56 | 0,46 | 0,36 | 0,29 | 0,18 | 0,83 | 0,55 | 0,32 | 0,16 | 0,06 | 0,01 |
| | | 30° | 0,92 | 0,77 | 0,62 | 0,48 | 0,37 | 0,23 | 1,18 | 0,76 | 0,44 | 0,22 | 0,06 | 0,01 |
| | | 35° | 1,64 | 1,32 | 1,06 | 0,8 | 0,59 | 0,41 | 2,1 | 1,3 | 0,74 | 0,37 | 0,14 | 0,01 |
| | $2\phi/3 = 26° 40'$ | 0° | 0,3 | 0,29 | 0,27 | 0,23 | 0,2 | 0,13 | 0,65 | 0,46 | 0,3 | 0,18 | 0,09 | 0,04 |
| | | 15° | 0,41 | 0,38 | 0,33 | 0,28 | 0,23 | 0,15 | 0,89 | 0,6 | 0,37 | 0,22 | 0,1 | 0,04 |
| | | 25° | 0,52 | 0,48 | 0,41 | 0,33 | 0,27 | 0,17 | 1,13 | 0,76 | 0,46 | 0,26 | 0,12 | 0,05 |
| | | 30° | 0,79 | 0,69 | 0,58 | 0,46 | 0,35 | 0,22 | 1,72 | 1,09 | 0,65 | 0,35 | 0,17 | 0,06 |
| | | 35° | 1,64 | 1,32 | 1,06 | 0,8 | 0,59 | 0,41 | 3,57 | 2,08 | 1,19 | 0,62 | 0,3 | 0,11 |
| | $\phi = 40°$ | 0° | 0,18 | 0,21 | 0,22 | 0,2 | 0,18 | 0,12 | 0,89 | 0,61 | 0,4 | 0,25 | 0,14 | 0,07 |
| | | 15° | 0,26 | 0,29 | 0,28 | 0,24 | 0,21 | 0,14 | 1,3 | 0,84 | 0,52 | 0,3 | 0,16 | 0,08 |
| | | 25° | 0,36 | 0,37 | 0,35 | 0,29 | 0,25 | 0,16 | 1,74 | 1,07 | 0,65 | 0,36 | 0,19 | 0,09 |
| | | 30° | 0,59 | 0,58 | 0,51 | 0,42 | 0,33 | 0,21 | 2,94 | 1,68 | 0,95 | 0,52 | 0,26 | 0,11 |
| | | 35° | 1,64 | 1,32 | 1,05 | 0,8 | 0,59 | 0,41 | 8,17 | 3,83 | 1,96 | 1 | 0,49 | 0,22 |

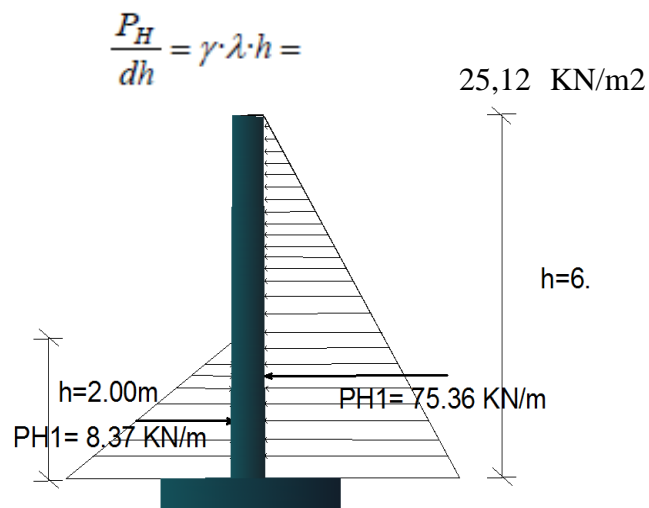
Tabla 6, Coeficientes de empuje activo, Libro Jose Calavera estructuras de cimentación.

Empuje activo:

despreciamos el empuje activo en el talón

$$\begin{aligned}P_{H1} &= \left(\gamma_t \times \frac{h_r^2}{2} \right) \times \lambda_H = 75,36 \text{ KN/m} \\P_{H2} &= \left(\gamma_t \times \frac{h_r^2}{2} \right) \times \lambda_H = 8,37 \text{ KN/m} \\P_{V1} &= \left(\gamma_t \times \frac{h_r^2}{2} \right) \times \lambda_V = 0 \text{ KN/m} \\P_{V2} &= \left(\gamma_t \times \frac{h_r^2}{2} \right) \times \lambda_V = 0 \text{ KN/m}\end{aligned}$$

para encontrar la distribución de presiones



$$y_2 = \frac{2}{3} \times h_r = 1,33 \text{ m}$$

$$y_1 = \frac{2}{3} \times h_r = 4,00 \text{ m}$$

comprobación de la estabilidad de la estructura

estabilidad al vuelco

condición que debe de cumplir

$$C_{sv} = \frac{M_{estabilizante}}{M_{desestabilizante}} \geq 1,8$$

$$M_{desestab.} = [P_H (H - y)] - \left[P_V \left(\frac{a'}{2} - x \right) \right] \quad 180,86 \text{ mkN/m}$$

Acciones en la Estructura

| | Axil (kN/m1) | Excentricidad al centro zap.(m) | Excentricidad (al vértice A(m)) |
|--------------------|--------------|---------------------------------|---------------------------------|
| Peso del Fuste | 85,31 | 0 | 1,70 |
| Peso de la zapata | 60,43 | 0 | 1,70 |
| Peso del relleno 1 | 171,27 | -0,95 | 2,65 |
| Peso del relleno 2 | 57,09 | 0,95 | 0,75 |

| | Momento respecto al centro de zap, (mkN/m) | Momento respecto al vértice A (mkN/m) |
|-----------------------------|--|---------------------------------------|
| Peso del Fuste | 0 | 145,03 |
| Peso de la zapata | 0 | 102,73 |
| Peso del relleno | -162,71 | 453,87 |
| Empuje horizontal derecho | 177,09 | 177,09 |
| Empuje horizontal izquierdo | 8,51 | 8,51 |

