

CAPITULO 1

1.1. ANTECEDENTES.

La localidad del Valle de la Concepción perteneciente al Municipio de Uriondo de la Primera Sección de la provincia Avilez del Departamento de Tarija, presenta un aumento significativo en la población, incrementando asimismo las necesidades de contar con ambientes adecuados para las diferentes organizaciones sociales de la comunidad, que permitan la realización de reuniones, asambleas y diferentes tipos de actividades sociales inherentes a cada organización; como es el caso específico del Centro de Mujeres, que requieren de ambientes adecuados a sus actividades.

1.1.1. El problema.

El problema identificado con el presente proyecto en la localidad del Valle de la Concepción, se refiere a la necesidad manifiesta de las integrantes del Centro de Mujeres, que requieren de ambientes específicos para el desarrollo de sus actividades, talleres, reuniones y otros concernientes a su organización y de sectores afines como los centros de madres, etc.; la carencia de estos ambientes provoca incomodidad y una demanda social de parte de este sector a las autoridades pertinentes.

Por lo indicado anteriormente, las organizaciones que aglutinan a las mujeres del Valle de la Concepción y otras comunidades vecinas, requieren contar con una infraestructura que cuente con todas las condiciones adecuadas para el desarrollo de sus actividades, de forma oportuna y adecuada.

1.1.2. Planteamiento

El Valle de la concepción, de la provincia Avilés perteneciente al Municipio de Uriondo, carece de una infraestructura adecuada para el desarrollo de actividades y reuniones de Mujeres donde se pueda realizar diferentes tipos de actividades entre las cuales están talleres, reuniones, centros de madres. También se debe considerar el incremento de la población, que va creciendo concordé pasan los años y por ende las demandas también incrementan, con respecto al sector femenino de la población del Valle de la Concepción demanda una infraestructura para albergar diferentes

actividades que favorezcan a este sector por lo que es necesario un centro de Mujeres “Casa de la Mujer”.

Las principales causas que generan el problema son:

- * Falta de una estructura.
- * Incremento de la población.
- * Demanda social por parte de Mujeres de contar con una infraestructura para su sector.

- * Falta de ambientes donde puedan realizar sus actividades.

De mantenerse la situación actual se incrementara la incomodidad de la población como así la demanda de la población por falta de un centro que rinda con las demandas de la población; por lo que hace necesario plantear como solución. La siguiente alternativa:

- Construcción de la Casa de la Mujer

1.1.3. Formulación

Por consiguiente, la alternativa de solución es la “Construcción de la Casa de la Mujer”. Con la construcción de una nueva infraestructura, se puede solucionar el problema

1.1.4. Sistematización

La alternativa propuesta de una “**Casa de la Mujer**” con cubierta de madera y estructura de H°A° es la solución viable técnica, estética y económica; de acuerdo al análisis previo que se realizó en el perfil de la Propuesta de Proyecto de Ingeniería Civil y según la información secundaria del mismo.

1.2.OBJETIVOS.

En la propuesta de proyecto de Ingeniería Civil se contemplan los siguientes objetivos.

1.2.1. General.

Realizar el diseño estructural del “Construcción de la Casa de la Mujer” con elementos de H°A° y Madera cumpliendo con los parámetros de diseño de la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

1.2.2. Específicos.

Entre los objetivos específicos se plantean los siguientes:

- Realizar el estudio de suelos, para definir el tipo de fundación.
- Realizar el diseño estructural de fundaciones, en función al tipo de suelo.
- Realizar el diseño estructural de los elementos de sustentación (estructura aporticada de H°A°).
- Realizar el diseño estructural de los elementos de cubierta (Cerchas de madera).
- Realizar el diseño estructural de los elementos de entrepiso (Losas casetonada y alivanada).
- Realizar el cálculo y diseño de la estructura idealizada con los programas SAP-2000 para el análisis de fuerzas internas de la cercha y CYPECAD 2012 análisis de la estructura, comparar estos resultados con el cálculo obtenido manualmente.
- Realizar una hoja electrónica Excel para el diseño de losas casetonada.

1.3.JUSTIFICACION.

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

1.3.1. Académica.

Utilizar y profundizar los conocimientos adquiridos por el estudiante en el análisis, planteamiento y diseño de estructuras de fundación, columnas, vigas, losas de entrepisos y elementos de cubiertas. Además de poner en práctica estos conocimientos.

1.3.2. Técnica.

Aplicar el paquete electrónico “CIPECAD 2012” para el análisis estructural de la estructura de sustentación de cada una de las partes que la compone, como ser columnas, vigas, etc.

1.3.3. Social- Institucional.

Colaborar a la Subgobernación de Uriondo, con el diseño estructural y un presupuesto referencial del proyecto, el mismo que permitirá buscar financiamiento para su posterior construcción y con este solucionar el problema de la falta de una infraestructura para las Mujeres.

1.4. ALCANCE DEL PROYECTO

De acuerdo a la información secundaria de la propuesta del proyecto se analizó las posibles alternativas estructurales, por lo que el alcance se define a continuación:

1.4.1. Análisis de la estructura.

Dentro del perfil de proyecto se analizó las siguientes alternativas de planteo estructural:

- Muro portante con cimentación corrida de H°C°.
- Muro portante con cimentación corrida viga “T” invertida de H°A°.
- Estructura porticada de H°A° con cimentación de zapata aislada de HA°.
- Estructura aporticada de H°A° con cimentación de losa de fundación de HA°.

Como resultado de análisis de alternativas se definió que la alternativa viable para el proyecto “Construcción de la Casa de la Mujer” es:

- Estructura porticada de H°A° con cimentación de zapata aislada de HA°(la misma estará sujeta al estudio de suelos).
- Estructura de entre piso: losa alivianada y losa casetonada
- Estructura de cubierta: cerchas de madera.

Se definió de acuerdo a los planos arquitectónicos que consta de tres niveles con diferentes ambientes como ser talleres centros de reunión, sala de cunas, sala juegos y un salón de espectáculo y del estudio de suelos realizado en campo de acuerdo a la resistencia admisible del suelo.

1.4.2. Restricciones

- El proyecto no contemplará el diseño de instalaciones Básicas.
- No se realizara el análisis Socio- Económico.
- El proyecto no contemplará el diseño de un sistema de aguas servidas.

1.4.3. Resultados a lograr.

Los siguientes resultados se incorporarán en el Proyecto de Ing. Civil que se deberán lograr cuando se desarrolle el proyecto en la asignatura CIV 502.

- Levantamiento Topográfico: Se realizara el levantamiento de la topografía del terreno, para poder hacer el diseño correspondiente de la estructura nueva.
- Estudio de suelos: para el diseño estructuras, se hace un estudio de suelos estratificado para determinar la capacidad máxima de carga que acepta el terreno, la cual debe ser suficiente para soportar el peso propio y cargas actuantes en la estructura.

Además con la capacidad portante, diseñar las fundaciones, la profundidad a la cual van a estar ubicadas, este estudio será realizado en el laboratorio de suelos de la U.A.J.M.S. a base de muestras tomadas en el lugar de emplazamiento, “Construcción de la Casa de la Mujer”.

- Diseño y cálculo estructural de: vigas H°A°, columnas H°A°, zapatas aisladas H°A°, diseño de cerchas de madera, e infraestructura en general. (Estudiante - en función al marco teórico que se desarrollara en la propuesta.)

Diseño y cálculo estructural de la cubierta: cercha de madera (Estudiante - en función al marco teórico que se desarrollara en la propuesta y al estudio de alternativas).

- Diseño y cálculo estructural de la infraestructura de sustentación que comprende el Construcción de la Casa de la Mujer desde el tipo de fundación, estructura de sustentación del edificio hasta el tipo de cubierta a ser empleado en el proyecto.
- Plan de construcción, especificaciones constructivas y cubicaciones.
- Especificaciones técnicas para la ejecución del proyecto.
- Realización de cómputos métricos, presupuesto y precios unitarios de la obra.
- Elaboración del informe del proyecto.
- En el presente proyecto a desarrollarse, no se realizara el cálculo de instalaciones (eléctricas sanitario, etc.), siendo así, solo se realizara un cálculo aproximado que se incorpora al presupuesto general de la obra, en función a precios referenciales.

- Estudios que sean necesarios para realizar el cálculo estructural con éxito (Estudio de suelos y estudio topográfico).

1.4.4. Aporte académico del estudiante.

Realizar una hoja electrónica Excel para el diseño de losas casetonadas.

1.5. Localización

El estudio a Diseño Final Construcción de la Casa de la Mujer esta localizado en el Municipio de Uriondo, Primera Sección Municipal de la Provincia Avilez del Departamento de Tarija.

En el siguiente cuadro se muestra la Casa de la Mujer ubicado en el municipio de Uriondo.

Uriondo, la primera sección de la provincia Avilez del Departamento de Tarija, limita al norte y al este con la provincia Cercado al sur con la provincia Arce, y al oeste con el municipio de Yunchara. En la región se distinguen dos zonas: la montañosa, con serranías importantes como Sama, Laderas y Barrancas, y la de valles, con ondulaciones surcadas por los ríos Camacho y Guadalquivir, unión de la cual nace el río Tarija.

Tabla N° 1

Ubicación Geográfica:	
Latitud Sur	21°17'
Longitud Oeste	64°48'
Altura	1716.6 m.s.n.m.

“Fuente Elaboración propia”



Figura 1

“Departamento Tarija”



Figura 2

“Provincia Avilez - Uriondo”

CAPITULO II

2.1. Levantamiento topográfico.

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

En un levantamiento topográfico se toman los datos necesarios para la representación gráfica o elaboración del mapa del área en estudio. Se lo realiza con equipos topográficos como un Teodolito o una Estación total.

Curvas de Nivel.

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

El concepto de curvas de nivel se ilustra en la figura 3

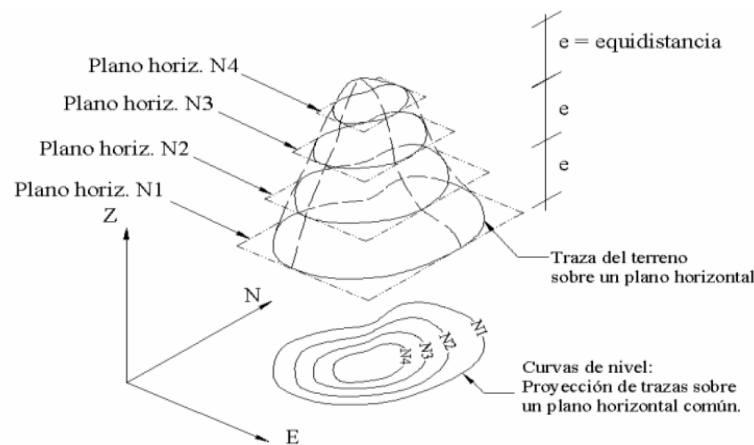


FIG. 3 REPRESENTACIÓN DEL CONCEPTO DE CURVA DE NIVEL

2.2. Estudio de suelos.

Cuando se trata de edificaciones, con el estudio de suelos se determina la capacidad máxima de carga que acepta el terreno y si es suficiente por la sobrecarga del edificio. Esto se lo realizara mediante un ensayo del suelo “in situ” utilizando el equipo de SPT (penetrometro dinámico estándar). Este ensayo permite averiguar la densidad relativa del suelo.

Una vez realizado el ensayo en campo se procede al ensayo en laboratorio:

- Sacar contenido de humedad de la muestra extraída, para calcular su condición saturada.
- Realizar ensayos de granulometría y límites de ATTERBERG, para determinar su clasificación de suelos según AASHTO y SUCS.
- Se realiza la metodología de cálculo

Se tiene que normalizar el número de golpes y eso se lo realiza mediante Bowles. Una vez realizado la corrección, con el número de golpes y la clasificación del suelo, se puede entrar en los ábacos B.K. Hough, de acuerdo al tipo de suelo, se ubicara de inmediato los valores de capacidad de carga admisible.

2.3. Diseño arquitectónico.

El diseño arquitectónico fue elaborado por el cuerpo técnico de la Subgobernación de Uriondo y todo el detalle de la Casa de la Mujer se puede apreciar ampliamente en los planos de arquitectura (**Anexos**).

2.4. Idealización de las estructuras

2.4.1. Sustentación de cubierta

Una vez que se tiene ya establecidas las cargas actuantes sobre las cerchas surge lo que se llama:

- Cercha real: En la cual las cargas pueden estar aplicadas en cualquier lugar, en los tramos elementos o nudos.
- Cercha ideal: Que tiene solamente cargas aplicadas en los nudos. Solo existen fuerzas normales (fuerza interna perpendicular a la sección)

Las obtención de las fuerzas internas en cada barra nos permiten realizar el dimensionamiento de las mismas

2.4.2. Sustentación de la edificación

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

Los pórticos de la estructura están compuestos de columnas de sección cuadrada y rectangular, las vigas de arriostramiento (sobre cimientos y encadenado) de sección rectangular, las losas serán forjados reticulares.

2.4.3. Fundaciones

Las fundaciones estarán compuestas de zapatas aisladas, las cargas provenientes de la estructuras son moderadas por tratarse de una edificación de dos plantas, como así también se tiene un suelo de fundación bueno, la fundación se encuentra a un nivel de 2 m. además las zapatas aisladas son más económicas, puesto que los volúmenes de hormigón que requieren para materializar este tipo de fundación son reducidos.

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

2.5. DISEÑO ESTRUCTURAL

2.5.1. Estructura de sustentación de cubierta

Para el diseño de cubiertas se debe tomar en cuenta primeramente el material a emplear y sobre todo el tipo de cercha. En este medio se emplea mucho las cerchas de madera para lo cual se recurre a los criterios de diseño del Pacto Andino y el libro Diseño de Estructuras de maderas de Ing. José Rodrigo Lea Plaza (Ref.).

2.5.1.1. Espaciamiento

El espaciamiento más económico depende del costo relativo de las armaduras, de las correas y cobertura. Para el caso de cubiertas de teja colonial, es buena práctica adoptar los 80 cm.

2.5.1.2. 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 :

Presión del viento

La ecuación para determinar dicha presión es:

$$P = C * q \quad q = 0.0484 * V^2 \quad (\text{Ecu. 1})$$

Dónde:

P: es la presión del viento en (kg/m²)

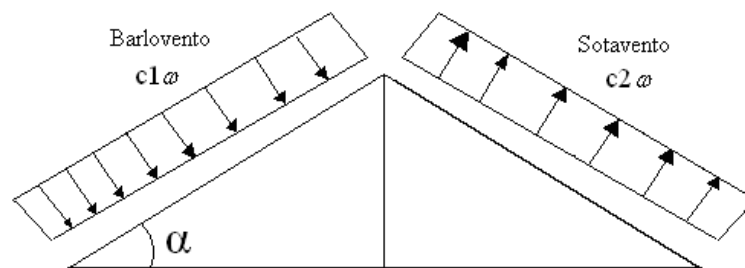
q: Presión en función del viento (kg/m²)

c: Coeficiente que depende de la inclinación de la cubierta.

V: velocidad del viento Km/h

V = 100 Km/hr Velocidad del viento (datos de SENAMHI)

Figura N° 4
Barlovento y Sotavento



Los valores de los coeficientes c1 y c2 están dados en el cuadro N° 3.

TABLA N° 2

VALORES DEL COEFICIENTE C		
Valor de ϕ 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
45	0,65	-0,27
60	0,85	-0,27
70	0,85	-0,27
90	0,85	-0,27

Fuente: Ref. libro de diseño de estructuras de madera del ing. José Rodrigo Lea Plaza

2.5.2 Estructura de sustentación de la edificación

Elementos Estructurales

2.5.2.1 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.

2.5.2.1.1 Proceso de cálculo a flexión simple

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

$$M_d = M * \gamma_s$$

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

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

Donde:

b_w = Ancho de la viga

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

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

3.- Se calculará el valor de μ_{lim} , del formulario de la norma boliviana del hormigón armado.

1. $\mu_{lim} > \mu_d$ no necesita armadura a compresión
2. $\mu_{lim} \leq \mu_d$ necesita armadura a compresión

2.5.2.1.2 Cálculo de las armaduras a tracción y compresión

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

Proceso de cálculo de la armadura a tracción:

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

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

Donde:

w= Cuantía mecánica de la armadura

f_{yd}= Resistencia de cálculo del acero

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

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

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

La ecuación que se muestra, solo es para secciones rectangulares

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

Para el segundo caso, cuando la viga necesite armadura a compresión, como de una

armadura que soporte los esfuerzos de tracción, se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

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

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

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

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

Donde:

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

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

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

ζ = Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r = Recubrimiento geométrico.

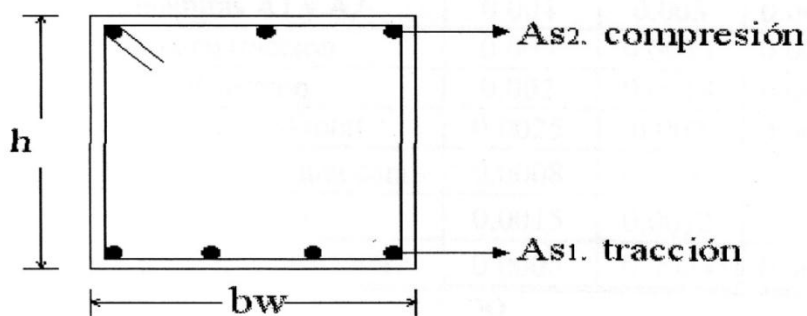


Fig.5 Viga de hormigón armado

b) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

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

Donde:

As1= Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción.

As2= Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de compresión.

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

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

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

2.5.2.1.3 Cálculo del esfuerzo cortante

Para el cálculo del esfuerzo cortante, Jiménez Montoya dice: en caso particular de inercias constantes tenemos que la tensión de cizallamiento es definida por la ecuación ya conocida de la resistencia de los materiales".

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

Donde:

τ =Esfuerzo cortante

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

m=Momento estático 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 en la dirección en que estamos diseñando.

Calculo de la armadura transversal

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

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

$$V_{cu} \geq V_d$$

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

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

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

$$V_d > V_{cu}$$

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

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

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

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

2.5.2.2 Columnas

2.5.2.2.1 Introducción

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

- Columnas Cortas
- Columnas Largas

La armadura es constituida por barras longitudinales que son las que absorben los esfuerzos principales junto con el hormigón, y la armadura transversal que son los estribos, tienen la función de evitar la rotura por deslizamiento, evitando el pandeo de la armadura longitudinal y absorber los esfuerzos cortantes.