$$N = 259,92 \quad \text{KN/m}$$

Calculo de la excentricidad

$$e_p = \frac{\sum N_i \cdot e_i}{N'} = -0,63$$

$$M_{estab.} = N' \cdot \left(\frac{a'}{2} - e_p \right) = 552,58 \quad \text{KN/m}$$

$$3,05 \geq 1,8 \quad \text{OK!!}$$

calculo estabilidad a deslizamiento

condición que debe de cumplir

Fuerza desestabilizante:

$$C_{sv} = \frac{F_{estabilizante}}{F_{desestabilizante}} \geq 1,8$$

$$F_{desest.} = P_H = 66,99 \text{ KN/m}$$

Fuerza estabilizante:

$$\mu = 1 \quad F_{estab} = (N' + P_v) \times \mu = 259,92 \text{ KN/m}$$

$$C_{sv} = \frac{F_{estabilizante}}{F_{desestabilizante}} \quad 3,88 \geq 1,8 \quad \text{OK!! estable a deslizamiento}$$

comprobaciones de las tenciones sobre el terreno de cimentación

Acciones en el plano de cimentación (Nc)

$$N_c = N' + P_v = 202,83 \text{ KN/m}$$

Momentos en el plano de cimentación (Mc)

$$M_c = 5,87 \text{ mKN/m}$$

Distribución de presiones sobre el terreno

$$e_n = \frac{M_c}{N_c} = 0,03 \text{ m}$$

$$\frac{a'}{6} = 0,5$$

0,03 < 0,5 OK Distribución uniforme de tenciones

Se comprueba además que la excentricidad no supere $e \leq \frac{a'}{3} = \frac{3}{3} = 1m$

Calculo de la distribución de presiones sobre el terreno:

$$\sigma_{\max} = \frac{N_c}{a'} \left(1 + \frac{6 \times e}{a'} \right) = 71,53 \quad \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{med} = \frac{N_c}{a'} = 67,61 \quad \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_c}{a'} \left(1 - \frac{6 \times e}{a'} \right) = 63,69 \quad \text{KN/m}^2$$

Para que la zapata sea estable a hundimiento se debe cumplir que:

$$\sigma_{\max} \leq 1,25\sigma_{adm}$$

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{med}$$

$$\sigma_{\max} = 71,53 \quad \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{med} = 84,51 \quad \text{KN/m}^2$$

$$71,53 \leq 84,51$$

$\sigma_{\max} \leq \sigma_{med}$ OK cumple a hundimiento en condiciones de servicio

calculo de la armadura del alzado o fuste del muro

Solicitaciones en la sección más desfavorable del fuste

$$N_{ppGk} = 65,00 \quad \text{KN/m} \quad \text{peso propio del muro por metro lineal}$$

$$N_d = 97,49 \quad \text{KN/m}$$

Momento y cortante de cálculo:

$$M_{Gk} = 150,72 \quad \text{mKN/m}$$

$$V_{Gk} = 75,36 \quad \text{KN/m}$$

$$M_d = 226,08 \quad \text{mKN/m}$$

$$V_d = 113,04 \quad \text{KN/m}$$

Calculo de la armadura vertical del fuste:

en muchas ocasiones se emplea armadura simétrica como simplificación constructiva

Dimensionamiento con armadura simétrica. Flexión compuesta en sección rectangular con $U_{s1} = U_{s2}$ por (EHE)

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{d - d'} + \frac{N_d}{2} - \frac{N_d \times d}{d - d'} \times \left(1 - \frac{N_d}{2 \cdot U_o} \right) = 689,95 \quad \text{KN}$$

Donde:

$$d' = 50 \quad \text{mm}$$

$$h/7 = 57,14 \quad \text{mm}$$

$$U_0 = 0,85 \times f_{cd} \times b \times d = 4.085,87 \quad \text{KN}$$

$$0,5 \times U_0 = 2.042,93 \quad \text{KN}$$

Flexión compuesta en sección rectangular con distribución óptima de armadura:

$$U_{S1} = A_{S1} \times f_{yd} - N_d$$

$$U_{S2} = A_{S2} \times f_{yd}$$

determinación del momento de cálculo a flexión simple:

$$e_r = \frac{M_d}{N_d} + \frac{d - d'}{2} = 2,47 \quad \text{M con respecto a la armadura de tracción}$$

$$M_d = 240,70 \quad \text{mkN}$$

Calculo de flexión simple:

$$U_0 = 0,85 \times f_{cd} \times b' \times d = 4.085,87 \quad \text{KN}$$

$$U_{s1} = U_0 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_0 d}} \right) = 758,03 \quad \text{KN}$$

Aplicando el teorema de Ehlers

$$U_{S1,V} = A_{S1} \times f_{yd} - N_d = 660,54 \quad \text{KN}$$

Cuantías mínimas y máximas para la armadura vertical

A tracción:

$$A_{S1,V} \times f_{yd} \geq 0,25 \times \frac{b \times h}{6} \times f_{cd} = 228,9 \quad \text{KN}$$

A compresión:

condiciones

$$A_{S1,V} \times f_{yd} \geq 0,05 \times N_d \quad \text{cuantía mínima}$$

$$A_{S1,V} \times f_{yd} \leq 0,5 \times f_{cd} \times b \times h \quad \text{cuantía máxima}$$

$$f_{yd} \leq 400$$

valor máximo a considerar

cuantía mínima= 4,87 KN

cuantía máxima= 2.746,8 KN

Cuantía geométrica minina

$$A_{s1,y} \geq \frac{1,2}{1000} \times b \times h = 8,4 \text{ cm}^2$$

cuantía min de la armadura traccionada o menos comprimida

$$A_{s2,y} \geq 0,3 \times \frac{1,2}{1000} \times b \times h = 2,52 \text{ cm}^2$$

cuantía min de la armadura comprimida o menos comprimida

Dimensionado de la armadura vertical

$$A_{s1,y} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 1.843,63 \text{ mm}^2 = 18,44 \text{ cm}^2$$

armadura necesaria por cálculo de cara traccionado

$$A_{s1,y} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 0$$

armadura necesaria por cálculo de cara comprimida

$$A_{s2,y} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 6,39 \text{ cm}^2$$

armadura necesaria por cálculo a tracción

$$A_{s2,y} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 13,61 \text{ mm}^2 = 0,14 \text{ cm}^2$$

armadura necesario por cuantía mínima a compresión

$$A_{s1v} \leq 8,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2v} \leq 2,52 \text{ cm}^2$$

teniendo en cuenta las limitaciones anteriores y el armado necesario por calculo queda:

$$A_{s1v} \leq 8,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2v} \leq 2,52 \quad \text{cm}^2$$