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

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

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

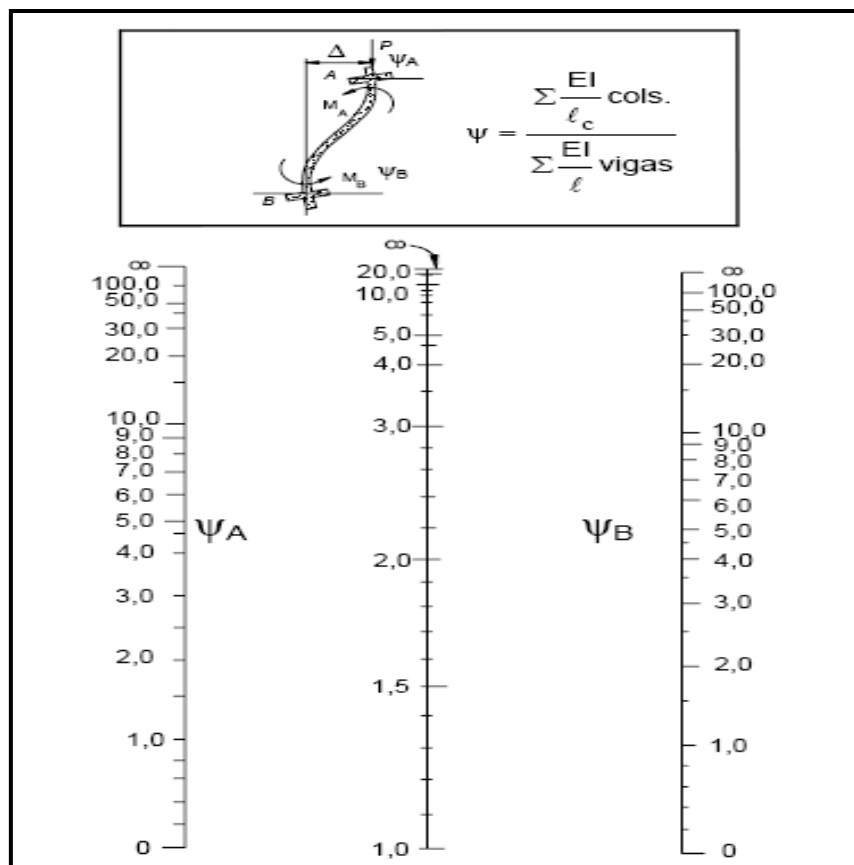


Figura 6 Pórticos traslacionales (para obtener el valor de k)

FUENTE: Norma Boliviana de Hormigón Armado

Método Aproximado de la Instrucción Española

Este método es aplicable piezas de sección constante cuya esbeltez mecánico sea superior a 100 ($\lambda < 100$). La sección deberá dimensionarse para una excentricidad igual a :

$$e_{total} = e_e + e_a \leq e_2 \text{ con}$$

$$e_a = (1 + 0,12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} * \frac{l_o^2}{50 i_c}$$

con los siguientes significados:

e_e	=	excentricidad de cálculo de primer orden equivalente: $e_e = 0,6 e_2 + 0,4 e_1$ para soportes intraslacionales, $e_e = e_1$ para soportes traslacionales;
e_a	=	excentricidad ficticia equivalente a los efectos de segundo orden;
e_2	=	excentricidad de cálculo máxima de primer orden, tomada con signo positivo;
e_1	=	excentricidad de cálculo mínima de primer orden, tomada con el signo que le corresponda. Normalmente e_2 y e_1 son las excentricidades en los extremos. No se tomarán menores que la excentricidad accidental mínima
l_0	=	longitud de pandeo del soporte;
i_c	=	radio de giro de la sección bruta de hormigón en la dirección considerada;
ϵ_s	=	f_{yd}/E_s = deformación del acero para su resistencia de cálculo f_{yd} ;
ϵ	=	parámetro auxiliar para tener en cuenta los efectos de la fluencia: $\epsilon = 0,003$ cuando el axil cuasipermanente no supera el 70 por 100 del axil total; $\epsilon = 0,004$ cuando el axil cuasipermanente es mayor del 70 por 100 del axil total;
β	=	factor de armado: $\beta = 1,0$ para armaduras en las caras frontales (máxima eficacia frente al pandeo), $\beta = 3,0$ para armaduras en las caras laterales (mínima eficacia frente al pandeo), $\beta = 1,5$ para armaduras en las cuatro caras (caso intermedio);
h	=	canto total medido paralelamente al plano de pandeo.

En el caso de sección rectangular el radio de giro $i_c = h/3,464$ y la expresión anterior se reduce a la siguiente:

$$e_a = (1 + 0,12\beta)(\epsilon_y + \epsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} * \frac{l_0^2}{14,343 h}$$

1.- Proceso de cálculo

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

1.-La esbeltez de un elemento se la determina mediante la siguiente fórmula:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{k * l}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

Donde:

l₀ = longitud de pandeo que es igual a (l*k)

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

A= Área transversal de la columna

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

2.- Excentricidad mínima de cálculo

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

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

3.-Resistencia del hormigón

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

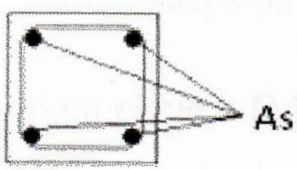
$$f_{cd} = 0,9 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

4.- Cálculo de las armaduras

Armadura longitudinal

Para piezas sin pandeo y solicitadas por carga axial

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



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

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

Despejando A_s de la ecuación:

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

La armadura mínima es:

$$A_s = 0,006 * A_c$$

La armadura máxima es:

$$A_s = 0,08 * A_c$$

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

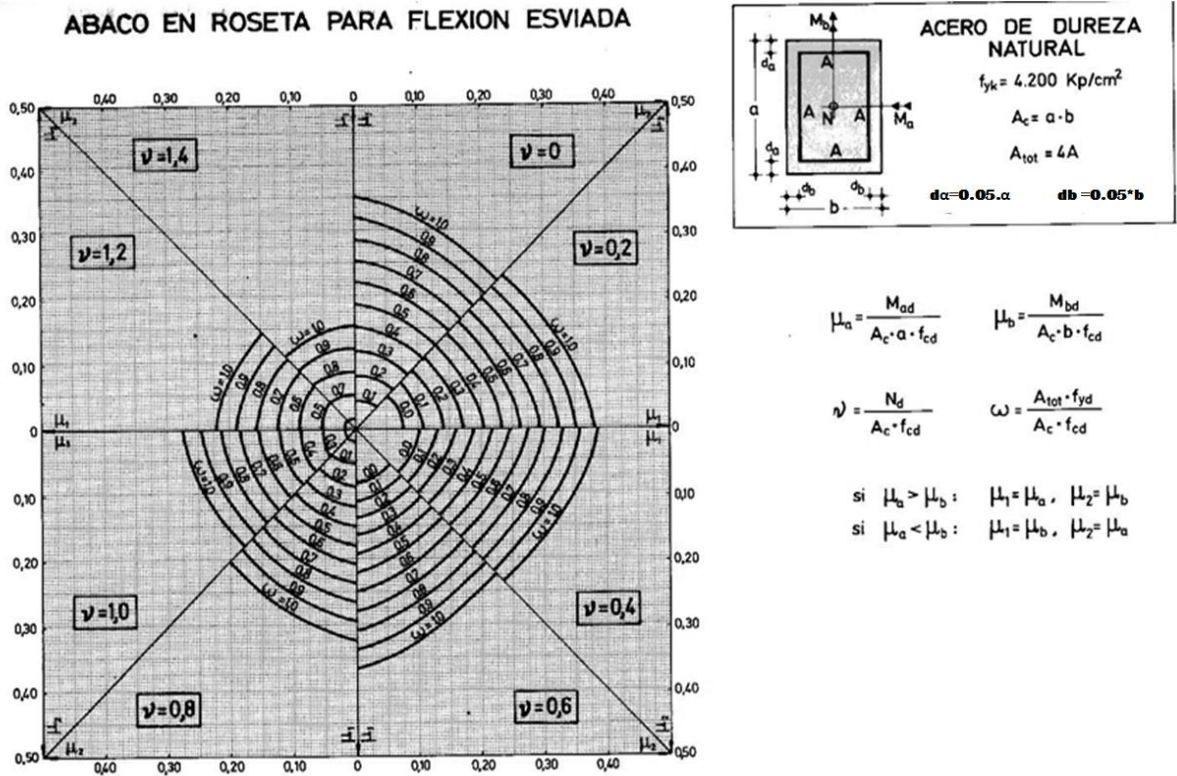
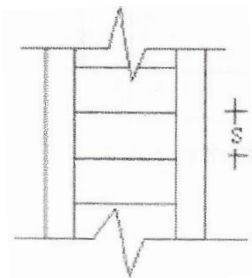


Fig. 7 Roseta para Flexión Esviada “ Fuente: Hormigon Armado (Pedro Jiménez Montoya)

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 diametro del estribo será:

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

2.5.3 Estructuras complementarias (escaleras)

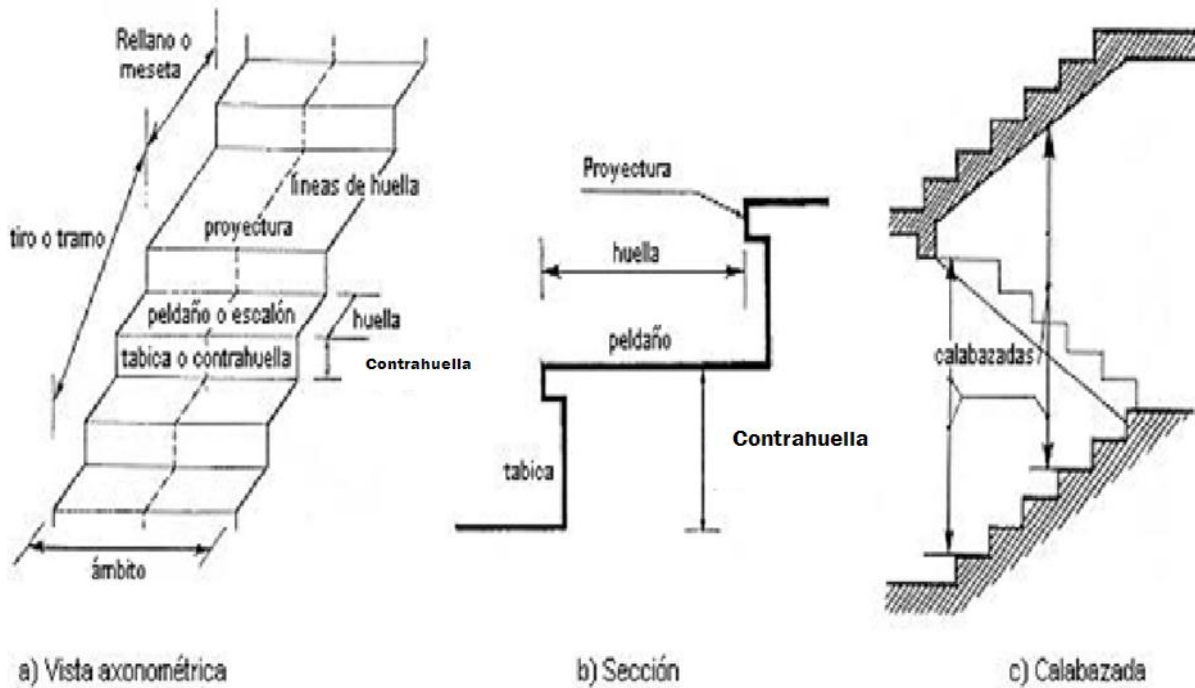


Fig. 8 Representación de las partes de una escalera

2.5.3.1 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.

2.5.3.2 Proceso de cálculo

$$p = \text{huella}$$

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

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

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

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

L_n= Longitud horizontal de la escalera

h= Proyección vertical de t

h_m= Altura media

Cálculo de la carga última

$$qu = pp + Acab + sc$$

Donde:

qu= Carga última que actúa sobre la escalera

pp= Peso propio

Acab= Acabados

sc= Sobrecarga de uso

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

Cálculo del canto útil

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

Donde:

t= Espesor de la losa de la escalera

r= Recubrimiento

Φ=Diámetro del hierro

Cálculo de la armadura positiva

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

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

Donde:

As= Área de armadura positiva

f 'c= Resistencia característica del hormigón a los 28 días (kg/cm²)

fy= Limite de fluencia del acero (kg/cm²)

Disposición de la armadura

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

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

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

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

Donde:

S=espaciamiento entre barras

Refuerzo de momento negativo

$$(-)A_s = \frac{(+)A_s}{2}$$

$$A_{s \text{ min}} = \mathbf{0,0018} * b * d$$

$$A_{s \text{ min}} < (-)A_s$$

Refuerzo transversal por temperatura

$$A_{st} = \mathbf{0.0018} * b * t$$

$$S = \frac{A_{\phi}}{A_{st}}$$

Donde:

A_{st}=Área de armadura transversal

A Φ = Área de la barra de hierro

Refuerzo transversal en el descanso

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{H}{Ln} \right)$$

$$S_L = \left(\frac{S}{\cos \beta} \right)$$

Donde:

H= Altura de la escalera

Ln= Longitud horizontal de la escalera

S_L= Espaciamiento entre barras en el descanso

2.5.4 Fundaciones (cimientos)

2.5.4.1 Definición

Las zapatas (cimentaciones superficiales de zonas aisladas de la estructura) son el tipo más frecuente, se emplean cuando el terreno tiene ya en su superficie una resistencia media o alta en relación con las cargas de la estructura y es suficientemente homogéneo como para que no sean de temer asientos diferenciales entre las distintas partes de ésta.

2.5.4.2 Proceso de cálculo

Los datos necesarios para el cálculo de la zapata son:

Momento en el eje x (M_x)

Momento en el eje y (M_y)

Cortante en el eje x (V_x)

Cortante en el eje y (V_y)

Carga vertical que llega a la zapata (N).

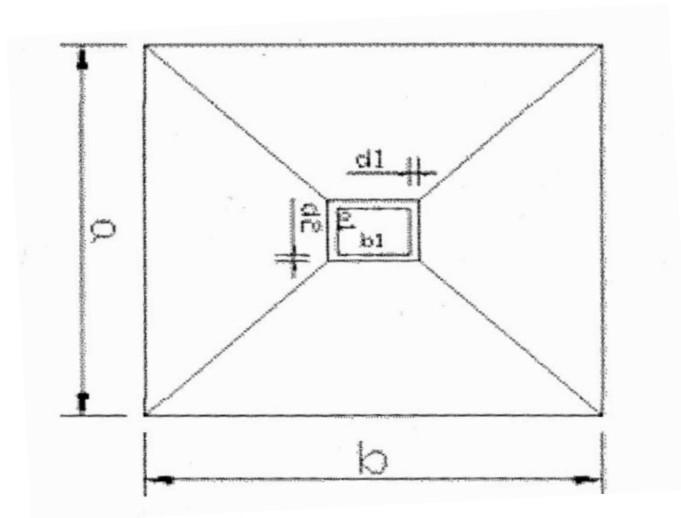


Fig. 9 Vista en planta de una zapata

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

$$pp_{zapata} = 1.05 * N$$

2.-Para estimar las dimensiones a y b de la zapata, encontramos el área mínima necesaria que deberá tener y en función a esta área se encuentra los valores de a2 y b2

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

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

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

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} \pm \frac{6 * M_a}{a^2 * b} \pm \frac{6 * M_b}{a * b^2}$$

3.-Para estimar la altura de la zapata, lo hacemos con las siguientes fórmulas (que llevan en

cuenta las solicitaciones por punzonamiento y el corte)

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_1 * b_1}{4} \pm \frac{a * b}{2k - 1} - \frac{(a_1 + b_1)}{4}}$$

$$d_2 \geq \begin{cases} \frac{2(a - a_1)}{4 + k} \\ \frac{2(b - b_1)}{4 + k} \end{cases}$$

Donde:

$$\gamma_f = 1,6$$

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

El σ_{real} puede ser el σ_{max} o el σ_{adm}

Se asumirá un recubrimiento de la zapata de 5 cm.

Por lo tanto, la altura de la zapata será igual a $d + 5\text{cm}$

La altura mínima que deberá tener una zapata es de 20 cm.

4.-Cálculo del peso propio real de la zapata con la siguiente fórmula:

$$pp_{zapata} = \gamma_H * Volumen$$

Los esfuerzos cortantes en la base de la columna generan momentos flectores en la base de la zapata.

Dichos momentos serán:

$$M_{ox} = M_x \pm V_x * h$$

$$M_{oy} = M_y \pm V_y * h$$

2.5.4.3 Verificaciones

Verificación de la resistencia del suelo

$$\sigma_{max} = \frac{N + PP}{A} + \frac{6 * M_a}{a^2 * b} + \frac{6 * M_b}{a * b^2} \leq \sigma_{adm} (suelo)$$

Verificación al vuelco

Todo elemento de cimentación sometido a momentos flectores o fuerzas horizontales. deberá comprobarse su seguridad al vuelco.

Verificación para la dirección X-X

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) * \left(\frac{a}{2}\right)}{(M_y + V_x * h)} \geq 1,50 \rightarrow OK$$

Verificación para la dirección Y-Y

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) * \left(\frac{b}{2}\right)}{(M_x + V_y * h)} \geq 1,50 \rightarrow OK$$

Donde:

Npl= Es la carga de servicio transmitida al soporte.

M_x y M_y =Momentos en las direcciones X y Y, pero sin mayorar.

V_x y V_y =Esfuerzos cortantes en las direcciones X y Y, pero sin mayorar.

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

N_{c1} = El peso propio de la zapata medianera.

h=Altura total del elemento de cimentación.

Esta verificación se realizará para la zapata centrada, de la misma manera que se realiza para la zapata medianera.

Verificación al deslizamiento

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

Para suelos sin cohesión (arenas)

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) * \tan \varphi_d}{V_x} \geq 1,50 \rightarrow OK$$

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) * \tan \varphi_d}{V_y} \geq 1,50 \rightarrow OK$$

Para suelos cohesivos (arcillas)

$$\frac{A * C_d}{V_x} \geq 1,50 \rightarrow OK$$

$$\frac{A * C_d}{V_y} \geq 1,50 \rightarrow OK$$

Donde:

A=Área de la base de la zapata medianera.

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

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

2.5.4.4 Cálculo de la armadura

Para calcular la armadura de la zapata, debemos encontrar el momento de diseño. Para esto calculamos las tensiones de la zapata sin tomar en cuenta el peso propio de la misma.

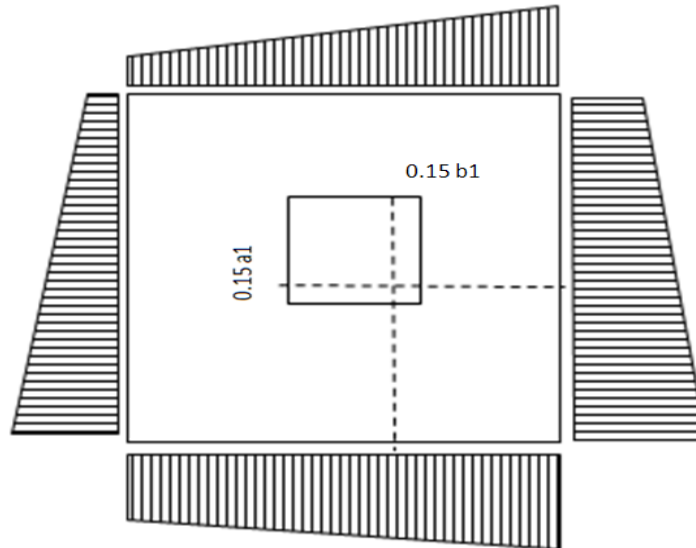


Fig. 10 Vista en planta de una zapata

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

Luego el momento mayorado será:

$$M_{ed} = 1,6 * M_e$$

$$\mu_d = \frac{\mu_{de}}{b * d^2 * f_{cd}}$$

$$w = \mu_d * (1 - \mu_d)$$

El área de armadura será:

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

Con la cuantía mínima w_{\min} se determinará la armadura mínima necesaria en la pieza.

Para calcular la armadura longitudinal:

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

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

Donde:

A_s = Área de la armadura

A_{s1} = Área de una barra de acero

Recubrimiento= Se asumirá (3 cm)

Para calcular la armadura transversal:

Se trabaja con $A_{s\min}$ para completar la armadura de la zapata:

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

$A_{s\min}$ = Área de la armadura mínima

A_{s2} = Área de una barra de acero

Recubrimiento= Se asumirá (3 cm)

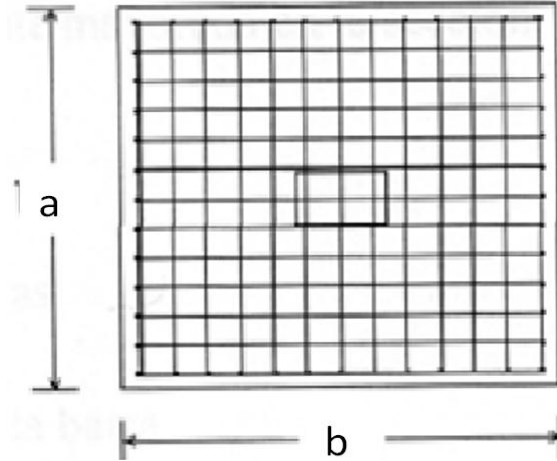


Fig. 11 Armadura de la zapata centrada

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

Verificación de la adherencia en dirección x-x

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

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

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

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

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

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

Donde:

T_b= Tensión tangencial de adherencia

τ_{bd}=Resistencia de cálculo para adherencia

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

d=Canto útil

n= Número de barras

u=Perímetro de cada barra

σ_{tl}- Tensión o presión con la que trabaja el suelo, en la zapata medianera

f_{cd}= Resistencia de cálculo del hormigón (kg/cm²)

γ_{t1} =Coeficiente de mayoración de cargas.

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

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

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

Verificación de la adherencia en dirección y-y

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

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

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

$$V_{d1} = \gamma_f * \sigma_{t1} * b_2 * \left[\left(\frac{b - b_1}{2} \right) + 0,15 * ab_1 \right]$$

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

$$\begin{cases} k = 2 \text{ (flexible)} \\ k = 0,95 \text{ (rigida)} \end{cases}$$

2.6 Estrategia para la ejecución del proyecto.

Para poder realizar la ejecución del proyecto, es necesario, primero, determinar las especificaciones técnicas necesarias para la realización de la obra; seguidamente, se realizará los cálculos métricos con sus precios unitarios para la elaboración del presupuesto y así realizar el planeamiento y cronograma respectivo.

2.6.1 Especificaciones técnicas.

Las especificaciones técnicas en el caso de la realización de estudios o construcción de obras, forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos respectivos y en el contrato. Son muy importantes para definir la calidad de los acabados.

En general las especificaciones técnicas se hicieron en base a las especificaciones nacionales oficiales del país.

2.6.2 Precios unitarios.

Los precios unitarios se refieren al costo por unidad de volumen, área o longitud, según corresponda, para cada ítem de construcción.

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem, comprende los siguientes puntos: materiales, mano de obra, equipo, maquinaria y herramientas; tomado en cuenta como beneficios sociales el 55% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 10% y como utilidad el 10%. Para los impuestos se tomó un valor de IVA del 13 % y un valor de IT del 3,09 %.

2.6.3 Cálculos métricos.

Los cálculos métricos se calculan de manera general más o menos complejos para las cantidades de cada tarea de la obra, para obtener una valoración anticipada de ésta y poder predecir las cantidades y volúmenes de material que llevará la realización de la misma, se vale de los planos y documentación definitiva del proyecto.

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

2.6.4 Presupuesto.

El presupuesto de la obra se lo determina de acuerdo a los precios unitarios para cada cálculo métrico referido en la obra; con esto anticipamos el costo total de la obra y poder estimar una utilidad conveniente. Se debe tener cuidado porque un mal presupuesto puede generar pérdidas para la empresa encargada de la construcción de la obra.

2.6.5 Planeamiento y cronograma.

El planeamiento y cronograma de una construcción se lo determina de acuerdo a una ruta crítica y cantidad de obreros necesarios en cada una de las etapas de la construcción de la obra, existen varios métodos como ser PERT, CPM, PERT-CPM y GANTT. En nuestro caso usaremos el método GANTT para la elaboración del planeamiento y determinar el cronograma de la obra.

El cronograma se lo realiza utilizando el método de barras Gantt utilizando los siguientes pasos:

1. Dibujar los ejes horizontal y vertical.
2. Escribir los nombres de las tareas sobre el eje vertical.
3. Se dibujan los bloques correspondientes a las tareas que no tienen predecesoras. Se sitúan de manera que el lado izquierdo de los bloques coincida con el instante cero del proyecto (su inicio).

4. A continuación, se dibujan los bloques correspondientes a las tareas que sólo dependen de las tareas ya introducidas en el diagrama. Se repite este punto hasta haber dibujado todas las tareas.

En resumen, para la planificación de actividades relativamente simples, el gráfico de Gantt representa un instrumento de bajo costo y extrema simplicidad en su utilización

CAPITULO III INGENIERÍA DEL PROYECTO

INGENIERÍA DEL PROYECTO.

3.1. Análisis de la topografía.

Se pudo apreciar que el terreno de emplazamiento del proyecto presenta pendientes mínimas y desniveles pequeños, para la cual no se debió realizar la respectiva nivelación para su construcción. Esta topografía fue proporcionada por la Sub Gobernación de Uriondo y se lo aprecia en los planos.

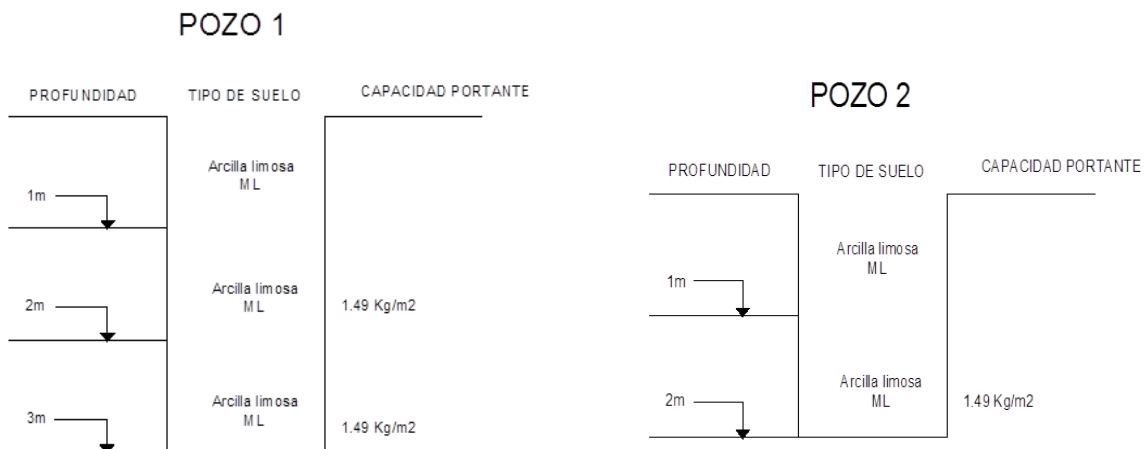
3.2. Análisis del estudio de suelos.

El estudio de suelos fue realizado en el Autódromo del Valle, justo ala entrada del Valle dela Concepción. Este estudio fue realizado en el laboratorio de suelos de la U.A.J.M.S y fue hecho a una profundidad de 2 y 3 metros donde se determinó el esfuerzo admisible del terreno donde será fundada la estructura.

El informe de dicho análisis se encuentra en el ANEXO 1, el cual es un documento avalado por el laboratorio de suelos de la U.A.J.M.S.

Con la elaboración del ensayo de penetración estándar (S.T.P.) y el trabajo de laboratorio donde se realizaron los ensayos de granulometría, límites de Atterberg dando como resultado el siguiente tipo de suelo:

Resultado lo siguiente: *suelo con arcilla y arena limosa del tipo A-2-4 con una resistencia admisible de 1.49 kg/cm²*, estos resultados se obtuvieron a una profundidad de 2m y 3 m del nivel del suelo el siguiente esquema muestra un perfil estratigrafico.



3.3. Análisis del diseño arquitectónico.

En lo que respecta a funcionalidad los ambientes tienen buena disposición y comodidad en cuanto a dimensiones, la escalera cuenta con 2.80 m., espacio óptimo para la circulación y de la misma manera los pasillos ya que cuentan con 2,50m.

El proyectista tiene que hacer un análisis de la arquitectura y modelar la estructura de acuerdo a la misma, los planos arquitectónicos correspondientes se lo puede apreciar detalladamente en la parte del Anexo 12.

3.4. Planteamiento estructural.

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

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

3.4.1. Planteo estructural de cubierta.

La cercha de Madera es simplemente apoyada, con un apoyo fijo y otro móvil como se aprecia en la en la figura 12. El tipo de cercha escogida es del tipo Howe por ser más económicas sus luces varían entre los 6-12 m y con pendientes del orden 25%-42% lo que se ajusta a las especificaciones para cubierta de teja colonial que debe tener una pendiente del 30%.

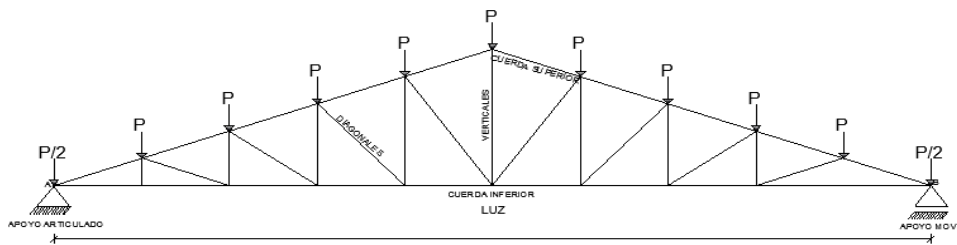


Figura 12 “Cercha”

3.4.2. Estructura de la edificación.

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

El sistema aporricado tiene la ventaja al permitir ejecutar todas las modificaciones que se quieran al interior de la vivienda, ya que en ellos se usan muros que tienen la posibilidad de moverse. Proceso de construcción relativamente simple. Generalmente económico para edificaciones inferiores a 20pisos.

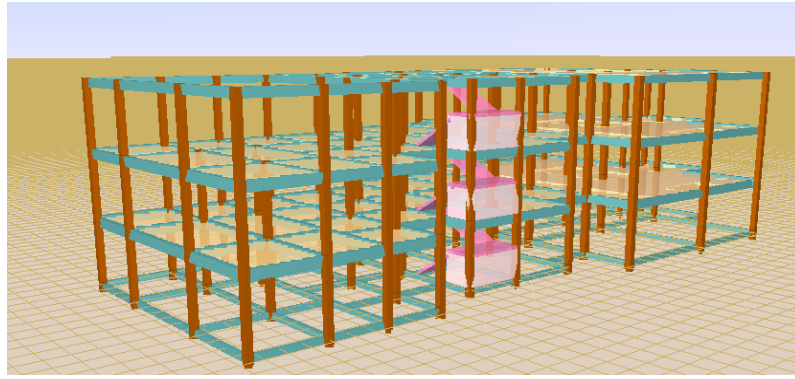


Figura 13 “Estructura”

Los pórticos de la estructura están compuestos de columnas de sección cuadrada y rectangular por facilidad constructiva y simetría en el armado, las losas serán forjados reticulares.

3.4.3. Fundaciones.

Las fundaciones estarán compuestas de zapatas aisladas, debido a que las cargas provenientes de la estructuras son moderadas, debido a la magnitud de la obra, como así también al tipo de suelo de fundación. La fundación se encuentra a un nivel de 2 m.

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

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

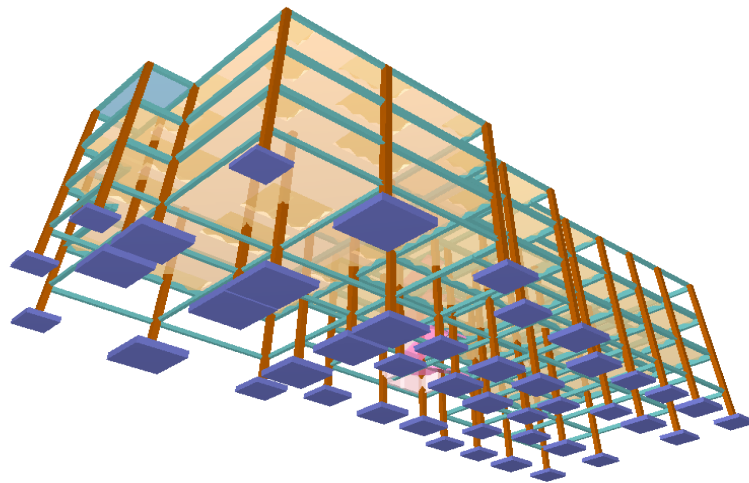


Figura 14 “Estructura vista fundaciones

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

3.5.1 Estructura de sustentación de cubierta.

Bases de cálculo:

Se utilizara madera del grupo “B”, es recomendable el uso de maderas del Grupo B, debido a que son más livianas para su montaje, para uniones apernadas son particularmente eficientes.

Análisis de Cargas:

Los estados de carga a considerar para el presente diseño son las que se describirán a continuación:

Cargas Muertas:

- a) Peso propio de la teja.- es el peso del material de cubierta, para nuestro caso será el peso de una teja colonial.
- b) Peso Propio de la correa.-los fabricantes teja colonial (INCERPAZ) recomiendan secciones 2"*3" para el diseño de correas.

Cargas Vivas:

- a) Presión de Viento.- La presión del viento será calculado en función a la velocidad básica correspondiente al lugar de diseño 80 Km/hr.

En cubiertas el efecto de la presión del viento se analiza en dos situaciones que son el barlovento y el sotavento para ello se cuenta con coeficientes de minoración que se están en función del Angulo de inclinación de la cubierta.

Sobrecarga de uso: Es la carga que se prevea para situaciones de mantenimiento de la cubierta la cual varía entre 50 a 80 Kg/m².

Datos para el diseño:

Tabla N° 3 “Datos de Diseño”

$E_{min} =$	75000	Kgf/cm ²
$E_{prom} =$	100000	Kgf/cm ²
$f_m =$	150	Kgf/cm ²
$f_c =$	110	Kgf/cm ²
$f_t =$	105	Kgf/cm ²
$f_v =$	12	Kgf/cm ²

“Fuente: Elaboración propia”

Cálculos:

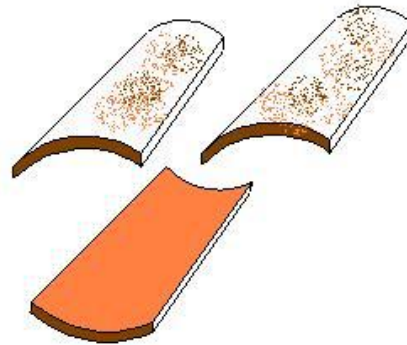
Peso propio de la teja:

Peso de la teja colonial = 2,7Kg

Rendimiento = 20 piezas /m²

Dimensiones:

L= 50 cm
a1= 24 cm
a2= 18 cm



Peso del material de la cubierta (Teja Colonial)

$$P_p = P_{teja} * R \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

$$P_p = 54 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

Altura de la cercha de madera

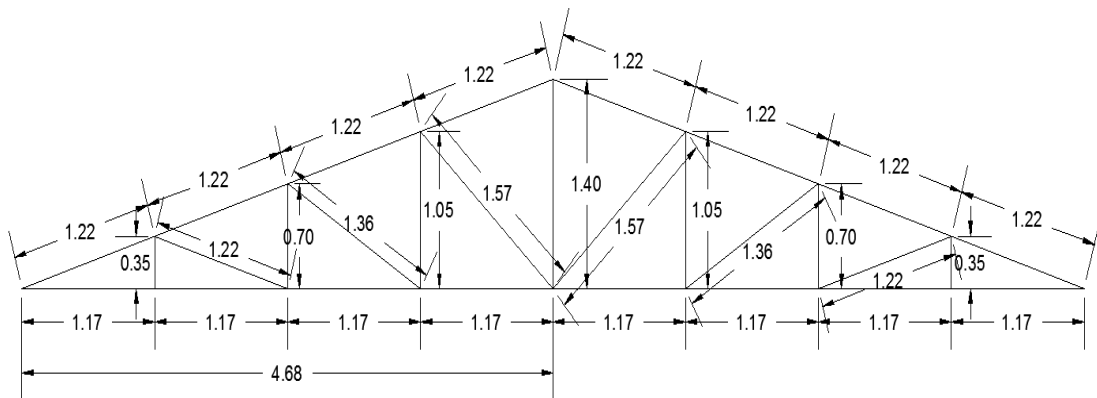


Figura 15 “Idealización de cercha”

Luz de la cercha a diseñar de (2 aguas)

$$L_{total} = 4.68 \text{ m}$$

Pendiente=30 %

$$\frac{100}{30} = \frac{L}{h}$$

$$h = \frac{30 * 4.68}{100} \quad h = 1.40 \text{ m}$$

Angulo de inclinación de la cubierta

$$\tan \alpha = \frac{h}{L} \quad \alpha = \tan^{-1} \left| \frac{h}{L} \right| \quad \alpha = 16.654^\circ$$

Tabla N° 4

VALORES DEL COEFICIENTE C		
Valor de ϕ 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
45	0,65	-0,27
60	0,85	-0,27
70	0,85	-0,27
90	0,85	-0,27

C1 = -0,5 Barlovento
C2 = -0,27 Sotavento

Fuente: *Diseño de Estructuras de Maderas “Ing. José Rodrigo Lea Plaza”*

Presión del viento

La ecuación para determinar dicha presión es:

$$P = C * q \quad q = 0.00484 * V^2$$

Donde:

P: es la presión del viento en (kg/m²)

q: Presión en función del viento (kg/m²)

c: Coeficiente que depende de la inclinación de la cubierta.

V: velocidad del viento Km/h

$$V = 80 \quad \text{Km/hr} \quad \text{Velocidad del viento (datos de SENAMHI)}$$

Coefficientes para la presión de viento para un angulo de inclinación de 16.654

$$q = 0.00484 * (80)^2 \quad q = 30.976 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

$$P_{\text{barlovento}} = C1 * q \quad P_b = -0.5 * 30.976 = -15.488 \left(\frac{\text{Kg}^2}{\text{m}} \right) \text{ succion}$$

$$P_{\text{sotavento}} = C2 * q \quad P_s = -0.27 * 30.976 = -8.363 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

$$P_b = -0.5 \cdot 30.976 \cos 16.654 = -14.838 \left(\frac{\text{Kg}^2}{\text{m}}\right) \text{ succion}$$

$$P_s = -0.27 \cdot 30.976 \cos 16.654 = -8.01 (\text{Kg}/\text{m}^2)$$

P_b = - 14.838 (Kg/m²) (-) debido a que la carga de viento genera una acción negativa (succión), no se tomara en cuenta, por que si se llega a considerar este valor se reduce la carga total.

Sobrecarga de uso

$$S_c = 50 \text{ Kg}/\text{m}^2 \quad \text{Sobrecarga de uso (Manual de diseño del pacto Andino)}$$

Diseño de la correa.

Tabla N° 5

Asumiendo A= 2''*3''	Área	26cm ²	2.6E -3m ²
	W _x	28.2cm ³	2.82E-5m ³
	W _y	17.3cm ³	1.73E -5m ³
	I _x	91.5cm ⁴	9.15E -7m ⁴
	I _y	34.7cm ⁴	3.47E -7m ⁴
	f _m	150 Kg/cm ²	1500000 Kg/m ²

Se asume una seccion de 2''*3'' por que es la dimension mínima recomendada por el Manual de Diseño del Grupo Andino

Fuente "Elaboración propia"

Peso propio correas

Densidad de madera de tipo B

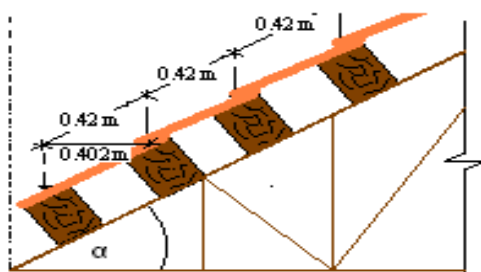
$$D_{\text{madera}} = 0,7 \text{ gr}/\text{cm}^3 = 700 \text{ Kg}/\text{m}^3$$

$$P.P.(\text{Correa}) = D_{\text{madera}} * a * b = 700 \text{ Kg}/\text{m}^3 * 0,05\text{m} * 0,075\text{m}$$

$$P.P.(\text{Correa}) = 2,625 \text{ Kg}/\text{m}$$

Cargas lineales en correas.