Armadura vertical real de la pieza:

cara fraccionado A_{s1v} =

$\Phi 12\text{mm}$ cada 10 cm

10 $\Phi 12\text{mm}$ /10 por metro

área= 1,13

cara comprimida A_{s2v} :

$\phi 8\text{mm}$ cada 10 cm

8 $\phi 8\text{mm}$ /10 por metro

área= 0,5

Comprobamos que supere la cuantía máxima:

$$A_{s1v} \times f_{yd} = 72,01 \leq 2.746,8 \quad \text{OK!!}$$

$$A_{s2v} \times f_{yd} = 17,91 \leq 2.746,8 \quad \text{OK!!}$$

calculo de la armadura horizontal real

$$A_{s1,H} \geq \frac{\left(\frac{1}{3} \times 2\right)}{1000} \times b \times h = 17,07 \text{ cm}^2$$

armadura necesaria para cara oculta traccionada

$$A_{s2,H} \geq \frac{\left(\frac{2}{3} \times 2\right)}{1000} \times b \times h = 34,13 \text{ cm}^2$$

armadura necesaria para cara oculta comprimida

cara fraccionada y comprimida por simplificación constructiva son iguales

$A_{s2H}=34,13\text{cm}^2$

Disposición Final= 25 $\phi 12\text{mm}$ /25cm

Calculo de la armadura puntera:

tensión del terreno bajo la referencia:

$$\sigma_8 = 66,30 \text{ KN/m}^2$$

Momento debido a las reacciones:

$$M_w = 32,28 \text{ mKN/m}$$

Momento debido al peso de la zapata:

$$M_{bz} = -6,25 \text{ mKN/m}$$

Momento característico en la sección de referencia:

$$M_s = 26,03 \text{ mKN/m}$$

Momento de cálculo en la sección de referencia:

$$M_d = 41,65 \text{ mKN/m}$$

Armadura longitudinal de la puntera:

$$U_o = 7.588,03 \text{ KN}$$

$$U_v = 1.167,39 \text{ KN}$$

$$U_{s1} = 369,02 \text{ KN}$$

Armadura real longitudinal inferior:

14 barras de $\phi 16c/25$

Armadura real longitudinal superior:

Cuantía = 2‰ de cuantía mínima

18 barras de $\phi 16c/20$

Armadura transversal en la puntera:

Cuantía = 2‰ de la sección del hormigón.

$$A_{st} \geq 0,0014$$

Armadura transversal real en la puntera superior:

armado con barras de $\phi 16\text{mm}$ cada 20 cm

127 barras de $\phi 16c/20$

Armadura transversal real en la puntera inferior:

168 barras de $\phi 16c/15$

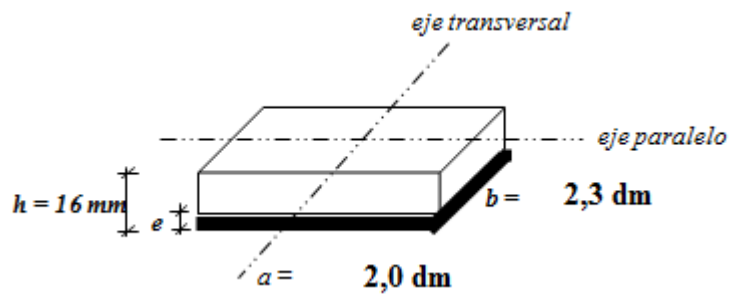
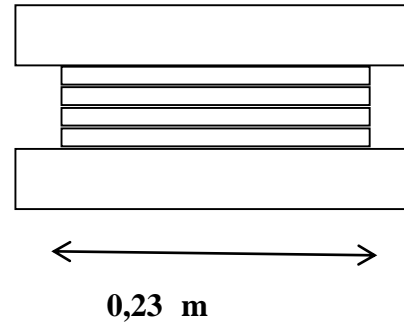
longitud de anclaje es: **30cm**

Calculo de apoyo Neopreno de viga – muro

Previo cálculo se tiene :

$$A = 0,20 \text{ m}$$

$$B = 0,225 \text{ m}$$



Esquema de muro de contención:

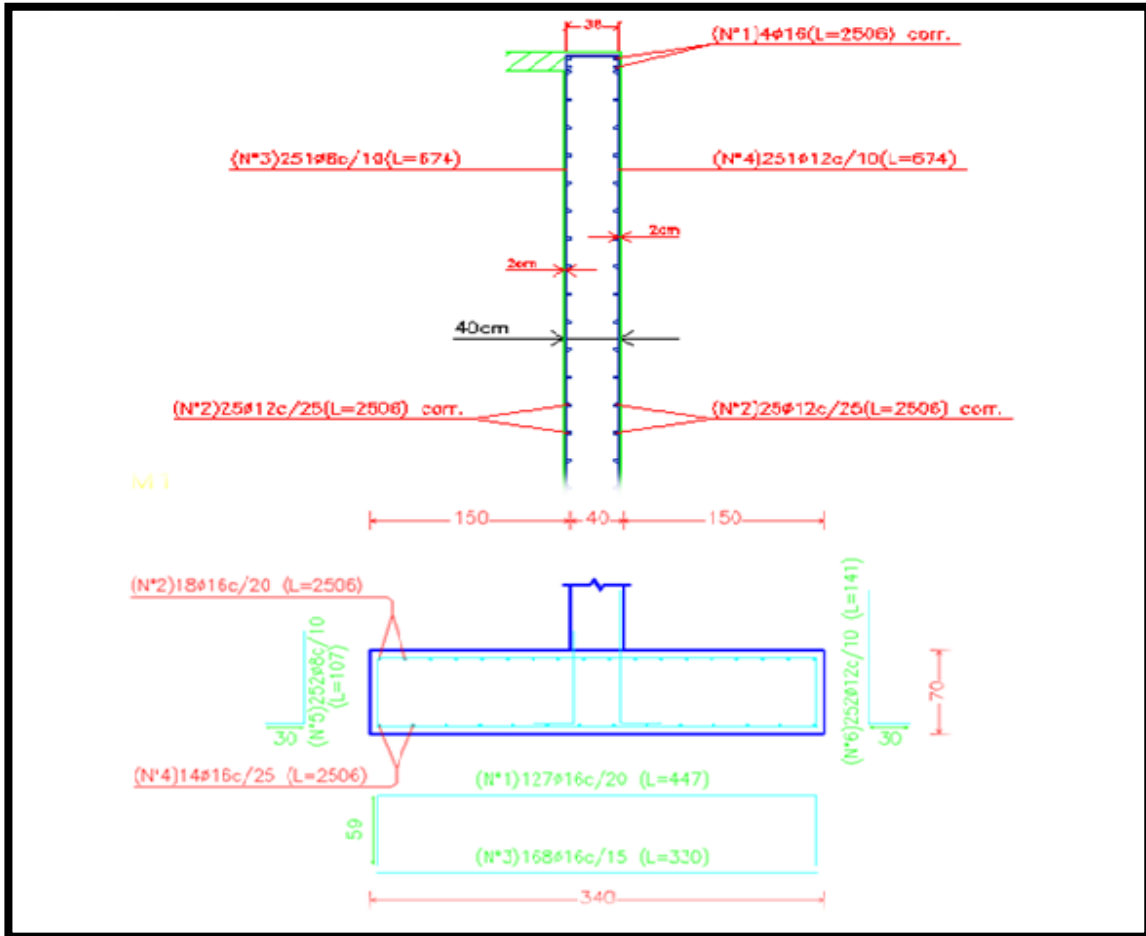


Ilustración 10 Armado de muro de contencion, Elaboracion propia

3.14. Calculo de zapata combinada

| | | | |
|---|--------------|-------|--------------------|
| Resistencia característica del hormigón | $f_{ck} =$ | 250 | kg/cm ² |
| Resistencia característica del acero | $f_{yk} =$ | 4.200 | kg/cm ² |
| Coefficiente minoración Hormigón | $\gamma_c =$ | 1,5 | |
| Coefficiente minoración Acero | $\gamma_s =$ | 1,15 | |
| Coefficiente mayoración de cargas | $\gamma_f =$ | 1,6 | |
| Recubrimiento | $r =$ | 5 | cm |
| Tensión admisible del terreno | $\sigma =$ | 2,3 | kg/cm ² |

Datos

Pilar 1

$N_1 =$ 29,79 tn

$b =$ 0,25 m

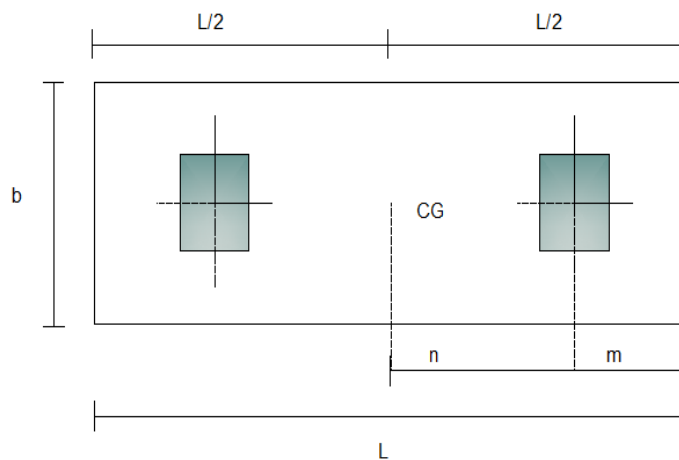
$h =$ 0,30 m

Pilar 2

$N_2 =$ 37,69 tn

$b =$ 0,25 m

$h =$ 0,30 m



$$\sigma_{adm} = \frac{1.05(N_1 + N_2)}{a * b}$$

1. de la ecuación despejamos la sección $a*b$

$a*b =$ 30.806,09 cm²

$\sigma_{adm} =$ 2,19 kg/cm²

$$f_{cd} = 166,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3.652,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vd} = 6,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$R = N_1 + N_2 = 67,48 \text{ tn}$$

2. Ubicación de la resultante:

$$n = (N_2 * 1) / R = 0,56$$

$$m = 0,5 \quad L = 2 * (m + n) \quad 2 \text{ m}$$

3. selección del ancho de la zapata

$$b = 0,95 \text{ m}$$

4. presión neta hacia arriba en la dirección longitudinal es:

$$q_t = \sigma_t * b = 208,09 \text{ kg/cm}$$

$$R = 20.809,52 \text{ kg}$$

5. Calculo de las reacciones cortante y momento:

$$R_1 = R_2 = 10.404,75 \text{ kg}$$

$$M_{max} = 520.212,5 \text{ kg*cm}$$

$$V_{max} = 10.404,75 \text{ kg}$$

6. Calculo de la armadura a flexión:

asumimos h para la altura de la zapata

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

$$d = 23,75 \text{ peralte efectivo}$$

Calculo

$$\text{Momento mayorado} \quad M_d \text{ (kg*cm)} = 832.340 \quad M_d = M_{max} * \gamma_f$$

$$\text{Momento reducido} \quad \mu_d = 0,09 \quad \mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$$

$$\text{Cuantía geométrica} \quad w = 0,0969 \quad \text{De tablas de hormigón}$$

$$\text{Armadura Necesaria} \quad A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 9,97 \quad A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

| | | | |
|------------------------|------------------------------------|-------------------|--------------------------------|
| Armadura mínima | $A_{smin} \text{ (cm}^2\text{)} =$ | 4,51 | $A_{smin} = w_{min} * b_w * h$ |
| Armadura escogida | $A_s \text{ (cm}^2\text{)} =$ | 9,98 | A_s |
| Armadura a utilizar => | 5φ16 | Asprv(cm2) | 10,07 |
| | Asprov | > | As OK |