Área de influencia para correas



$$L' = L * \cos \alpha$$

$$L' = 0,42 * \cos 16.654$$

$$L' = 0,40 \text{ m}$$

Sobrecarga de uso.-

$$SC = 50\text{Kg/m}^2 * 0,40\text{m}$$

$$SC = 20\text{Kg/m}$$

Carga muerta.-

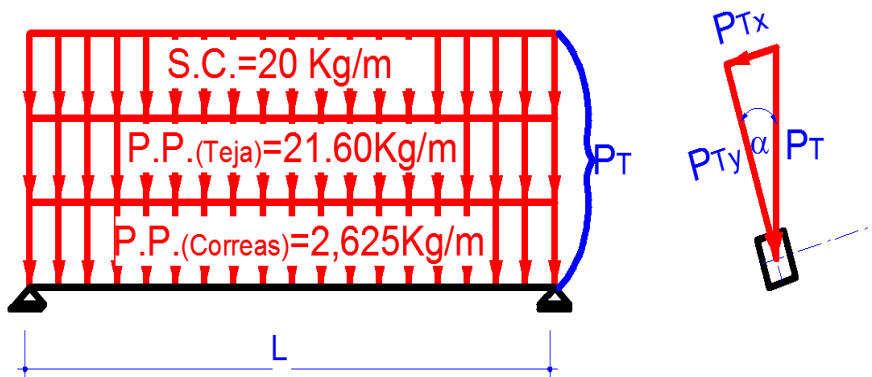
- Peso propio de cubierta

$$PP\text{ teja} = 54\text{Kg/m}^2 * 0,40\text{m}$$

$$PP\text{teja} = 21.60\text{Kg/m}$$

- Peso propio correas

$$PP\text{correas} = 2,625\text{Kg/m}$$



Carga total

$$q_{\text{Total}} = SC + PP\text{teja} + PP\text{correas}$$

$$q_{\text{Total}} = 20 + 21.60 + 2,625$$

$$q_{\text{Total}} = 44.225\text{ Kg/m}$$

$$q_{Tx} = 44.225 * \text{sen}16.654 = 12.590\text{ Kg/m}$$

$$q_{Ty} = 44.225 * \text{cos}16.654 = 42.369\text{ Kg/m}$$

- *Comprobación a flexión.*

$$f_m = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}$$

$$M = \frac{q * L^2}{8}$$

Donde:

$$\frac{M_x = q_{Tx} * L^2 / 8}{M_y = q_{Ty} * L^2 / 8}$$

Despejando L, tenemos:

$$L = \sqrt{\frac{8 * f_m}{\frac{q_{Tx}}{W_y} + \frac{q_{Ty}}{W_x}}} = \sqrt{\frac{8 * 1500000}{\frac{12.590}{1,73 * 10^{-5}} + \frac{42.369}{2,82 * 10^{-5}}}} ==> L = 2.319 \text{ m}$$

- *Comprobación por deflexión.*

$$\Delta = \frac{5}{384} * \frac{q * L^4}{E * I}$$

Dónde:

Δ = Deflexión máxima

Sin cielo raso de yeso (para cargas permanentes +sobrecarga) $\Delta = L/250$

Despejando L, tenemos:

$$L = \sqrt[3]{\frac{384 * E * I}{250 * 5 * q_T}}$$

$$\delta_x = \frac{5}{384} * \frac{Qd1 * \text{sen}\alpha * L^4}{E_{\text{prom}} * I_y}$$

$$\delta_y = \frac{5}{384} * \frac{Qd1 * \text{cos}\alpha * L^4}{E_{\text{prom}} * I_x}$$

$$\delta_{\text{max}} = \frac{5}{384} * \frac{Qd1 * \text{sen}\alpha * Lc^4}{E_{\text{prom}} * I_y} + \frac{5}{384} * \frac{Qd1 * \text{cos}\alpha * Lc^4}{E_{\text{prom}} * I_x}$$

Despejando “L”

$$L = \sqrt[3]{\frac{384 * E_{\text{prom}}}{1250 * Qd1 * \left(\frac{\text{cos}^2\alpha}{I_x} + \frac{\text{sen}^2\alpha}{I_y}\right)}}$$

$$L = \sqrt[3]{\frac{384 * 1 * 10^9}{1250 * 44.225 \text{ Kg/m} * \left(\frac{\cos^2 16.654}{9,15 * 10^{-7}} + \frac{\text{sen}^2 16.654}{3,47 * 10^{-7}}\right)}}$$

$$L = 1.789 \text{ m}$$

La longitud de cálculo que se va a tomar es la menor, porque debe cumplir con todas las comprobaciones y trabaje con su máxima eficiencia.

$$L_T=1,789$$

$$L_{\text{Final}}=1,70 \text{ m}$$

Adoptamos una separación de cerchas= 1.70 m

Análisis de cargas

Cargas que actúan para el diseño de la estructura

Peso propio de la cercha

Formula H.S. Jacoby

$$W = 2.4SL + 1.20SL^2$$

W= peso total de la cercha en Kg

S= Separación entre cerchas

L= luz de la armadura en metros

$$W=2.4*1.70*9.35+1.20*1.70*9.35^2$$

$$W= 216.489 \text{ Kg}$$

$$W = \frac{216.489}{9.35} \text{ Kg/m}$$

$$W = 23.154 \text{ Kg/m}$$

Peso propio de cielo Raso

El peso del cielo raso que actúa sobre la cuerda inferior se considera como carga mínima de 30 Kg/m² (*manual de diseño para maderas del grupo andino*)

$$PP_{\text{cielo raso}} = 30 * 1.70 \text{ Kg/m}$$

$$\text{PPcielo raso} = 51 \text{ Kg/m}$$

Sobrecarga de uso

$$\text{SC} = 50 \text{ Kg/m}^2 * 1.70$$

$$\text{SC} = 85 \text{ Kg/m}$$

Carga de viento

De acuerdo al grado de inclinación de la estructura superior de la estructura, el viento actúa ejerciendo succión sobre la estructura ayudando a soportar las demás cargas, por lo que el caso más desfavorable será cuando no haya presencia de viento.

Carga muerta

- Peso propio de cubierta

$$\text{PP teja} = 54 \text{ Kg/m}^2 * 1.70$$

$$\text{PPteja} = 91.80 \text{ Kg/m}$$

$$\text{PP teja} = 91.80 * \cos 16.654$$

$$\text{PPteja H} = 87.949 \text{ Kg/m}$$

- Peso propio correas

$$\text{PPcorreas} = 2,625 \text{ Kg/m} * \cos 16.654$$

$$\text{PPcorreas} = 2.543 \text{ Kg/m}$$

CARGAS ACTUANTES PARA EL DISEÑO DE CERCHAS

Cargas para cuerdas superiores	PPcorreas horizontal	2.543	Kg/m
	PP teja horizontal	87.949	Kg/m
	Sobre carga	85	Kg/m
		$\Sigma=175.492$	Kg/m

Cargas para cuerdas inferiores PP de la cercha 23.154 Kg/m

PP cielo raso	51	Kg/m
	$\Sigma= 74.154$	Kg/m

La carga maxima critica es de 175.492kg/m

Convirtiendo las cargas en puntuales tenemos:

Diseño de cerchas

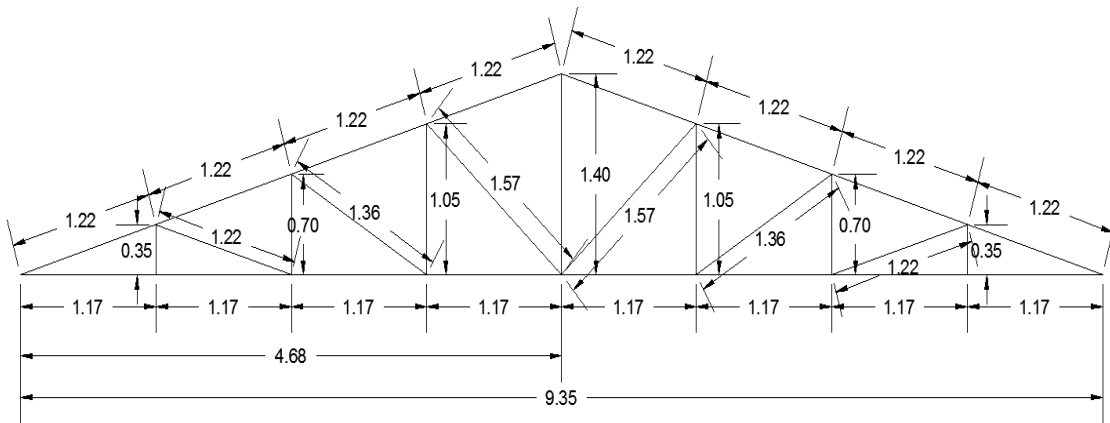


Figura 16 "Idealización de cercha"

- **Distribución de las Posiciones de los Elementos de la Cercha.**

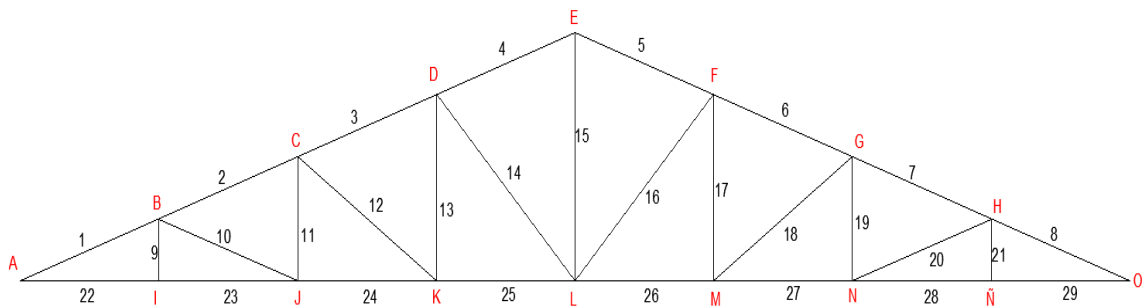


Figura 17 "Posición de elementos"

Tabla N° 6 “Cargas puntuales en nudos”

NUDO	"U" kg/m	LONG. INFLU. m	P.EN NUDO Kg
A	175.492	0.585	102.662
B		1.17	205.326
C		1.17	205.326
D		1.17	205.326
E		1.17	205.326
F		1.17	205.326
G		1.17	205.326
H		1.17	205.326
O		0.585	102.662

Fuente: Elaboración propia

Para miembros inferiores

Carga:

$$PP_{\text{cielo raso}} = 74.154 \text{ Kg/m}$$

Tabla N° 7 “Cargas puntuales en nudos”

NUDO	"U" kg/m	LONG. INFLU. m	P.EN NUDO Kg
A	74.154	0.585	43.380
I		1.17	86.760
J		1.17	86.760
K		1.17	86.760
L		1.17	86.760
M		1.17	86.760
N		1.17	86.760
Ñ		1.17	86.760
O		0.585	43.380

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 8

TIPO DE MADERA	TIPO "B"		
$f_v =$	12	m^2	Esfuerzo admisible en flexion
$f_m =$	150	Kg/cm^2	Esfuerzo admisible en Corte
$E_{min} =$	75000	Kg/cm^2	Modulo de elasticidad (Grupo B)
$E_{prom} =$	100000	Kg/cm^2	Modulo de elasticidad (Grupo B)
$F_c(par) =$	110	Kg/cm^2	Esfuerzo admisible en Compresion
$F_c(perp) =$	28	Kg/cm^2	Esfuerzo admisible en Compresion
$F_t =$	105	Kg/cm^2	Esfuerzo admisible en traccion

Fuente: Manual del grupo andino.

Tabla N° 9

N° BARRA	ESFUERSOS NORMALES (Kg)			
	cuerda superior(flexo compresión)	cuerda inferior(flexo tracción)	diagonales (compresión)	verticales (tracción)
1	3567.04			
2	3057.46			
3	2547.88			
4	2038.31			
5	2038.31			
6	2547.88			
7	3057.46			
8	3567.04			
9				86.76
10			509.58	
11				232.80
12			568.91	
13				378.85
14			655.97	
15				963.02
16			655.97	
17				378.85
18			568.91	
19				232.80
20			509.58	
21				86.76
22		3417.41		
23		3417.41		
24		2929.21		
25		2441.00		
26		2441.00		
27		2929.21		
28		3417.41		
29		3417.41		
máximos	3567.04	3417.41	655.97	963.02

Fuente: Elaboración propia

DISEÑO DE ELEMENTOS A TRACCION

Elemento 15

Se elige el elemento más solicitado:

$$N = 963,02 \quad \text{kg}$$

$$N = ft * Ac$$

Donde:

N = Carga axial de tracción

ft = fatiga admisible a la tracción paralela a las fibras

Ac = sección bruta - sección proyectada de las perforaciones o rebajes

TIPO DE MADERA

"B"

$$Ac = N / ft$$

$$Ac = 9,17 \quad \text{cm}^2$$

Emin	75000	kg / cm ²
Eprom	100000	kg / cm ²
Fm	150	kg / cm ²
Fc(par)	110	kg / cm ²
Fc(perp)	28	kg / cm ²
Fv	12	kg / cm ²
Ft	105	kg / cm ²

Adoptando tentativamente en plg:

$$2" \quad \times \quad 2"$$

Adoptando tentativamente en cm:

$$4,00 \quad \times \quad 4,00$$

$$A = 16 \quad \text{cm}^2$$

Condición a cumplir:

$$Ac < A$$

$$9,17 \quad \text{cm}^2 < 16 \quad \text{cm}^2$$

!!!CUMPLE!!!

Sección comercial definida en pulgadas es :

Dimensión Comercial (Plg)						
2"		x	2"			
Dimensión Real						
cm.						
b (x)			h (y)			
<u>4,00</u>		x	<u>4,00</u>			
Area	Ix	Iy	Wx	Wy	rx	ry
cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
16,00	21,33	21,33	10,67	10,67	1,15	1,15

Fuente: Elaboración propia

DISEÑO DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN

Elementos 14, 16

Se elige el elemento más solicitado:

$$N = 655,97 \text{ kg}$$

$$\text{longitud} = 1,57 \text{ m}$$

TIPO DE MADERA

"B"

E _{min}	75000	kg / cm ²
E _{prom}	100000	kg / cm ²
F _m	150	kg / cm ²
F _{c(par)}	110	kg / cm ²
F _{c(perp)}	28	kg / cm ²
F _v	12	kg / cm ²
F _t	105	kg / cm ²

Adoptando tentativamente en plg:

$$2" \times 3"$$

Adoptando tentativamente en cm:

$$4,00 \times 6,50$$

$$L_{ef} = K * L = 1,57 \text{ m}$$

$$C_k = 0.7025 \sqrt{\frac{E_{min}}{f_c}}$$

$$C_k = 18,34$$

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{d}$$

$$\lambda = 24,15$$

Las condiciones que debe cumplir para clasificar el tipo de columnas son las siguientes:

$$\lambda \leq 10 \quad \text{columna corta}$$

$$10 < \lambda \leq C_k \quad \text{columna intermedia}$$

$$C_k < \lambda \leq 50 \quad \text{columnas largas}$$

Donde

$$\lambda = 24,15 \quad \text{se clasifica como columna larga}$$

Normal admisible

Para un elemento “largo”, tenemos N_{adm}

$$N_{adm} = 0.329 * \left(\frac{E * A}{\lambda^2} \right)$$

$$N_{adm} = 1099,66 \text{ kg}$$

Donde la condición que debe cumplir es:

$$1099,66 \text{ kg} > 655,97 \text{ kg}$$

!!!CUMPLE!!!

Sección comercial definida en pulgadas es :

Dimensión Comercial (Plg)						
2"		x	3"			
Dimensión Real						
cm.						
b (x)			h (y)			
<u>4,00</u>		x	<u>6,50</u>			
Area	Ix	Iy	Wx	Wy	rx	ry
cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
26,00	91,54	34,67	28,17	17,33	1,88	1,15

Fuente: Elaboración propia

DISEÑO DE ELEMENTOS A FLEJO-TRACCIÓN

Elementos 22-23, 28-29

Se elige el elemento más solicitado:

$$N = 3417,41 \text{ kg}$$

$$Q = 74,154 \text{ Kg/m}$$

$$M = 12,69 \text{ kg*m}$$

$$L = 1,17 \text{ m}$$

TIPO DE MADERA

"B"

E _{min}	75000	kg / cm ²
E _{prom}	100000	kg / cm ²
F _m	150	kg / cm ²
F _{c(par)}	110	kg / cm ²
F _{c(perp)}	28	kg / cm ²
F _v	12	kg / cm ²
F _t	105	kg / cm ²

Adoptando tentativamente en plg:

$$2" \times 6"$$

Adoptando tentativamente en cm:

$$4,00 \times 14,00$$

Comprobación de sección por flexotracción.

$$\frac{N}{f_c * b * h} + \frac{M}{W * f_m} < 1$$

$$0,646 < 1$$

!!!CUMPLE!!!

Comprobación a deflexión.

Para estructuras con cielo raso de yeso, tenemos:

Entonces:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$\Delta_{adm} = 0,390 \text{ cm}$$

$$\delta_{adm} > \delta_{max} = \frac{5 * Qd * L^4}{384 * E * I}$$

$$\Delta_{\max} = 0,026 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{adm}} > \Delta_{\max}$$

!!!CUMPLE!!!

Sección comercial definida en pulgadas es :

Dimensión Comercial (Plg)						
2"	x	6"				
Dimensión Real						
cm.						
b (x)		h (y)				
<u>4,00</u>	x	<u>14,00</u>				
Area	Ix	Iy	Wx	Wy	rx	ry
cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
56,00	914,67	74,67	130,67	37,33	4,04	1,15

Fuente: Elaboración propia

DISEÑO DE ELEMENTOS A FLEXO-COMPRESION

Elemento 1-2, 7-8

Se elige el elemento más solicitado:

$$N = 3567,04$$

kg

$$Q = 175,492 \text{ Kg/m}$$

$$M = 32,65 \text{ kg*m}$$

$$V = 102,66 \text{ kg}$$

$$L = 1,22 \text{ m}$$

$$L = 1,17 \text{ m}$$

inclinada

horizontal

TIPO DE MADERA

"B"

Emin	75000	kg / cm ²
Eprom	100000	kg / cm ²
Fm	150	kg / cm ²
Fc(par)	110	kg / cm ²
Fc(perp)	28	kg / cm ²
Fv	12	kg / cm ²
Ft	105	kg / cm ²

Adoptando tentativamente en plg: 2" x 6"
 Adoptando tentativamente en cm: 4,00 x 14,00

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$L_{efe.} = K * L = 1,22 \text{ m}$$

$$C_k = 0.7025 \sqrt{\frac{E_{min}}{f_c}}$$

$$C_k = 18,34$$

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{d}$$

$$\lambda = 8,714$$

Las condiciones que debe cumplir para clasificar el tipo de columnas son las siguientes:

$\lambda \leq 10$	<i>columna corta</i>
$10 < \lambda \leq C_k$	<i>columna intermedia</i>
$C_k < \lambda \leq 50$	<i>columnas largas</i>

Donde

$$\lambda = 8,714 \text{ se clasifica como } \mathbf{columna\ corta}$$

N = Carga axial de tracción

f_t = fatiga admisible a la tracción paralela a las fibras

A_c = sección bruta - sección proyectada de las perforaciones o rebajes

Normal admisible

Para un elemento "corta", tenemos N_{adm} en función a la esbeltez.

$$N_{adm} = f_c * A$$

$$N_{adm} = 6160 \text{ kg}$$

Donde la condición que debe cumplir es:

$$N_{adm} > N$$

$$6160 \text{ kg} > 3567,04 \text{ kg}$$

!!!CUMPLE!!!

Carga crítica de Euler para pandeo en la dirección en que se aplican los momentos de flexión

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{L_{efe}^2}$$

$$N_{cr} = 45488,77 \text{ kg}$$

Factor de magnificación de momento debido a la presencia de la carga axial.

$$K_m = \frac{1}{1 - 1,5 * \frac{N}{N_{cr}}}$$

$$K_m = 1,133$$

Comprobación por flexo compresión.

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{K_m * M}{W * f_m} < 1$$

$$0,768 < 1$$

!!!CUMPLE!!!

Comprobación a deflexión

Para estructuras con cielo raso de yeso, tenemos:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$\Delta_{adm} = 0,39 \text{ cm}$$

$$\Delta = \frac{5 * q * L^4}{384 * E * I}$$

$$\Delta = 0,062 \text{ cm}$$

$$\Delta_{adm} = 0,39 \text{ cm} > \Delta_{max} = 0,062 \text{ cm}$$

!!!CUMPLE!!!

Comprobación por corte.

$$m = \frac{b \cdot h^2}{8}$$

$$m = 98$$

$$f_v = \frac{\left(\frac{V}{L} \cdot (L - h)\right) \cdot m}{b \cdot I}$$

$$f_v = 2,421 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = 2,421 \text{ kg/cm}^2 < f_v = 12 \text{ kg/cm}^2$$

!!!CUMPLE!!!

Dimensión Comercial (Plg)						
2"	x	6"				
Dimensión Real						
cm.						
b (x)		h (y)				
<u>4,00</u>	x	<u>14,00</u>				
Area	Ix	Iy	Wx	Wy	rx	ry
cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
56,00	914,67	74,67	130,67	37,33	4,04	1,15

Fuente: Elaboración propia

Diseño de uniones

Por la fórmula de Hankinson.

Nudo A, O (barra A-B, O-H)

DATOS:

Madera Tipo= B

L base = 5 cm

dØ= 0,95 cm

α = 16,654

De Tabla:

P= 420 Kg

P'= 525 Kg

Q= 168 Kg

Q'= 168 Kg

Factor de incremento= 1,25

$$N = \frac{P * Q}{P * \text{sen}^2 \alpha + Q \text{cos}^2 \alpha} \quad N = \mathbf{446,98} \quad \text{Kg}$$

$$\text{Fuerza Axial} = \mathbf{4} \quad \mathbf{3567,0} \quad \text{Kg}$$

$$\# \text{Pern} = \frac{F}{N}$$

$$\text{Numero de pernos} = 7,98 = 8,00 \text{ Pernos}$$

3.5.2 Resultados del Diseño de Vigas.-

Para el dimensionamiento de las vigas se procedió a cargar los pórticos en el programa CYPECAD – v2012.h para obtener las máximas solicitaciones.

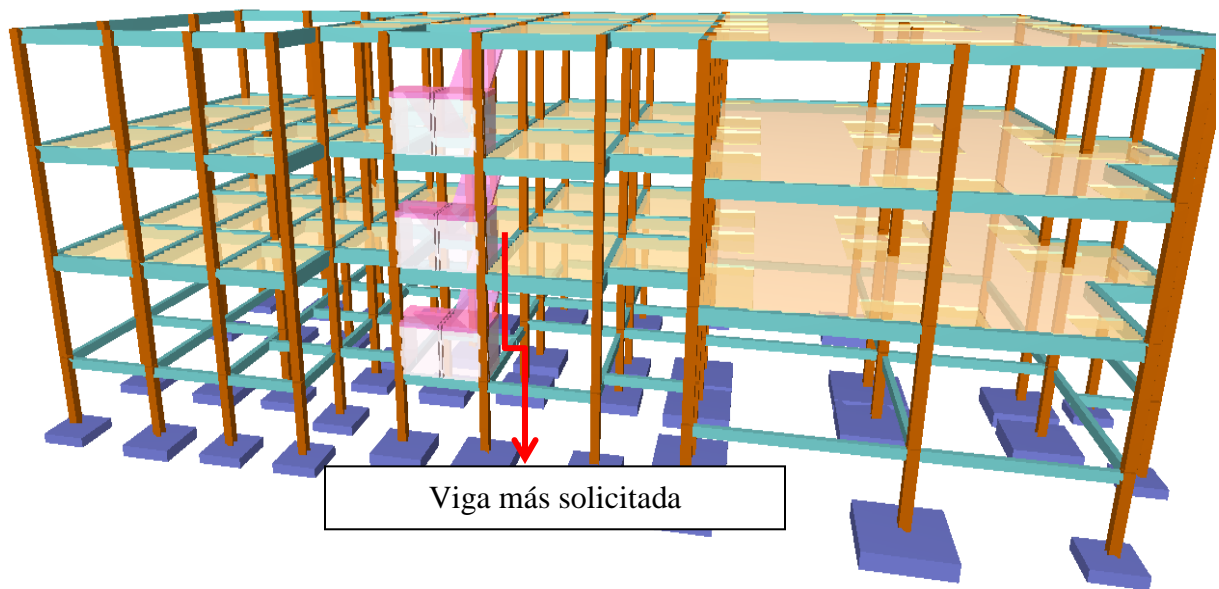


Figura 18: Idealización de la viga más solicitada

Determinación de la armadura positiva para la viga situada entre la columna C20 y columna C21 (Planta Alta)

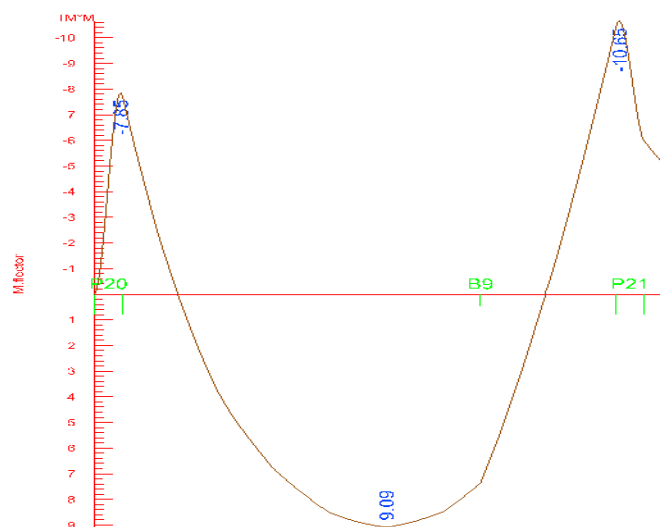


Figura 19: Diagrama de momentos flectores

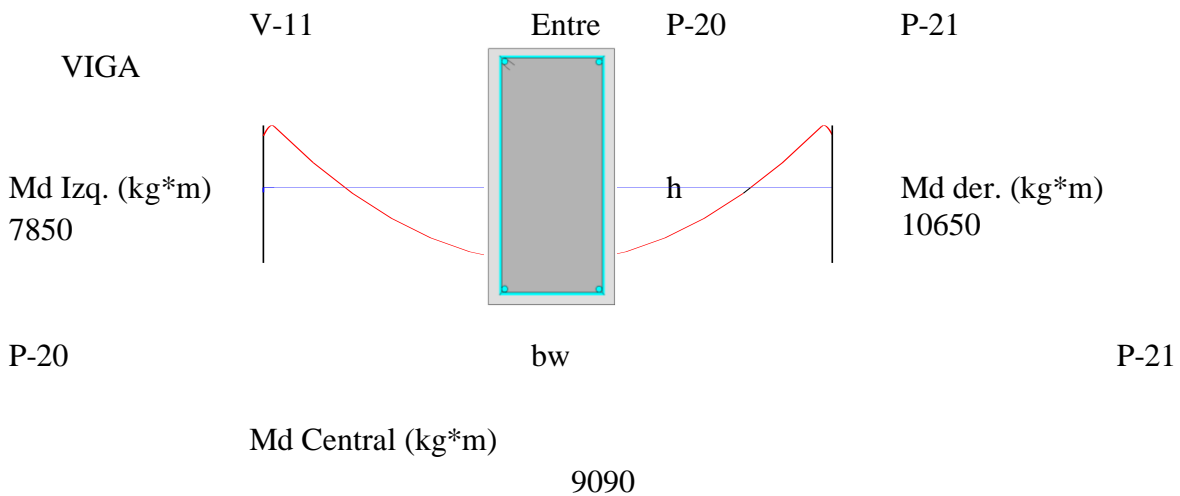
3.5.2.1 Diseño de Vigas:

MEMORIA DE CALCULO VIGA H°A° SOMETIDA A FLEXIÓN SIMPLE

Para el dimensionamiento de las vigas se procedió a cargar los pórticos en el programa Cypecad-2012 para obtener las máximas solicitaciones; a continuación se realiza la verificación manual para comprobar si los resultados coinciden con los obtenidos por dicho programa.

1. GEOMETRÍA Y ESFUERZOS PRESENTES EN LA VIGA

LONGITUD = 5,64 m



2. ARMADURA POSITIVA

2.1. DATOS:

Resistencia característica del hormigón	$f_{ck} = 210$	kg/cm ²
Resistencia característica del acero	$f_{yk} = 4200$	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	$r = 2$	cm
Momento máximo de servicio	$M_{max} = 5681$	Kg*m
Peralte de la sección	$h = 45$	cm
Ancho de la sección	$bw = 25$	cm
Peralte efectivo	$d = 43$	cm

2.2. CALCULOS

Momento mayorado	Md (kgm) =	9090	$M_d = M_{max} * \gamma_f$
Momento reducido	$\mu_d =$	0,1405	$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$
Cuantía geometrica	w =	0,1551	De tablas 13,3 de hormigón II
Armadura Necesaria	As (cm2) =	6,39	$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$
Armadura mínima	As _{min} (cm2)=	3,7125	$A_{s\ min} = w_{min} * b_w * h$
Armadura escogida	As (cm2) =	6,39	As
Armadura a utilizar =>	2φ20+1φ10		Asprov(cm2)= 7,07 cm2

Asprov > **As** OK

Porcentaje de error:

Armadura aprovechable programa= 7,07cm2
% = 0

3. ARMADURA DE PIEL: NO CORRESPONDE

4. CALCULO ARMADURA NEGATIVA IZQUIERDA

P-20

Coefficiente minoración Hormigon	$\gamma_c =$	1,5
Coefficiente minoración Acero	$\gamma_s =$	1,15
Coefficiente mayoración de cargas	$\gamma_f =$	1,6

4.2. CALCULOS

Momento mayorado	Md (kgm) =	7850	$M_d = M_{max} * \gamma_f$
Momento reducido	$\mu_d =$	0,1213	$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$
Cuantía geometrica	w =	0,1321	De tablas

Armadura Necesaria	A_s (cm ²) =	5,44	$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$
Armadura mínima	$A_{s\min}$ (cm ²)=	3,7125	$A_{s\min} = w_{\min} * b_w * h$
Armadura escogida	A_s (cm²) =	5,44	As
Armadura a utilizar =>	4φ12+2φ10		Asprov(cm2)= 6,09 cm2
	Asprov	>	As OK

Porcentaje de error:

Armadura aprovechable programa= 6,38 cm²
 %= 4,55

5. CALCULO ARMADURA NEGATIVA P-21 DERECHA

5.1. DATOS:

Momento máximo de servicio Mmax = 6656,25 Kgm

5.2. CALCULOS

Momento mayorado	M_d (kgm) =	10650	$M_d = M_{max} * \gamma_f$
Momento reducido	μ_d =	0,1646	$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$
Cuantía geometrica	w =	0,1853	<i>De tablas</i>
Armadura Necesaria	A_s (cm ²) =	7,64	$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$
Armadura mínima	$A_{s\min}$ (cm ²)=	3,7125	$A_{s\min} = w_{\min} * b_w * h$
Armadura escogida	A_s (cm²) =	7,64	As
Armadura a utilizar =>	4φ16+2φ10		Asprov(cm2)= 9,61cm2
	Asprov	>	As OK

Porcentaje de error:

Armadura aprovechable programa= 9,61 cm²

%= 0,00

MEMORIA DE CALCULO VIGA H°A° SOMETIDA A CORTE

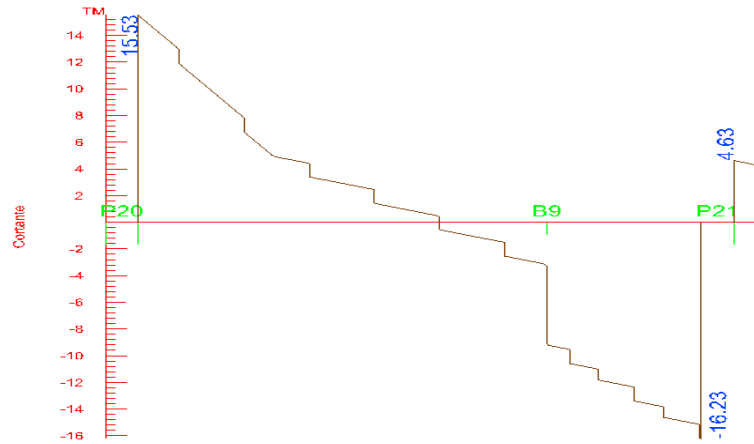


Figura 20: Diagrama de cortantes

LONGITUD = 5,64

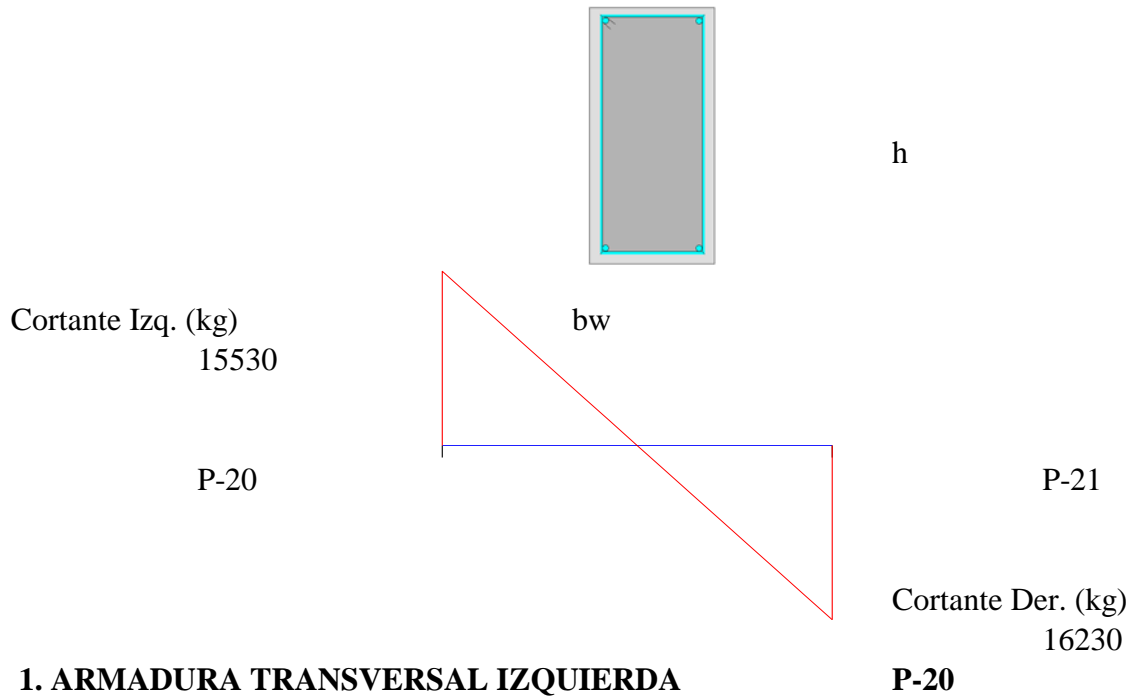
m

VIGA - V-11

Entre

P-20

P-21



1.1. DATOS:

Cortante máxima de servicio	V_{max} =	9706,25	Kg
Peralte de la sección	h =	45	cm
Ancho de la sección	bw =	25	cm
Recubrimiento	r =	2	cm
Peralte efectivo	d =	43	cm
Resistencia característica del hormigon	f_{ck} =	210	kg/cm ²
Resistencia característica del acero	f_{yk} =	4200	kg/cm ²
Coefficiente minoración Hormigon	γ_c =	1,5	
Coefficiente minoración Acero	γ_s =	1,15	
Coefficiente mayoración de cargas	γ_f =	1,6	

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

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

1.2. CALCULOS

Cortante mayorado de cálculo	Vd (kg) = 15530	$Vd = 1,6 * V$
Resistencia a cortante del hormigón	fvd(kg/cm2)= 5,92	$fvd = 0,5 * \sqrt{fcd}$
Cortante resistente por el hormigón	Vcu(kg) = 6359,8	$V_{cu} = f_{vd} * bw * d$

15530	<	6359,79	Necesita	armadura
Vd (kg)		Vcu(kg)	transversal	

Cortante máximo de agotamiento por compresión del canto	$V_{ou} = 0,30 * fcd * bw * d$
---	--

Vou (kg) = 45150

$Vsu = Vd - Vcu$

Cortante resistida por el acero	Vsu (kg) = 9170,21
---------------------------------	---------------------------

Armadura Transversal	Ast(cm2/m)= 6,49	$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * fyd}$
----------------------	-------------------------	--

Armadura Transversal para una pierna	Ast1(cm2/m)= 3,24
--------------------------------------	--------------------------

Adoptando un diámetro de	Φ (mm) 6
--------------------------	---------------------------------

Area de la barra	Aso6 (cm2)= 0,28
------------------	-------------------------

$$Nb = \frac{Ast1}{Ab}$$

Número de barras	Nb = 11
------------------	----------------

$Ast = Aso6 * Nb$

Armadura de las barras	Ast(cm2/m)= 3,11
------------------------	-------------------------

Distribución de las barras	S (cm) = 9,09
----------------------------	----------------------

Distribución Final	Φ 6	C – 10
---------------------------	----------------------------	---------------

ARMADURA TRANSVERSAL A LA DERECHA

ARMADURA TRANSVERSAL DERECHA

P-21

DATOS:

Cortante máxima de servicio	V_{max} =	10143,75	Kg
Peralte de la sección	h =	4	cm
		5	
Ancho de la sección	bw =	2	cm
		5	
Recubrimiento	r =	2	cm
Peralte efectivo	d =	4	cm
		3	
Resistencia característica del hormigón	f_{ck} =	210	kg/cm ²
Resistencia característica del acero	f_{yk} =	4200	kg/cm ²
Coefficiente minoración Hormigón	γ_c =	1,5	
Coefficiente minoración Acero	γ_s =	1,15	
Coefficiente mayoración de cargas	γ_f =	1,6	

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

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

CALCULOS

1.2. CALCULOS

Cortante mayorado de cálculo	V_d (kg) =	16230	V_d = 1,6 * V
Resistencia a cortante del hormigón	f_{vd}(kg/cm²) =	5,92	f_{vd} = 0,5 * √f_{cd}
Cortante resistente por el hormigón	V_{cu}(kg) =	6359,8	V_{cu} = f_{vd} * bw * d

$$16230 > 6359,79 \quad \text{Necesita armadura transversal}$$

V_d (kg) **V_{cu}(kg)**

Cortante máximo de agotamiento por compresión del canto **V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * bw * d**

$$V_{ou} \text{ (kg)} = 45150$$

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

Cortante resistida por el acero	Vsu (kg) = 9870,21
Armadura Transversal	Ast(cm2/m)= 6,98
Armadura Transversal para una pierna	Ast1(cm2/m)= 3,49
Adoptando un diámetro de	Φ (mm) 8
Area de la barra	Aso8 (cm2)= 0,50

$$Nb = \frac{Ast1}{Aso8}$$

Número de barras **Nb = 7**

$$Ast = Aso8 * Nb$$

Armadura de las barras **Ast(cm2/m)= 3,52**

Distribución de las barras **S (cm) = 14,29**

Distribución Final Φ 8 C - 15

3.5.3.- Resultados del diseño de columnas

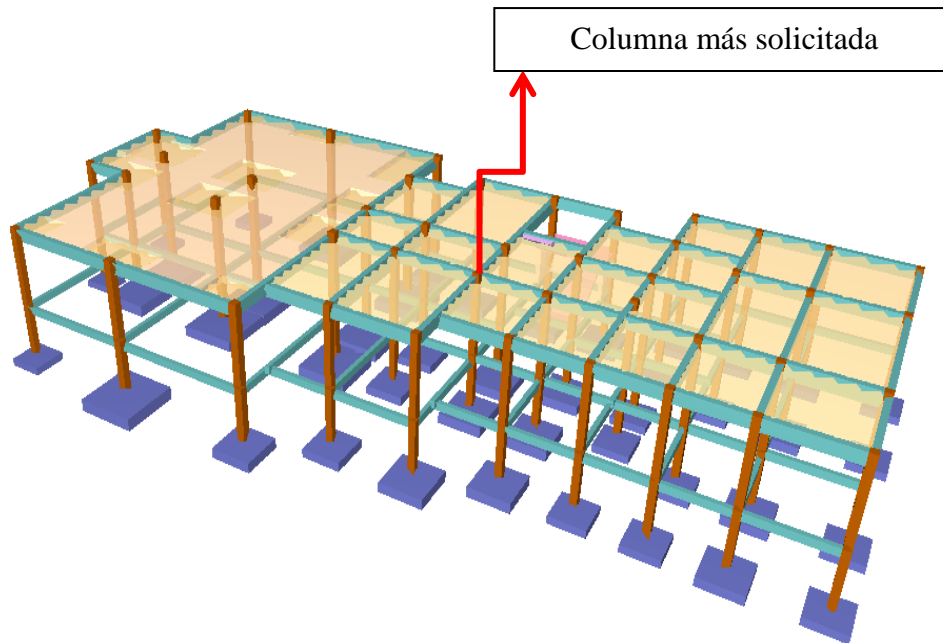


Figura 21: Columna más solicitada

MEMORIA DE CALCULO COLUMNA HºAº SOMETIDA A FLEXO-COMPRESIÓN

1. GEOMETRIA Y ESFUERZOS PRESENTES EN LA COLUMNA

NÚMERO COLUMNA: C22

DATOS

COTA: 0.00 - 3.20

b (cm)= 30

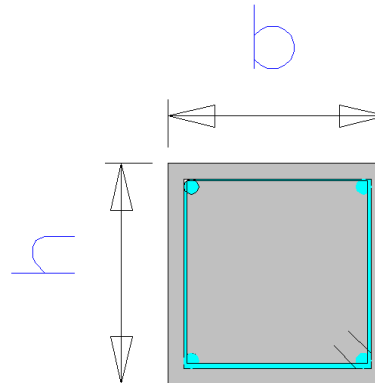
h (cm)= 30

Nd (Kg) = 55020

Mx (Kgm)= 1580

My (Kgm)= 190

L (m)= 3,2



DIMENSIONES DE VIGAS

Elementos que concurren		long	b	h	Ix (cm4)	Iy (cm4)
en el nudo A		(cm)	(cm)	(cm)		
Columna 1		320	30	30	67500	67500
Columna 3		200	30	30	67500	67500
Viga 1		350	20	30	45000	20000
Viga 2		270	20	30	45000	20000
Viga 3		475	20	30	45000	20000
Viga 4		241	20	30	45000	20000