Disposición final **5φ16mmc/20**

Calculo armadura transversal

Datos

| | | | |
|------------------------|------------------------------------|-------------------|---|
| Momento mayorado | $M_d \text{ (kgm)} =$ | 8.740 | $M_d = M_{max} * \gamma_f$ |
| Momento reducido | $\mu_d =$ | 0,00098 | $\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$ |
| Cuantía geométrica | $w =$ | 0,00098 | <i>De tablas de hormigón</i> |
| Armadura Necesaria | $A_s \text{ (cm}^2\text{)} =$ | 0,10086 | $A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ |
| Armadura mínima | $A_{smin} \text{ (cm}^2\text{)} =$ | 4,06 | $A_{smin} = w_{min} * b_w * h$ |
| Armadura escogida | $A_s \text{ (cm}^2\text{)} =$ | 4,06 | A_s |
| Armadura a utilizar => | 5φ12 | Asprv(cm2) | 5,66 |
| | Asprov | > | As OK!! |

Disposición final: **10φ12mmc/20**

Calculos

| | | | |
|-------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------|--------------------------------|
| Cortante mayorado de cálculo | $V_d \text{ (kg)} =$ | 10.404,75 | $V_d = 1,6 * V$ |
| Resistencia a cortante del hormigón | $f_{vd} \text{ (kg/cm}^2\text{)} =$ | 6,45 | $f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}}$ |
| Cortante resistente por el hormigón | $V_{cu} \text{ (kg)} =$ | 14.564,03 | $V_{cu} = f_{vd} * b_w * d$ |
| 10.404,75 | > | 14.564,03 | No necesita armadura |
| $V_d \text{ (kg)}$ | | $V_{cu} \text{ (kg)}$ | |

Esquema grafico de la columna 10

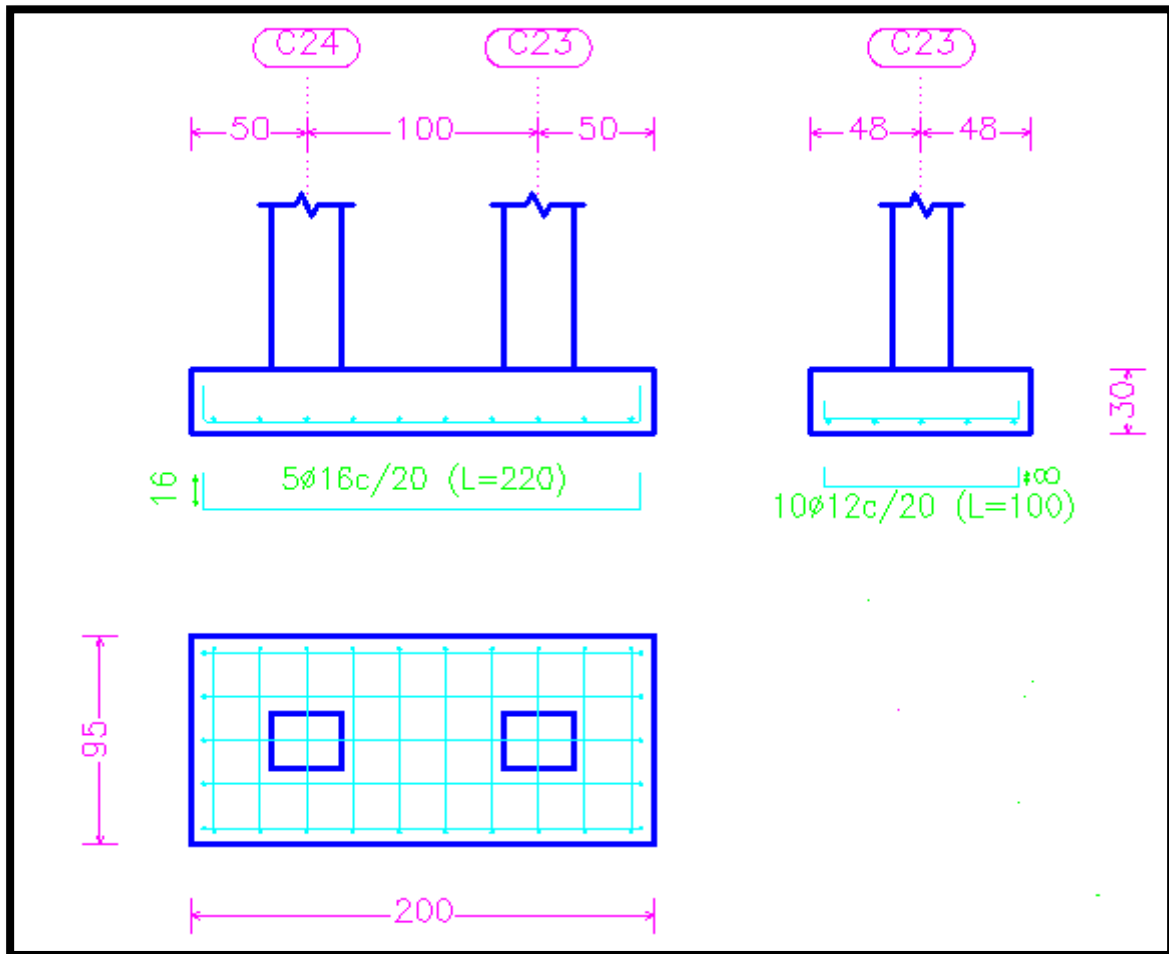
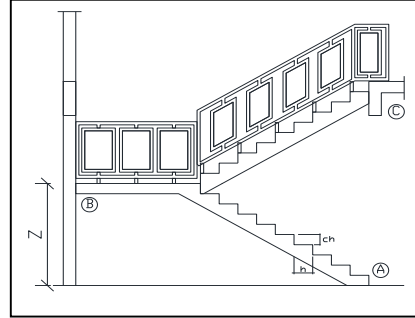
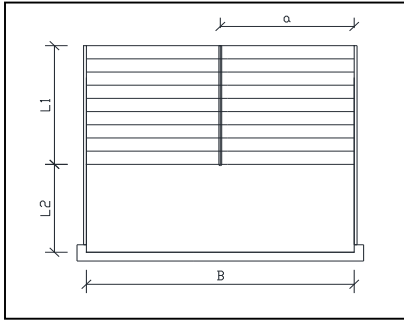


Ilustración 11. Armado de zapata combinada, Elaboracion propia

3.15. Calculo de escalera de H° A°

1. Geometría de la escalera



2. Datos generales:

| | | | |
|---------|-------|---------------------------|--|
| L1 (m)= | 3,64 | Longitud horizontal rampa | $\gamma_{H^\circ A^\circ}(\text{Kg/m}^3)=2500$ |
| L2 (m)= | 1,15 | Longitud descanso | |
| a (m)= | 1,15 | Ancho de rampa | |
| B (m)= | 240 | Ancho total de descanso | |
| t (m)= | 0,18 | Espesor de losa | |
| h (m)= | 0,28 | Huella | |
| ch (m)= | 0,175 | Contra huella | |
| Z (m)= | 2,45 | Altura media a salvar | |
| N = | 14 | Número de peldaños | |

3. Análisis de cargas

Carga muerta rampa

Carga muerta total en la rampa

$$\text{QCM (Kg/m)} = 765,57$$

Descanso

Carga muerta total en el descanso

$$\text{QCM (Kg/m)} = 500$$

Sobrecarga

$$\text{QCV (kg/m)} = 400$$

Carga ultima actuante con la siguiente combinación:

$$\text{QU} = 1.6 \cdot \text{QCM} + 1.6 \cdot \text{QCV}$$

RAMPA

QR (Kg/m)= 1.864,92

Lr (m) = 3,64

Longitud rampa

DESCANSO

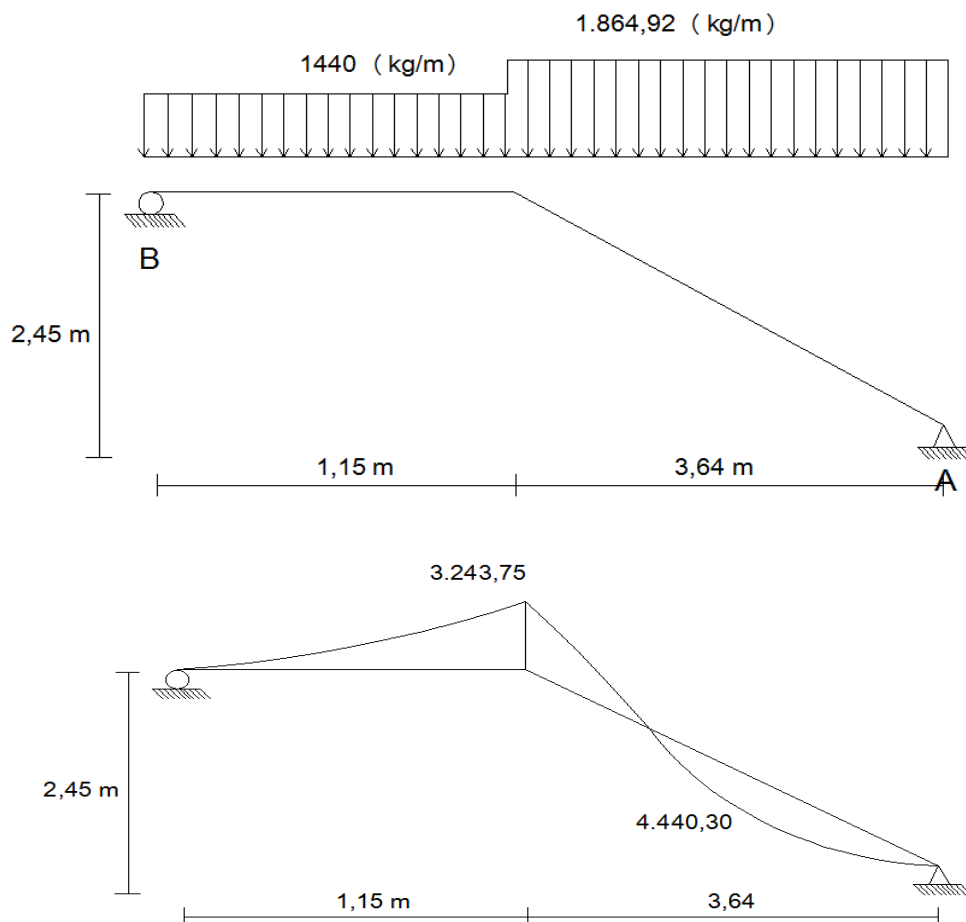
QD (Kg/m)= 1.440

Ld (m) = 1,15

Longitud descanso

Idealizando la escalera se tiene el siguiente esquema:

TRAMO: B - A



Calculando se obtienen lo siguiente:

Md (Kgm) = 4.440,3

RA (Kg) = 4.167,79

Vd (Kg) = 3.391,47

RB (Kg) = 3.444,15

Para el momento negativo se recomienda tomar el valor de losa apoyada en viga perimetral:

$$Md = (q \cdot l^2) / 24$$

MB(Kg*m)= -79,35

MA(Kg*m)= -1.029,56

4. Refuerzo armadura positiva por metro

4.1. datos

| | | | |
|--------|---------|--------------------------|------|
| Mmax = | 4.440,3 | Momento máximo de diseño | Kg*m |
| t = | 18 | Canto de la sección | cm |
| bw = | 100 | Ancho para el calculo | cm |
| d = | 16 | Peralte efectivo | cm |
| r = | 2 | Recubrimiento | cm |

4.2. Cálculos

| | | | |
|------------------------|---------------------------------|-------------|--|
| Momento reducido | $\mu_d =$ | 0,104 | $\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$ |
| Cuantía geométrica | w = | 0,112 | De tablas |
| Armadura Necesaria | A_s (cm2) = | 8,18 | $A_s = w * bw * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ |
| Armadura mínima | A_{smin} (cm2)= | 3,24 | $A_{smin} = w_{min} * b_w * h$ |
| Armadura | A_s (cm2) = | 8,19 | A_s |
| Armadura a utilizar => | 10Φ12mm | | A_{sprov}(cm2)=11,3 |
| | A_{sprov} | > | A_s OK!! |