Elementos que concurren		long	b	h	Ix (cm4)	Iy (cm4)
en el nudo B		(cm)	(cm)	(cm)		
Columna 1		320	30	30	67500	67500
Columna 3		320	30	30	67500	67500
Viga 5 (V5)		350	25	45	189843,75	58593,75
Viga 6 (V6)		270	25	45	189843,75	58593,75
Viga 7 (V7)		475	25	45	189843,75	58593,75
Viga 8 (V8)		241	25	45	189843,75	58593,75

Para el cálculo de la longitud de pandeo se empleará el monograma correspondiente para pórticos traslacionales, debido a que se tiene presente en la estructura solicitaciones de viento. La expresión para el cálculo de la longitud de pandeo y el monograma para pórticos traslacionales es:

$$Longitud \ de \ pandeo \ l_o = \alpha * l$$

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

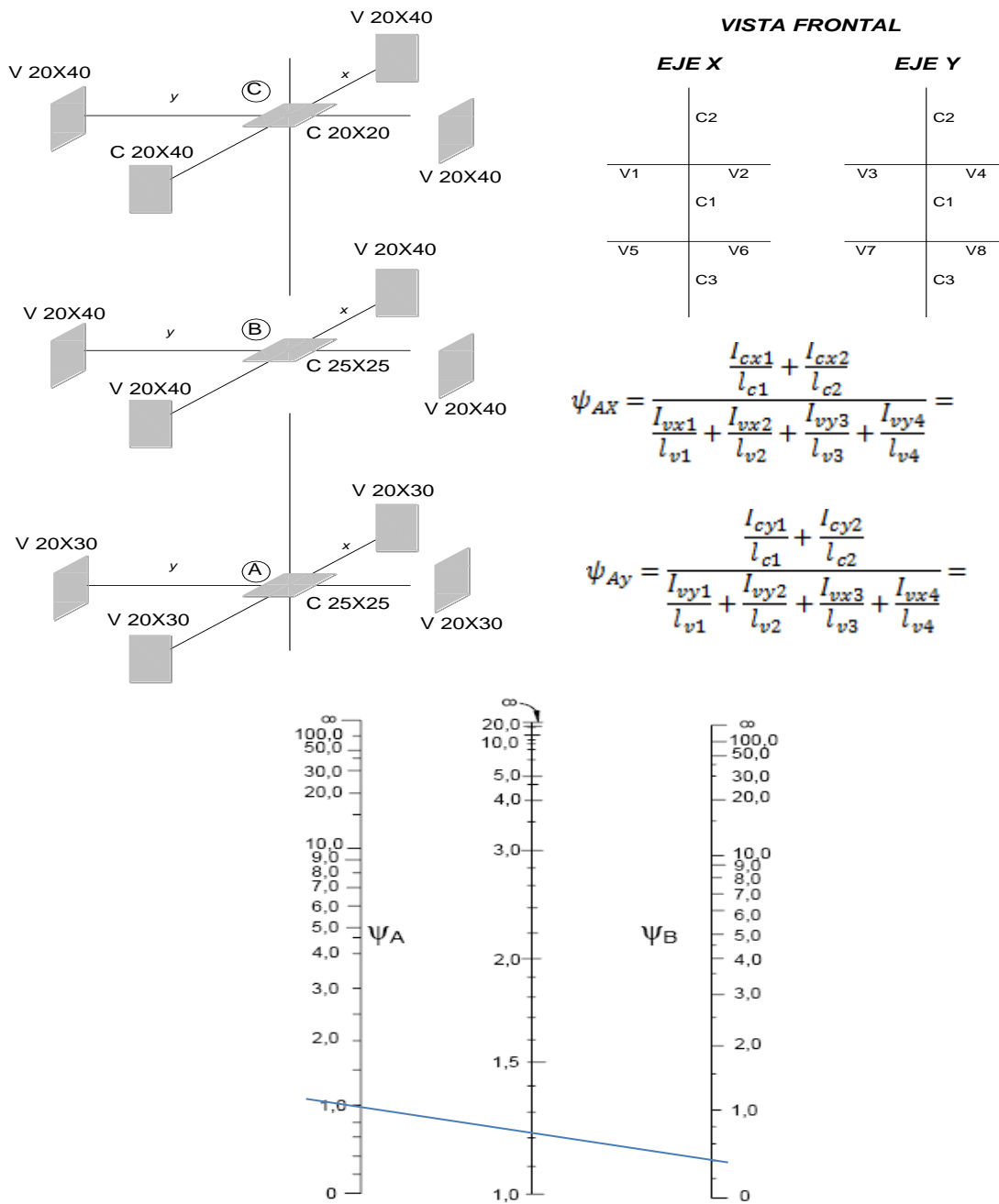


Figura 22 Pórticos traslacionales (para obtener el valor de k)

FUENTE: Norma Boliviana de Hormigón Armado

Con ayuda del esquema representado anteriormente se tiene:

En A:

$$\Psi_x = 1,30$$

$$\Psi_y = 1,33$$

En B:

$$\Psi_x = 0,26$$

$$\Psi_y = 0,27$$

Entrando a la figura 3.5. con los valores obtenidos se tiene el valor de K:

Tramo A-B:

$$K_x = 1,26$$

$$K_y = 1,27$$

Se tomara el mayor valor de K en ambos tramos respectivamente:

Tramo A-B:

$$K = 1,27$$

Longitud de pandeo:

PLANTA BAJA:

$$l_o \text{ (cm)} = 406$$

Calculo esbeltez geométrica:

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

Donde:

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

PLANTA BAJA:

$$\lambda_{gx} = 13,55$$

$$\lambda_{gy} = 13,55$$

En ambos casos la esbeltez geométrica es mayor a 10, por lo tanto se presenta excentricidad de primer orden.

Excentricidad de primer orden:

Columna: 30x30 cm

$$e_{o1} = \frac{M_{d1}}{Nd}$$

$$e_{o1} \text{ (cm)} = 2,87$$

$$e_{o2} = \frac{M_{d2}}{Nd}$$

$$e_{o2} \text{ (cm)} = 0,35$$

$$e_o \text{ (cm)} = 2,87$$

Excentricidad ficticia:

$$e_a = \left(3 + \frac{fyd}{3500} \right) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_o}{h + 10 \cdot e_o} \cdot \frac{l_o^2}{h} \cdot 10^{-4}$$

$$e_a \text{ (cm)} = 3,31$$

Excentricidad total:

$$et = ea + eo \quad et \text{ (cm)} = 6,19$$

3. REFUERZO LONGITUDINAL

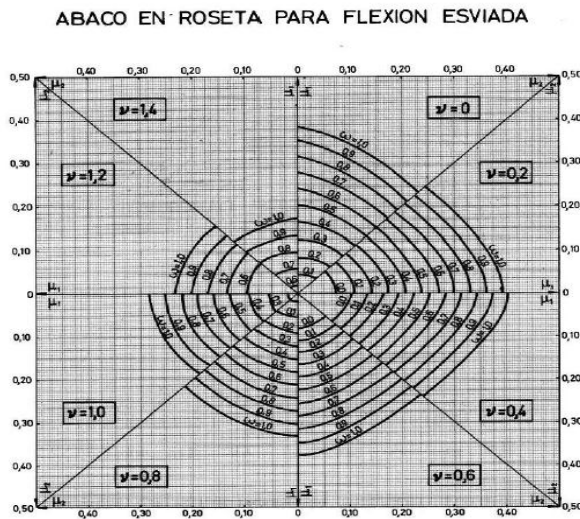
3.1. DATOS

COTA: 0 -3,20

Excentricidad total:	etotal =	6,19	cm
Esfuerzo normal de cálculo mayorada	Nd =	55020	Kg
Momentos flectores de cálculo dirección X	Mxd =	1580	Kg*cm
Momentos flectores de cálculo dirección Y	Myd =	190	Kg*cm
Canto paralelo al eje X	hx =	30	cm
Canto paralelo al eje Y	hy =	30	cm
Resistencia cálculo del hormigón	gcd =	133,333	Kg/cm ²
Resistencia cálculo del acero	fyd =	3478,26	Kg/cm ²

3.2. CALCULOS

Axil reducido	v =	0,459	$v = \frac{N_d}{h \cdot b \cdot f_{cd}}$
Momento reducido alrededor del eje X	μx =	0,095	$\mu = \frac{Nd \times e_{total}}{h \times b^2 \times gcd}$
Momento reducido alrededor del eje Y	μy =	0,095	
El mayor de los momentos reducidos	μ1 =	0,095	$\mu = \frac{Nd \times e_{total}}{h \times b^2 \times gcd}$
El menor de los momentos reducidos	μ2 =	0,095	



Para $\nu = 0.459$

$$\omega I = 0,16$$

$$\omega 2 = 0,22$$

INTERPOLANDO SE OBTIENE LA CUANTIA

$$\omega = 0,178$$

Fig. 23 Roseta para Flexión Esviada “ Fuente: Hormigón Armado (Pedro Jiménez Montoya)

Cuantía mecánica

$$\omega = 0,178$$

De ábacos

Armadura de Acero total

$$A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 6,14$$

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

Armadura mínima

$$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)} = 5,40$$

$$A_{\min} = 0.006 \cdot h_x \cdot h_y$$

Armadura escogida

$$A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 6,14$$

Disposición de la armadura =>

$$4\Phi 16 \quad A_{sprov} \text{ (cm}^2\text{)} = 8,04 \text{ cm}^2$$

4. REFUERZO TRANSVERSAL

El diámetro mínimo $\Phi 6$ mm

25% del diámetro de la A_s longitudinal $\Phi 4$ mm

Diámetro elegido $\Phi 6$ mm

La separación de estribos no será mayor que la menor de las siguientes dimensiones:

$$\begin{aligned}
 0.85 \cdot d &= 23,8 && \text{cm} \\
 S > 30 \text{ cm} &= 30 && \text{cm} \\
 12\Phi_{\text{long.min}} &= 14,4 && \text{Cm}
 \end{aligned}$$

Por lo tanto, y por facilidad constructiva, se tomará el siguiente espaciamiento para toda la columna:

$$S = 15 \text{ cm}$$

Finalmente la disposición de la armadura transversal es la siguiente:

$\Phi 6$ C/15

ARMADURA TRANSVERSAL

La norma recomienda utilizar una armadura transversal en base a cercos o estribos con un diámetro de Φ_t igual a 6mm, o la cuarta parte de la armadura longitudinal más gruesa. Para la columna en estudio se adoptará un diámetro de 6mm.

La norma recomienda también una separación entre estribos "s", que no sobrepase al menor de los tres valores siguientes:

$$\left\{ \begin{array}{l} 12 \Phi_{\text{mín}} \text{ de las barras} \\ \text{longitudinales} \\ \text{La menor dimensión del núcleo de la sección} \\ 30\text{cm} \end{array} \right.$$

Siendo $12 \Phi_{\text{mín}}$ el menor valor, se tiene para un $\Phi = 12 \text{ mm}$ una separación de:

$$12 \Phi_{\text{mín}} = 12 * 1,2\text{cm} = 14,4 \text{ cm}$$

3.5.4 Resultado del diseño de fundaciones

COMPROBACIÓN DE ZAPATAS

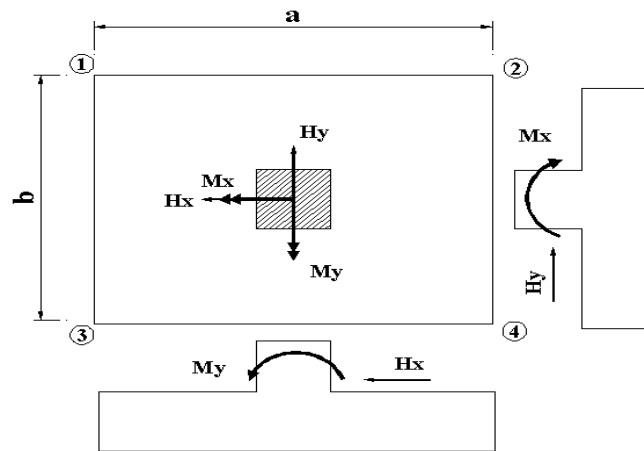
Se realiza la comprobación de la zapata correspondiente a la columna C 14, la misma es una zapata aislada con las características que se indica a continuación.

Se tiene los siguientes datos:

$N = 78,8$	[tn]	$f_{ck} = 210$	[kg/cm ²]	$\gamma_c = 1,5$
$H_x = 0,39$	[tn]	$f_{yk} = 420$	[kg/cm ²]	$\gamma_s = 1,15$
$H_y = 0,13$	[tn]	$a_o = 0,35$	[m]	$\gamma_f = 1,6$
$M_x = 0,31$	[tn*m]	$0,35$	[m]	
$M_y = 0,11$	[tn*m]	$bo =$		
$\sigma_{adm} = 14,9$	[tn/m ²]	$\gamma_{H^oA^o} = 2,5$	[tn/m ³]	$f_{cd} = 140$ [kg/cm ²]
$C = 30$	[Kn/m ²]			$f_{yd} = 3652$ [kg/cm ²]

\longrightarrow (Para arcillas; blandas a medias)

Las solicitaciones que resiste la zapata se muestra en el gráfico siguiente:



Cálculos previos:

Mayoramos el valor de la fuerza normal N, en un 5% por desconocer el valor del peso propio de la zapata.

$$N^* = N + 5\%N$$

$$N^* = 82,78 \quad [tn] \quad \sigma = \frac{N^*}{A} < \sigma_{adm}$$

Trabajando en el límite, igualando $\sigma = \sigma_{adm}$ y despejando A:

$$A = \frac{N^*}{\sigma_{adm}}$$

$$A = 5,556 \quad [m^2]$$

$$\text{Si } a = b \longrightarrow b = \sqrt{A} \longrightarrow \begin{cases} b = 2,36 & [m] \\ a = 2,36 & [m] \end{cases}$$

¡Valores límites!
se deben elegir valores superiores a estos pudiendo ser $a > b$.

1ra Tentativa:

Se debe hacer variar "a" y "b", hasta encontrar la alternativa mas conveniente siempre que no se sobrepase la tensión admisible σ_{adm} .

$$a = 2,45 \quad [m]$$

$$b = 2,45 \quad [m]$$

Cálculo de las tensiones en las cuatro esquinas de la zapata:

Ecuacion general de tensiones:

$$\sigma_i = \frac{N^*}{A} \pm \frac{6 * Ma}{a^2 * b} \pm \frac{6 * Mb}{a * b^2} < \sigma_{adm}$$

i = corresponde a los números designados en cada una de las esquinas de la zapata

$$\text{Ec 1: } \sigma_1 = \frac{N^*}{A} - \frac{6 * Ma}{a^2 * b} - \frac{6 * Mb}{a * b^2} < \sigma_{adm}$$



$$\sigma_1 = 13,62 < \sigma_{adm} = 14,9 \quad [tn/m^2]$$

$$\text{Ec 2: } \sigma_2 = \frac{N^*}{A} - \frac{6 * Ma}{a^2 * b} + \frac{6 * Mb}{a * b^2} < \sigma_{adm}$$



$$\sigma_2 = 13,87 < \sigma_{adm} = 14,9 \quad [tn/m^2]$$

$$\text{Ec 3: } \sigma_3 = \frac{N^*}{A} + \frac{6 * Ma}{a^2 * b} - \frac{6 * Mb}{a * b^2} < \sigma_{adm}$$



$$\sigma_3 = 13,71 < \sigma_{adm} = 14,9 \quad [tn/m^2]$$

$$\text{Ec 4: } \sigma_4 = \frac{N^*}{A} + \frac{6 * Ma}{a^2 * b} + \frac{6 * Mb}{a * b^2} < \sigma_{adm}$$



$$\sigma_4 = 13,96 < \sigma_{adm} = 14,9 \quad [tn/m^2]$$

Determinación del canto útil:

Utilizamos las siguientes expresiones para encontrar el canto útil "d", para obtener un canto útil eficaz, y así evitar las comprobaciones debidas a cortante y punzonamiento el canto útil d, debe ser el mayor de cualesquiera de las siguientes expresiones:

$$d \geq \begin{cases} d_1 = \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{(a_o + b_o)}{4} \\ d_1^* = \frac{2 * (a - a_o)}{4 + k} \\ d_2^* = \frac{2 * (b - b_o)}{4 + k} \end{cases} \quad \text{con } \begin{cases} k = \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_t} \\ f_{vd} = 0.50 * \sqrt{f_{cd}} \quad [\text{kg/cm}^2] \end{cases}$$

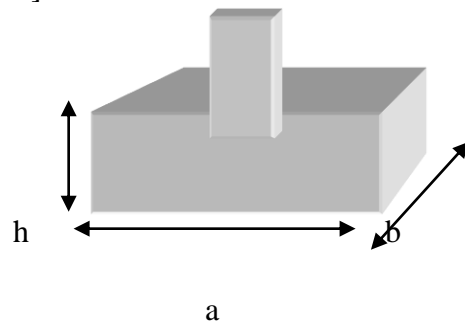
donde:

- f_{vd} = Resistencia convencional del hormigón a cortante
- f_{cd} = Resistencia de cálculo de hormigón a compresión ($\gamma_f = 1.60$)
- γ_f = Coeficiente de seguridad de la sollicitación a flexión
- σ_t = Tensión uniforme del terreno sin tomar en cuenta el peso de la zapata.

$$\Rightarrow \left. \begin{array}{l} f_{vd} = 5,92 \quad [\text{Kg/cm}^2] \\ k = 9,93 \\ d_1 = 0,42 \quad [\text{m}] \\ d_1^* = 0,30 \quad [\text{m}] \\ d_2^* = 0,30 \quad [\text{m}] \end{array} \right\} \text{escojo el mayor} \\ d = 0,42 \quad [\text{m}]$$

Asumiendo un recubrimiento de $r = 5$ [cm]

Obtenemos: $h = 0,47$ [m]



Corrección de Momentos:

$$M_x^* = M_x + H_y * h \longrightarrow M_x^* = 0,37 \quad [\text{tn*m}]$$

$$M_y^* = M_y + H_x * h \longrightarrow M_y^* = 0,29 \quad [\text{tn*m}]$$

Cálculo del peso propio de la zapata:

$$P_p = Vol * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$$

$$P_p = (a * b * c) * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \longrightarrow Pp = 7,05 \quad [tn]$$

Corrección de la Normal:

$$N^* = N + P_p \quad N^* = 85,89 \quad [tn]$$


Cálculo de los esfuerzos con los Momentos y la Normal corregida:

$$Ec\ 1: \quad \sigma_1 = \frac{N^*}{A} - \frac{6 * Ma}{a^2 * b} - \frac{6 * Mb}{a * b^2} < \sigma_{adm}$$

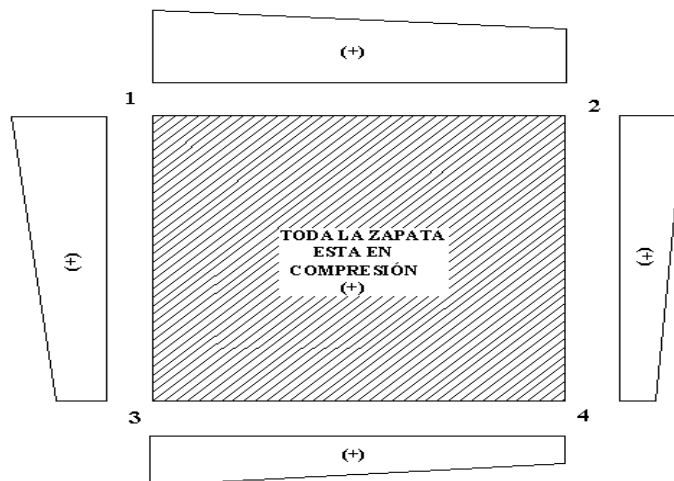
$$Ec\ 2: \quad \sigma_2 = \frac{N^*}{A} - \frac{6 * Ma}{a^2 * b} + \frac{6 * Mb}{a * b^2} < \sigma_{adm}$$

$$Ec\ 3: \quad \sigma_3 = \frac{N^*}{A} + \frac{6 * Ma}{a^2 * b} - \frac{6 * Mb}{a * b^2} < \sigma_{adm}$$

$$Ec\ 4: \quad \sigma_4 = \frac{N^*}{A} - \frac{6 * Ma}{a^2 * b} - \frac{6 * Mb}{a * b^2} < \sigma_{adm}$$

	$\sigma_1 = 14,04 \quad [tn/m^2]$ $\sigma_2 = 14,34 \quad [tn/m^2]$ $\sigma_3 = 14,28 \quad [tn/m^2]$ $\sigma_4 = 14,58 \quad [tn/m^2]$	}	$< \sigma_{adm} = 14,9 \quad [tn/m^2] \quad \mathbf{OK !!!}$
---	--	---	--

Graficando las tensiones en las esquinas de la zapata se tiene:



Verificación al vuelco:

Para la verificación al vuelco, se comprobará que los momentos estabilizadores de las fuerzas exteriores (N, Pp), respecto a un punto, superen a los momentos de vuelco (M, H) en ambas direcciones.