5. Refuerzo armadura negativa (a) por metro, idem para (b)

5.1. datos

| | | | |
|--------|--------|--------------------------|------|
| Mmax = | 1029,5 | Momento máximo de diseño | Kg*m |
| t = | 18 | Canto de la sección | cm |
| bw = | 100 | Ancho de para el calculo | cm |
| d = | 16 | Peralte efectivo | cm |
| r = | 2 | Recubrimiento | cm |

5.2. Calculos

| | | | |
|--------------------|-----------|-------|--|
| Momento reducido | $\mu_d =$ | 0,03 | $\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$ |
| Cuantía geométrica | w = | 0,031 | De tablas |

| | | |
|--------------------|---|--|
| Armadura Necesaria | $A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 1,90$ | $A_s = w * bw * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ |
| Armadura mínima | $A_{smin} \text{ (cm}^2\text{)} = 3,24$ | $A_{smin} = w_{min} * b_w * h$ |
| Armadura | $A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 3,2$ | A_{smin} |
| | $A_{sprov} > A_s$ | OK!! |

6. Armadura de distribución superior e inferior

Se adoptará una armadura de distribución mínima, por lo tanto se tiene la sgte. disposición:
Φ8 c/20cm

7. Armadura superior temperatura

Se dispondrá de armadura mínima, por lo tanto:

| | | |
|------------------------|---|---|
| Armadura mínima | $A_{smin} \text{ (cm}^2\text{)} = 3.24$ | |
| Armadura a utilizar => | 6Φ8mm | $A_{sprov} \text{ (cm}^2\text{)} = 3,018$ |

8. Verificación al corte

8.1. DATOS:

| | | | |
|-------------|----------|---------------------------|----|
| $V_{max} =$ | 3.391,47 | Cortante máximo de diseño | Kg |
| $t =$ | 18 | Canto de la sección | cm |
| $bw =$ | 100 | Ancho de para el calculo | cm |
| | | Peralte | |
| $d =$ | 16 | efectivo | cm |
| $r =$ | 2 | Recubrimiento | cm |

8.2. Cálculo

Cortante resistente por el hormigón

$$V_{cu} \text{ (kg)} = 9472,00 \quad V_{cu} = f_{vd} * bw * d$$

$$339147 > 9472,00 \quad \text{armadura mínima transversal}$$

$V_d \text{ (kg)} > V_{cu} \text{ (kg)}$ Condición para el calculo

3.16. Presupuesto general

Para el proyecto se tomó en cuenta las actividades más importantes y significativos, el cómputo métrico fue desarrollado por bloques debido a la magnitud del proyecto y los precios unitarios del proyecto se incluye el costo de la mano de obra, materiales, herramienta, equipos, cargas sociales, gastos generales, administrativos, impuestos y utilidades sin tomar en cuenta instalaciones, obra fina.

Los parámetros tomados en cuenta para el presente proyecto se mencionan a continuación:

PARÁMETROS

CARGAS SOCIALES 60,00%

IVA 13%

IT 3,0%

HERRAMIENTAS MENORES 5,00%

GASTOS GENERALES 10,00%

UTILIDAD 10,00%

El presupuesto general estructural del proyecto es:

| PRESUPUESTO GENERAL DE LA OBRA | | | | | |
|--------------------------------|--|--|----------|-----------|-----------|
| Nº | DESCRIPCION DEL ITEM | UNIDAD | CANTIDAD | P.U.TOTAL | COSTO Bs |
| 1 | LIMPIEZA Y DESBROCE | m2 | 481,88 | 3,23 | 1558,40 |
| 2 | INSTALACION DE FAENAS | m2 | 27,00 | 181,54 | 4901,54 |
| 3 | TRAZADO Y REPLANTEO | m2 | 481,88 | 11,86 | 5715,39 |
| 4 | EXCAVACION TERRENO SEMIDURO MANUAL 0-2 M | m3 | 178,92 | 93,54 | 16736,36 |
| 5 | RELLENO Y COMPACTADO C/SALTARIN S/MATERIAL | m3 | 178,92 | 87,96 | 15737,27 |
| 6 | ZAPATAS DE HORMIGON ARMADO FCK=250 KG/CM2 | m3 | 73,00 | 2929,72 | 213869,52 |
| 7 | SOBRECIMENTOS DE HORMIGON ARMADO FCK=250 KG/CM2 | m3 | 11,90 | 3218,94 | 38305,41 |
| 8 | IMPERMEABILIZACION DE SOBRECIMENTOS | m2 | 259,86 | 24,47 | 6357,98 |
| 9 | COLUMNAS DE HORMIGON ARMADO FCK= 250 KG/CM2 | m3 | 27,28 | 4632,59 | 126376,98 |
| 10 | MURO DE HORMIGON ARMADO FCK= 250 KG/CM2 | m3 | 40,64 | 3663,48 | 148883,78 |
| 11 | VIGAS DE HORMIGON ARMADO FCK=250 KG/CM2 | m3 | 36,80 | 4426,09 | 162880,03 |
| 12 | LOSA ALIVIANADA CON VIGUETAS PRETENSADAS H=25 CM | m2 | 434,50 | 314,73 | 136751,17 |
| 13 | LOSA RETICULARES H=30 CM | m3 | 115,33 | 2085,43 | 240512,46 |
| 14 | ESCALERAS DE HORMIGON ARMADO FCK=250 KG/CM2 | m2 | 38,47 | 4265,34 | 164087,73 |
| 15 | CUBIERTA METALICA MAS CALAMINA Nº28 | m2 | 273,25 | 1153,67 | 315241,51 |
| | | 1597915,52 | | | |
| MONTO TOTAL EN Bs | | UN MILLON QUINIENTOS NOVENTA Y SIETE MIL NOVECIENTOS QUINCE CON 52/100 | | | |

CAPÍTULO I V: APORTE ACADEMICO

4.1. Marco Conceptual

Debido a las condiciones de diseño arquitectónico se realizó un diseño alternativo al de la alternativa seleccionada es el de realizar una losa plana nervurada (reticular) sin vigas y posteriormente realizar la un análisis económico de costos de ambos por que la estructura presenta características para realizar cualquiera de las dos alternativas.