Se debe verificar: $\gamma_{v(a)}, \gamma_{v(b)} \geq 1.50$

donde:

$\gamma_{V(a)}, \gamma_{V(b)}$ = Coeficientes de vuelco

$$\left. \begin{aligned} \gamma_{v(a)} &= \frac{(N + P_p) * (a/2)}{M * _y} \longrightarrow \gamma_{v(a)} = 358,7 \\ \gamma_{v(b)} &= \frac{(N + P_p) * (b/2)}{M * _x} \longrightarrow \gamma_{v(b)} = 283,5 \end{aligned} \right\} \geq 1,50 \quad \mathbf{OK !!!}$$

Verificación al deslizamiento:

Para la verificación al deslizamiento, se debe garantizar que la fuerza estabilizante, esto es el rozamiento existente entre la base de la zapata y el terreno o la cohesión (base suelo), superen a las fuerza deslizantes (H).

Se deberá verificar según el tipo de suelo:

- 1). $(N+P)*\text{tg}\phi_d \geq (1,50)*H \longrightarrow$ Para suelos sin cohesión (arenas)
- 2). $A*C_d \geq (1,50)*H \longrightarrow$ Para suelos cohesivos (arcillas)

Donde:

$\phi_d = 2/3\phi$ Ángulo de rozamiento interno de cálculo (minorado)

$C_d = 0,50*C$ Valor de cálculo (minorado) de la cohesión

A = Superficie de la base de la zapata

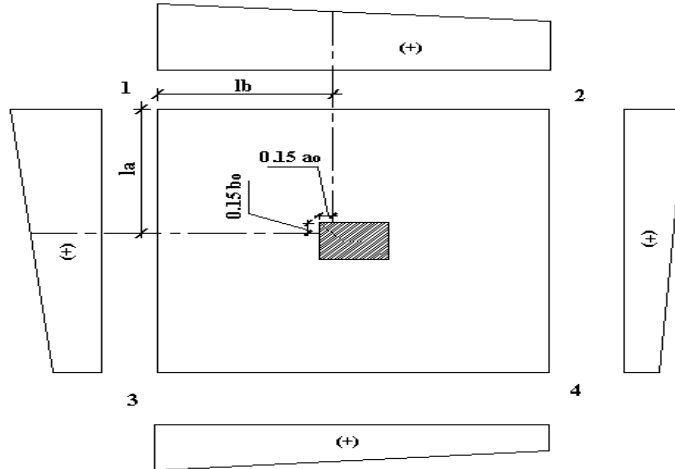
Como tenemos un suelos cohesivo, se verifica con la ec. 2

Para las dos direcciones:

$$\left. \begin{aligned} \gamma_{d(a)} &= \frac{A * C_d}{H_x} \geq 1.50 \longrightarrow \gamma_{d(a)} = 23,09 \\ \gamma_{d(b)} &= \frac{A * C_d}{H_y} \geq 1.50 \longrightarrow \gamma_{d(b)} = 69,3 \end{aligned} \right\} \geq 1,50 \quad \mathbf{OK !!!}$$

Cálculo de la armadura a flexión:

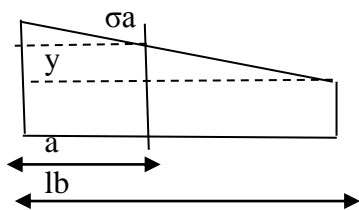
La armadura a flexión se determina en una sección S-S, a una distancia "la", "lb" del extremo de la zapata, a 0,15a_o y 0,15b_o del bloque del pilar en ambas direcciones. Como se observa en la figura:



Cálculo del momento en la dirección "a"

$$lb = \frac{(a - a_o)}{2} + 0.15 * a_o \longrightarrow lb = 1,103 \quad [\text{m}]$$

σ_1



$$\sigma_1 = 14,04 \quad [\text{tn/m}^2]$$

$$\sigma_2 = 14,34 \quad [\text{tn/m}^2]$$

$$a = 2,45 \quad [\text{m}]$$

por trigonometría:

$$y = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{a} * (a - lb) \longrightarrow y = -0,17 \quad [\text{ton/m}^2]$$

$$\sigma_a = \sigma_2 + y = 14,17 \quad [\text{tn/m}^2]$$

el momento será:

$$Ma = \frac{\sigma_a * lb^2}{2} + \frac{1}{3} * (\sigma_1 - \sigma_a) * lb^2 \longrightarrow Ma = 8,56 \quad [\text{tn*m}]$$

$$M_{ad} = M_a * \gamma_f \longrightarrow Mad = 13,70 \quad [tn*m]$$

$$\gamma_f = 1.60$$

Cálculo de la armadura necesaria:

Se usará para el diseño un ancho bw

$$\mu_d = \frac{M_{ad}}{b * d^2 * f_{cd}} \longrightarrow \mu_d = 0,023$$

Para la cuantía geométrica mínima ω , se saca de tabla, o con la fórmula siguiente:

$$\omega = 0,024 \quad \text{de tabla} \quad \text{tabla 13,3 de ing. Mostajo}$$

$$\omega = \mu_d * (1 + \mu_d) \longrightarrow \omega = 0,023 \quad W_{min} = 0,0018 \quad \text{tabla 10,8 ing. Mostajo}$$

$$As_a = \frac{\omega * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} \longrightarrow As_a = 9,388 \quad [cm^2/m]$$

$$As_{min} = w_{min} * b_w * d \longrightarrow As_{min} = 20,580 \quad [cm^2/m]$$

tomar la mayor área de los dos, que se distribuirá en todo el ancho "b"
la mayor área es:

$$As_{nec} = 20,58 \quad [cm^2/m]$$

Número de hierros:

$$N^{\circ} Hierros = \frac{As}{A\phi}$$

Φ (mm)	A(cm2)	N° Hierros
10	0,785	27
12	1,13	19
16	2,01	11
20	3,14	7

Usar:

$$\Phi(\text{mm}) = 12$$

$$N^{\circ} Hierros = 20$$

Espaciamiento entre barras:

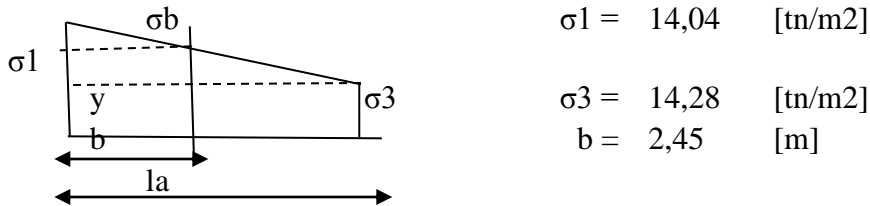
Adoptamos un recubrimiento lateral de $r = 5 \quad [cm]$

$$S = \frac{(b - N^{\circ} \text{Hierros} * \phi - 2 * r)}{N^{\circ} \text{Hierros} - 1} \longrightarrow S = 11,11 \quad [\text{cm}]$$

Usar: 20Φ12/c 10cm distribuidos en la dirección "b"

Cálculo del momento en la dirección "b"

$$l_a = \frac{(b - b_o)}{2} + 0.15 * b_o \longrightarrow l_a = 1,103 \quad [\text{m}]$$



$$\sigma_1 = 14,04 \quad [\text{tn/m}^2]$$

$$\sigma_3 = 14,28 \quad [\text{tn/m}^2]$$

$$b = 2,45 \quad [\text{m}]$$

por trigonometría:

$$y = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{b} * (b - l_a) \longrightarrow y = -0,13 \quad [\text{m}]$$

$$\sigma_b = \sigma_3 + y = 14,15 \quad [\text{tn/m}^2]$$

el momento será:

$$M_b = \frac{\sigma_b * l_a^2}{2} + \frac{1}{3} * (\sigma_1 - \sigma_b) * l_a^2 \longrightarrow M_b = 8,55 \quad [\text{tn*m}]$$

$$M_{bd} = M_b * \gamma_f \longrightarrow M_{bd} = 13,69 \quad [\text{tn*m}]$$

$$\gamma_f = 1.60$$

Cálculo de la armadura necesaria:

Se usará para el diseño bw

$$\mu_d = \frac{M_{bd}}{b * d^2 * f_{cd}} \longrightarrow \mu_d = 0,055$$

Para la cuantía geométrica mínima ω , se saca de tabla, o con la fórmula siguiente:

$$\omega = 0,059 \quad \text{de tabla}$$

$$\omega = \mu_d * (1 + \mu_d) \longrightarrow \omega = 0,058 \quad c = 0,0018$$

$$As_b = \frac{\omega * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} \longrightarrow As_b = 23,11 \quad [\text{cm}^2/\text{m}]$$

$$As_{\min} = c * b_w * d \longrightarrow As_{\min} = 20,58 \quad [\text{cm}^2/\text{m}]$$

tomar la mayor área de los dos, que se distribuirá en todo el ancho "a"
la mayor área es:

$$As_{\text{nec}} = 23,11 \quad [\text{cm}^2/\text{m}]$$

distribuyendo en todo el ancho "a":

Número de hierros:

$$N^{\circ} \text{Hierros} = \frac{As}{A\phi}$$

$\Phi(\text{mm})$	A(cm ²)	N° Hierros
10	0,785	30
12	1,13	21
16	2,01	12
20	3,14	8

Usar:

$$\Phi(\text{mm}) = 12$$

$$N^{\circ} \text{Hierros} = 21$$

Espaciamiento entre barras:

Adoptamos un recubrimiento lateral de $r = 5$ [cm]

$$S = \frac{(a - N^{\circ} \text{Hierros} * \phi - 2 * r)}{N^{\circ} \text{Hierros} - 1} \longrightarrow S = 10,49 \quad [\text{cm}]$$

Usar: 21 Φ 12/c 10cm distribuidos en la dirección "a"

CONCLUSIONES DE LA VERIFICACIÓN

Realizando la verificación manual para la zapata C14, se concluye lo siguiente:

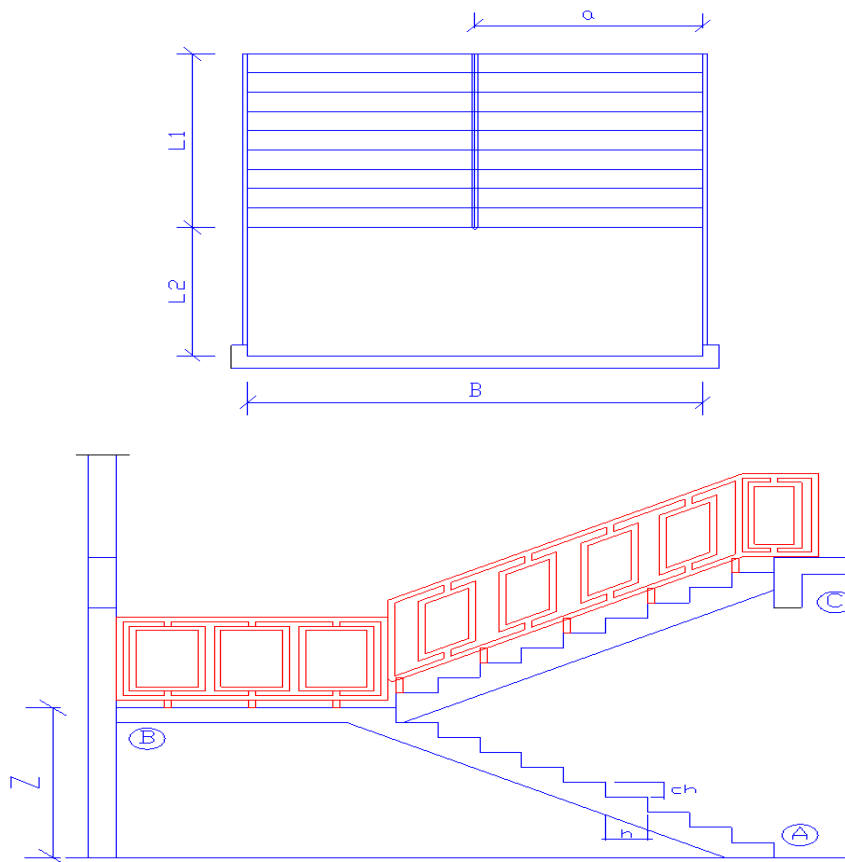
En la armadura a flexión calculada manualmente para los dos lados se obtuvo los valores de: en "a" $20\Phi 12\text{mm}$ c /10cm, en "b" $21\Phi 12\text{mm}$ c /10 cm. Resultando similar dispuesto por el programa.

Respecto a las dimensiones geométricas de la zapata "a" y "b", no varían ambos lados de lo dispuesto por el programa, que coloca $a = 2,45\text{m}$ y $b = 2,45\text{m}$. con la altura "h" de la zapata que varía en 2cm de la dispuesta por el programa, resultando una variación del 1%.

3.5.5 Resultados del diseño de la escalera.-

MEMORIA DE CALCULO ESCALERA HORMIGON ARMADO

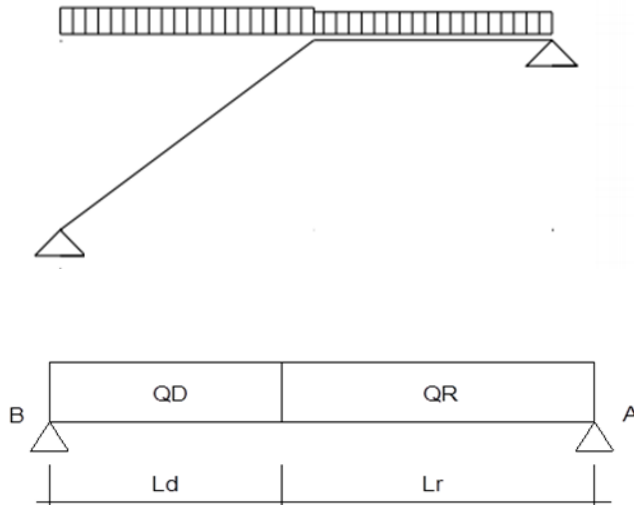
1. GEOMETRIA DE LA ESCALERA



El diseño se hace sólo por flexión. Se determina un A_s para el momento negativo, positivo y se coloca un fierro mínimo por temperatura, para la dirección transversal.

Se define un modelo estructural para el análisis; normalmente para apoyos sobre vigas o muros de ladrillo, se procede a calcular el momento M_u máximo. Sólo se considera las cargas de gravedad.

Se aplicará un diseño conservador y se hallará los máximos mediante dos modelos estructurales. El primero considera el punto anguloso, que es contrario a la deformación, como un apoyo ficticio produciendo dos tramos continuos. El otro considera sólo un tramo simplemente apoyado en sus extremos.