4.1.1. Las estructuras diseñadas considerando losas sin vigas deberán tener en cuenta la transmisión de momentos entre las columnas y las zonas de losa cercanas a las mismas debido a cargas de gravedad desbalanceadas

4.1.2. Para proporcionar mayor resistencia por cortante en dos direcciones (punzonamiento), las losas sin vigas podrán diseñarse considerando ábacos o capiteles.

Sólo se considerará estructuralmente efectiva la parte de capitel que se localice dentro del mayor cono circular, pirámide recta o cuña achaflanada con sus planos a no más de 45° del eje de la columna.

4.2. Producto – aporte Respecto al Presupuesto

Esquema de estructura de losa plana reticular

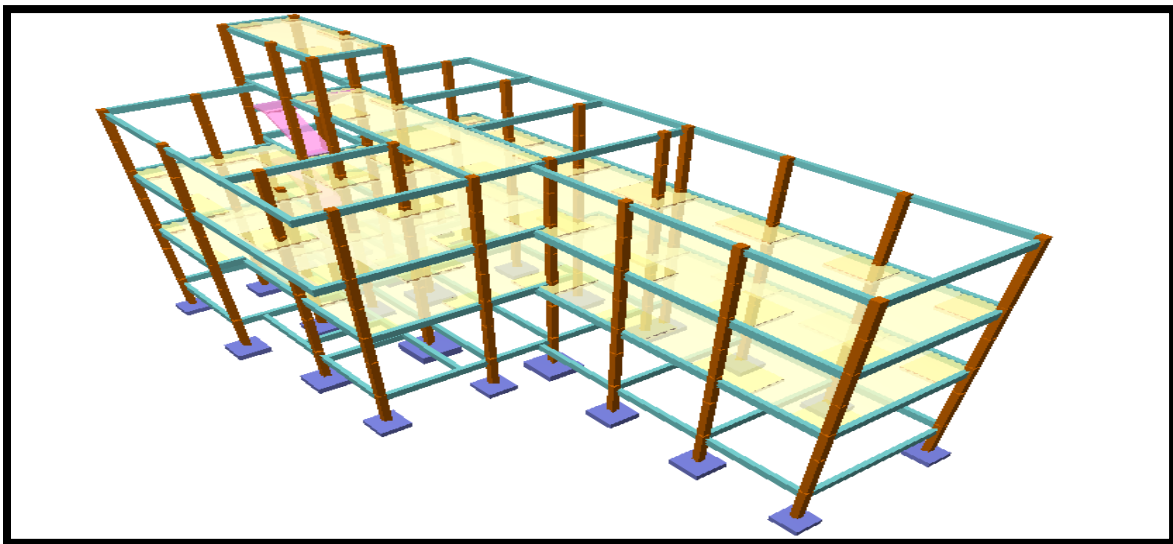


Ilustración 1. Esquema de la edificación con losa plana reticular, Elaboracion propia

4.2.1 Comparación la cantidad de Acero

La comparación del acero se lo realiza considerando una pérdida del 10 % por efectos de cortes y pérdidas de acero.

Cantidad total de acero para la estructura aporticada conformada por losa aligeradas: 10.463 Kg.

Cantidad total de acero para la estructura conformada por losa plana reticular sin vigas: 14.049 Kg.

4.3. Comparación económica

Costo total de la estructura aporticada con losa aligerada: 1'597.915,52 Bs.

Costo total de la estructura conformada por losa plana reticular sin vigas: 1'655.440,48 Bs.

Diferencia de costos para la misma es: 57.525,33 Bs.

4.4. Guía para su utilización.

La utilización del presente aporte académico es bastante sencillo lo único que tiene que hacer es medir las distancias de las luces de columna a columna ya que la alternativa N°1 que es la construcción de la estructura aporticada conformada con losa aligerada es confiable su utilización para estructuras no de grandes luces por su economía y la facilidad en su ejecución. Para el uso de la alternativa N° 2 conformada por losa plana reticular es necesario que la estructura presente grandes luces para que este se encuentre bien justificada su aplicación para no aumentar el costo de la obra.

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES:

- El costo del proyecto se redujo bastante al fundar a 2 m. debido a la capacidad portante del terreno y el tipo de suelo y también los volúmenes de excavaciones en las fundaciones.
- El costo estimado del proyecto según el presupuesto es de Bs. 1'597.915,52 el costo contempla la estructura portante es decir solo la (obra gruesa sin muros)
- La diferencia económica que se presenta equivale a un aumento del 3.6 % del costo total con respecto a la alternativa N° 1.
- El proyecto tiene un plazo de ejecución de 221 días hábiles

RECOMENDACIONES:

- Se deberá realizar el diseño de drenaje tomando las siguientes consideraciones que se tubo para su diseño estructural:
Precisamente en la época de lluvia se presentara la acumulación de agua en el espacio interior no construido del mismo que se da debido a la precipitación sobre el área por la topografía que presenta el lugar, esto podría provocar daños en la estructura poniendo en peligro la misma por ello la importancia radica en la implementación de estructuras como ser. El diseño hidráulico y sus componentes del drenaje pluvial de evacuación de aguas hacia un lugar de recepción para que continúe escurriendo por gravedad hasta una corriente natural como ser una quebrada la cual se encuentra a SUR OESTE detrás de la edificación a 25 m aproximadamente del área de emplazamiento de la estructura mismo que se deberá verificar con el plano topográfico Anexo 3.
- Se debe tomar en cuenta la distancia de luces entre columnas para determinar el tipo de losa más económico sustentable y técnicamente viable.
- Se deberá considerar crear una red de drenaje con capacidad suficiente para evacuar el agua de los trasdós del muro de contención evitando la filtración de humedad con el uso de geocompuestos en los trasdós
- Antes de fundar se recomienda realizar una verificación de la capacidad portante presente en el terreno.

- Para lograr la resistencia requerida en diseño utilizar agregados de buena calidad y tamaños indicados en las especificaciones.
- En la construcción se debe seguir estrictamente los planos de detalles y especificaciones técnicas para evitar fallas en el funcionamiento.