2. DATOS GENERALES:

L1 (m)= 2,4	Longitud horizontal rampa	$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}(\text{Kg/m}^3)=$	2400
L2 (m)= 1,35	Longitud descanso		
a (m)= 1,35	Ancho de rampa		
B (m)= 2,82	Ancho total de descanso		
t (m)= 0,15	Espesor de losa		
h (m)= 0,3	Huella		
ch (m)= 0,178	Contra huella		
Z (m)= 3,2	Altura media a salvar		
N = 18	Número de peldaños		

3. ANALISIS DE CARGAS

CARGA MUERTA

RAMPA

Peso debido a los peldaños

Peso peldaños

Volumen peldaños

$$V = \left(\frac{ch \cdot h}{2}\right) \cdot a \quad \Rightarrow \quad V = 0,036 \text{ m}^3 \quad P_p = V \cdot N \quad \Rightarrow \quad P_p = 1557,14 \text{ kg}$$

Área losa rampa

$$\Rightarrow \quad A = 3,24 \text{ m}^2$$

Carga de peldaños por metro de ancho

$$Q_{PEL} = \frac{P_p}{a} \cdot 1\text{m} \quad \Rightarrow \quad q_{pel} = 480,60 \text{ kg/m}$$

Carga debido al peso propio del a rampa por metro de ancho

$$Q_r = t \cdot \gamma \cdot H \cdot A^{\circ} \cdot 1 \quad \Rightarrow \quad q_r = 360,00 \text{ kg/m}$$

Sobre carga de cerámica por metro de ancho

$$q_{sc} \text{ (Kg/m)} = 50$$

Carga muerta total en la rampa

$$Q_{CM} \text{ (Kg/m)} = 890,60$$

DESCANSO

Carga debido al peso propio del descanso por metro de ancho



$$q_d = 360,00 \text{ kg/m}$$

Sobre carga de cerámica por metro de ancho

$$q_{sc} \text{ (Kg/m)} = 50$$

Carga muerta total en el descanso

$$Q_{CM} \text{ (Kg/m)} = 410$$

SOBRECARGA

La sobre carga de uso para el diseño de escalera recomendada por metro de ancho es la siguiente:

$$Q_{CV} \text{ (kg/m)} = 400$$

Fuente: Concreto Armado "Juan Ortega García"

Carga ultima actuante con la siguiente combinación:

$$Q_U = 1.6 \cdot Q_{CM} + 1.6 \cdot Q_{CV}$$

RAMPA

$$Q_R \text{ (Kg/m)} = 2064,96$$

$$L_r \text{ (m)} = 2,4 \quad \text{Longitud rampa}$$

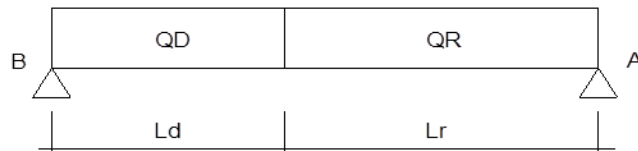
DESCANSO

$$Q_D \text{ (Kg/m)} = 1296$$

$$L_d \text{ (m)} = 1,35 \quad \text{Longitud descanso}$$

Idealizando la escalera se tiene el siguiente esquema:

TRAMO: B - A



Calculando se obtienen lo siguiente:

$$\begin{aligned} M_d \text{ (Kgm)} &= 3327,76 & RA \text{ (Kg)} &= 3083,32 \\ V_d \text{ (Kg)} &= 3747,7 & RB \text{ (Kg)} &= 3747,7 \end{aligned}$$

Para el momento negativo se recomienda tomar el valor de losa apoyada en viga perimetral:

$$M_d = \frac{q * l^2}{24}$$

Fuente "Diseño de Escaleras
Carlos Antonio Fernández Chea"

$$-MB(\text{Kgm}) = 98,415$$

$$-MA(\text{Kgm}) = 495,5904$$

4. REFUERZO ARMADURA POSITIVA POR METRO

4.1. DATOS

Momento máximo de diseño	Mmax =	3327,76	Kgm
Canto de la sección	t =	15	cm
Ancho de para el calculo	bw =	100	cm
Peralte efectivo	d =	13	cm
Recubrimiento	r =	2	cm
Resistencia característica del hormigón	fck =	210	kg/cm2
Resistencia característica del acero	fyk =	4200	kg/cm2
Coefficiente minoración Hormigón	γc =	1,5	
Coefficiente minoración Acero	γs =	1,15	

4.2. CALCULOS

Momento reducido $\mu_d = 0,1406$ $\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$

Cuantía geométrica $w = 0,1553$ *De tablas*

Armadura Necesaria $A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 7,74$ $A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$

Armadura mínima $A_{s\text{min}} \text{ (cm}^2\text{)} = 2,7$ $A_{s\text{min}} = w_{\text{min}} * b_w * h$

Armadura escogida $A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 7,739$ **As**

Armadura a utilizar => **10Φ10** $A_{s\text{prov}} \text{ (cm}^2\text{)} = 7,85 \text{ cm}^2$

Asprov > **As** OK

5. REFUERZO ARMADURA NEGATIVA (A) POR METRO, IDEM PARA (B)

5.1. DATOS

Momento máximo de diseño	Mmax =	495,59	Kgm
Canto de la sección	t =	15	cm
Ancho de para el calculo	bw =	100	cm
Peralte efectivo	d =	13	cm
Recubrimiento	r =	2	cm
Resistencia característica del hormigón	fck =	210	kg/cm2
Resistencia característica del acero	fyk =	4200	kg/cm2
Coefficiente minoración Hormigón	γc =	1,5	
Coefficiente minoración Acero	γs =	1,15	

5.2. CALCULOS

Momento reducido	μd =	0,03	$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$
Cuantía geométrica	w =	0,031	De tablas
Armadura Necesaria	As (cm2) =	1,54	$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$
Armadura mínima	Asmin (cm2) =	2,7	$A_{smin} = w_{min} * b_w * h$
Armadura escogida	As (cm2) =	2,7	Asmin
Armadura a utilizar =>	6Φ8	Asprov(cm2)=	3,05 cm2
	Asprov	>	As 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/20

7. ARMADURA SUPERIOR TEMPERATURA

Se dispondrá de armadura mínima, por lo tanto:

Armadura mínima	Asmin (cm2) =	2,7	$A_{min} = 0.0018 * b_w * t$
-----------------	----------------------	------------	------------------------------

Armadura a utilizar => **6Φ8**

Asprov(cm2)= 3,05 cm2

8. VERIFICACIÓN AL CORTE

8.1. DATOS:

Cortante máximo de diseño	Vmax = 3747,7	Kg
Canto de la sección	t = 15	cm
Ancho de para el calculo	bw = 100	cm
Peralte efectivo	d = 13	cm
Recubrimiento	r = 2	cm
Resistencia característica del hormigón	fck = 210	kg/cm2
Resistencia característica del acero	fyk = 4200	kg/cm2
Coefficiente minoración Hormigón	γc = 1,5	
Coefficiente minoración Acero	γs = 1,15	

8.2.CALCULOS

Resistencia a cortante del hormigón $f_{vd}(\text{kg/cm}^2) = 5,92$ $f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}}$

Cortante resistente por el hormigón $V_{cu}(\text{kg}) = 7696,00$ $V_{cu} = f_{vd} * bw * d$

$3747,7 > 7696,00$ No necesita armadura transversal
 $V_d(\text{kg})$ $V_{cu}(\text{kg})$

3.5.6 Resultados del diseño de la losa alivianada.-

CALCULO LOSA ALIVIANADA

El diseño de la losa alivianada se basa en la norma CBH87 y especificaciones técnicas de la vigueta pretensada

DATOS:

$L = 3,83 \text{ m}$ $P_{cp} = 60,00 \text{ kg/m}^2$ $P_{at} = 20,00 \text{ kg/m}^2$
 $C.V. = 300,00 \text{ kg/m}^2$ $P_{ap} = 20,00 \text{ kg/m}^2$ $\gamma_{fg} = \gamma_{fq} = 1,6$

donde:

$L =$ luz libre de la vigueta pretensada (m)

$C.V. =$ carga viva de sobrecarga de uso actuante en la losa de H°A° y vigueta pretensada (Kgf/m^2)

$P_{cp} =$ carga muerta de contrapiso actuando en la losa de H°A° (Kgf/m^2)

P_{ap} = carga muerta de acabados de piso actuando en la losa de H°A° (Kgf/m²)

P_{at} = carga muerta de acabados de techo actuando en las viguetas pretensadas (Kgf/m²)

$\gamma_{fg} = \gamma_{fq}$ = coeficiente de ponderación de cargas vivas y muertas a efecto desfavorable

Para el hormigón armado

$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2500,00 \text{ kg/m}^3$ $\gamma_s = 1,15$ $\gamma_c = 1,5$

$f_{ck} = 210,00 \text{ Kgf/cm}^2$ $f_{cd} = 140,00 \text{ Kgf/cm}^2$

$f_{yk} = 4200,00 \text{ Kgf/cm}^2$ $f_{yd} = 3652,17 \text{ Kgf/cm}^2$

$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$ = peso específico del hormigón armado (Kgf/m³)

f_{ck} = resistencia característica del hormigón a los 28 días (Kgf/cm²)

f_{yk} = límite de fluencia del acero o resistencia característica del acero (Kgf/cm²)

γ_c = coeficiente de minoración del hormigón

γ_s = coeficiente de minoración del acero

f_{cd} = resistencia de cálculo del hormigón a los 28 días (Kgf/cm²)

f_{yd} = resistencia de cálculo del acero (Kgf/cm²)

para la vigueta pretensada (según la empresa CONCRETEC)

$\gamma_{H^{\circ}P^{\circ}} = 2500,00 \text{ kg/m}^3$ $f_{py} = 16200,00 \text{ Kgf/cm}^2$ $\Phi_1 = 4 \text{ mm}$

$f_{ck} = 350,00 \text{ Kgf/cm}^2$ $f_{pu} = 18000,00 \text{ Kgf/cm}^2$ $\Phi_2 = 5 \text{ mm}$

donde:

$\gamma_{H^{\circ}P^{\circ}}$ = peso específico del hormigón pretensado (Kgf/m³)

f_{ck} = resistencia característica del hormigón a los 28 días (Kgf/cm²)

f_{pu} = resistencia última de rotura del acero de pretensar (Kgf/cm²)

f_{py} = resistencia del límite de fluencia del acero de pretensar (Kgf/cm²)

Φ_1 y Φ_2 = diámetros del acero de alta resistencia dentro de la vigueta pretensada (mm)

$A_{ss} = 80,5 \text{ cm}^2$ Área de la sección simple de la vigueta pretensada (cm²)

$I_{ss} = 3102,5 \text{ cm}^4$ Inercia de la sección de la vigueta pretensada (cm⁴)

$Y_{ss} = 7,05 \text{ cm}$ Distancia del C.G. de la sección a la fibra más comprimida (cm)

$Y_{i_{ss}} = 4,95 \text{ cm}$ Distancia del C.G. de la sección a la fibra más traccionada (cm)

calculo del area de la seccion compuesta (vigueta+ losa):

$A_{vigue} = 80,50 \text{ cm}^2$

$A_{sc} = A_{vigue} + A_{losa}$

$$A_{\text{losa}} = 348,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{sc}} = 429,40 \text{ cm}^2$$

calculo de la inercia de la seccion compuesta en el eje X

$$I_{\text{sc}} = 60871,41 \text{ cm}^4$$

ANALISIS DE CARGAS EN LA VIGUETA PRETENSADA EN TIEMPO CERO (t=0)

a) carga muerta de peso propio de la vigueta pretensada (servicio)

$$q_{\text{viguet}} = \gamma_{\text{H}^{\text{op}}^{\text{e}}} * A_{\text{SS}} \quad \longrightarrow \quad q_{\text{viguet}} = 20,13 \text{ kg/m}$$

b) Momento flector máximo (mayorado o de calculo) actuante en la vigueta pretensada sección simple

$$M_{\text{max}_{\text{viguet}}} = Qd_{\text{viguet}} * \frac{L^2}{8} \quad \longrightarrow \quad M_{\text{max}_{\text{viguet}}} = 36,90 \text{ kg/m}$$

ANALISIS DE CARGAS EN LA VIGUETA PRETENSADA EN TIEMPO INFINITO (t=∞)

Cargas en la vigueta con solo su seccion simple en tiempo infino (t=∞)

Las cargas a soportar por la vigueta pretensada con solo su sección simple en tiempo infinito son:

cargas muertas de de peso propio de la vigueta , hormigón fresco vertido para la losa, peso del complemento plastoform y la carga viva de los trabajadores para vaciar la losa.

a) Carga total actuante en la vigueta pretensada con solo su sección simple (servicio)

$$Q_{\text{T}_{\text{SS}}} = q_{\text{viguet}} + q_{\text{losa}} + q_{\text{cer}} + q_{\text{vs}} \quad \longrightarrow \quad Q_{\text{T}_{\text{SS}}} = 181,85 \text{ kg/m}$$

b) Momento flector máximo (mayorado o de cálculo) actuante en la vigueta pretensada sección simple

$$M_{\text{max}_{\text{SS}}} = Q_{\text{T}_{\text{SS}}}d_{\text{SS}} * \frac{L^2}{8} \quad \longrightarrow \quad M_{\text{max}} = 333,44 \text{ kg*m}$$

Cargas en la vigueta con su seccion compuesta (vigueta + losa) tiempo infino (t=∞)

las cargas a soportar por la sección compuesta (vigueta + losa) en tiempo infinito (t=∞) son: cargas muertas de peso propio de la sección compuesta, complemento plastoform, contrapiso de la losa, acabados de piso, acabados de techo y la restante carga viva o sobrecarga de uso en la losa.

a) Carga total actuando en la sección compuesta (vigueta+ losa) en (servicio)

$$QT_{sc} = q_{sc} + q_{cer} + q_{cp} + q_{ap} + q_{at} + q_{cv} \quad \Rightarrow \quad QT_{sc} = 295,16 \text{ kg/m}$$

b) Momento flector máximo (mayorado o de cálculo) actuante en la sección compuesta (vigueta+ losa)

$$M_{max_{sc}} = QT_{sc} * \frac{L^2}{8} \quad \Rightarrow \quad M_{max_{sc}} = 541,21 \text{ kg*m}$$

CALCULO DE LA FUERZA DE PRETENSADO INICIAL, PERDIDAS DE LA FUERZA

DE PRETENSADO Y FUERZA DE PRETENSADO EFECTIVA

a) calculo de la fuerza de pretensado inicial en el acero de preesfuerzo

Esfuerzo máximo inicial de tracción en el acero de preesfuerzo (debida al gato de preesforzado)

$$0,94 * f_{py} = 15228,00 \text{ Kgf/cm}^2$$

adoptando el menor de los valores anteriores se tiene:

$$0,80 * f_{pu} = 14400,00 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$f_{t_{max}} = 14400,00 \text{ Kgf/cm}^2$$

Esfuerzo permitido ó admisible de tracción en el acero de preesfuerzo inmediatamente despues del esfuerzo máximo inicial de tracción

$$0,82 * f_{py} = 13284,00 \text{ Kgf/cm}^2$$

adoptando el menor de los valores anteriores se tiene:

$$0,74 * f_{pu} = 13320,00 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$f_{t_{adm}} = 13284,00 \text{ Kgf/cm}^2$$

fuerza de pretensado inicial en el acero de preesfuerzo

area total del acero de pretensado (3 barras de $\Phi=4\text{mm}$ y 2 barras de $\Phi=5\text{mm}$):

$$A_T = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$P_i = \frac{f_{t_{adm}}}{A_T}$$

$$P_i = 17258,89 \text{ Kg}$$

Sumatoria de perdidas diferidas

$$\Delta_{dif} = \Delta_{CC} + \Delta_{FP} + \Delta_{RE_2}$$

$$\Delta_{dif} = 2895,95 \text{ Kgf/cm}^2$$

Porcentaje calculado de las perdidas diferidas

$$\% \Delta_{dif} = \frac{\Delta_{dif}}{f_{t_{adm}}}$$

$$\% \Delta_{dif} = 21,80 \%$$

Calculo de la fuerza de pretensado efectiva en el acero de pretensar

$$P_e = P_i - (\Delta_{inst} + \Delta_{dif}) * A_T \quad P_e = \longrightarrow \quad 13773,25 \text{ Kg}$$

CALCULO DE LOS ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL HORMIGON PRETENSADO Y EL HORMIGON ARMADO

Calculo de los esfuerzos admisibles en el hormigon pretensado en tiempo cero (t=0)

Estos esfuerzos admisibles son en el H° y ocurren después de la transferencia del preesforzado y antes que se produzcan las perdidas en la vigueta con solo su sección simple.

a) Esfuerzo de traccionadmisible.- en la fibra superior de la sección:

$$ft_i \leq 1,6 * \sqrt{fck} \quad \longrightarrow \quad ft_i = 29,93 \text{ Kgf/cm}^2$$

b) Esfuerzo de compresión admisible.- en la fibra inferior de la sección:

$$fc_i \leq 0,6 * fck \quad \longrightarrow \quad fc_i = 210,00 \text{ Kgf/cm}^2$$

Calculo de los esfuerzos admisibles en el hormigon pretensado en tiempo infinito (t=∞)

Estos esfuerzos admisibles son en el H° y ocurren después de todas las perdidas y cuando inciden

todas las cargas en la vigueta con su sección simple y su sección compuesta (vigueta + losa).

c) esfuerzo de tracción admisible.- en la fibra inferior de la sección:

$$ft_f \leq 1,6 * \sqrt{fck} \quad \longrightarrow \quad ft_f = 29,93 \text{ Kgf/cm}^2$$

d) esfuerzo de compresión admisible.- en la fibra superior de la sección :

$$fc_f \leq 0,6 * fck \quad \longrightarrow \quad fc_f = 210,00 \text{ Kgf/cm}^2$$

Calculo de los esfuerzos admisibles en el hormigón armado

e) esfuerzo de compresión admisible .- en la fibra superior e inferior de la losa de compresión:

$$fc_{SL} = 0,45 * fck \quad \longrightarrow \quad fc_{SL} = 94,50 \text{ Kgf/cm}^2$$

COMPROBACION DEL MOMENTO FLECTOR RESISTENTE DE LA VIGUETA PRETENSADA CON SOLO SU SECCION SIMPLE EN TIEMPO INFINITO (t=∞)

El momento flector resistente se despejara de las siguientes inecuaciones que se generan en la sección de la vigueta en tiempo infinito (t=∞)

esquema de las fuerzas que actúan en la sección simple de la vigueta

Momento flector despejado de la siguiente inecuación que ocurre fibra superior de la vigueta :

Esfuerzos en la fibra superior de la vigueta

$$-\frac{P_e}{A_{vigu}} + \frac{(P_e * e_{ss})}{I_{ss}} * Y_{S_{ss}} - \frac{M_R}{I_{ss}} * Y_{S_{ss}} \leq -0,6 * f_{ck}$$

$$M_R \geq \left(-\frac{P_e}{A_{vigu}} + \frac{(P_e * e_{ss})}{I_{ss}} * Y_{S_{ss}} + 0,6 * f_{ck} \right) * \frac{I_{ss}}{Y_{S_{ss}}}$$



$$M_R \geq 35475,46 \quad \text{Kgf*cm}$$

Esfuerzos en la fibra inferior de la vigueta

$$-\frac{P_e}{A_{vigu}} - \frac{(P_e * e_{ss})}{I_{ss}} * Y_{S_{ss}} + \frac{M_R}{I_{ss}} * Y_{S_{ss}} \leq 1,6 * \sqrt{f_{ck}}$$

$$M_R \leq \left(\frac{P_e}{A_{vigu}} + \frac{(P_e * e_{ss})}{I_{ss}} * Y_{i_{ss}} + 1,6 * \sqrt{f_{ck}} \right) * \frac{I_{ss}}{Y_{i_{ss}}}$$



$$M_R \leq 18961,70 \quad \text{Kgf*cm}$$

Rango que resiste la vigueta pretensada en tiempo infinito (t=∞) con solo su sección simple

$$35475,46 \text{ kg*cm} \leq M_R \leq 18961,70 \text{ kg*cm}$$

Comprobacion del momento flector resistente de la vigueta pretensada con solo su sección simple en tiempo infinito (t=0) vs el momento producido por las cargas que actúan en la vigueta pretensada

$$M_R \geq M_{max_{ss}}$$

$$35475,46 \text{ kg*cm} \geq 33343,51 \text{ kg*cm}$$

LA VIGUETA RESISTE

**COMPROBACION DEL MOMENTO FLECTOR RESISTENTE DE LA VIGUETA
PRETENSADA CON SU SECCION COMPUESTA (VIGUETA + LOSA)
EN TIEMPO INFINITO (t=∞)**

El momento flector resistente se despejara de las siguientes inecuaciones que se generan en la sección de la vigueta en tiempo infinito (t=∞)

esquema de las fuerzas que actúan en la vigueta con su sección compuesta (vigueta + losa)

Momento flector despejado de la siguiente inecuación que ocurre en la fibra superior de la vigueta :

Esfuerzos en la fibra superior de la vigueta

$$-\frac{P_e}{A_{ss}} + \frac{(P_e * e_{ss})}{I_{ss}} * Y_{S_{ss}} - \frac{M_R}{I_{sc}} * Y_{I_{sc}} \leq -0,6 * f_{ck}$$

$$M_R \geq \left(-\frac{P_e}{A_{ss}} + \frac{(P_e * e_{ss})}{I_{ss}} * Y_{S_{ss}} + 0,6 * f_{ck} \right) * \frac{I_{sc}}{Y_{I_{sc}}}$$

$$M_R \geq \mathbf{2269637,90 \quad Kgf*cm}$$

Esfuerzos en la fibra inferior de la vigueta

$$-\frac{P_e}{A_{ss}} - \frac{(P_e * e_{ss})}{I_{ss}} * Y_{i_{ss}} + \frac{M_R}{I_{sc}} * Y_{i_{sc}} \leq 1,6 * \sqrt{f_{ck}}$$

$$M_R \leq \left(\frac{P_e}{A_{ss}} + \frac{(P_e * e_{ss})}{I_{ss}} * Y_{i_{ss}} + 1,6 * \sqrt{f_{ck}} \right) * \frac{I_{sc}}{Y_{i_{sc}}}$$

$$M_R \leq \mathbf{103092,54 \quad Kgf*cm}$$

Rango que resiste la vigueta pretensada en tiempo infinito (t=∞) con solo su sección simple

$$\mathbf{2269637,90 \text{ kg*cm} \leq M_R \leq 103092,54 \text{ kg*cm}}$$

Comprobación del momento resistente de la vigueta pretensada con solo su sección simple en tiempo infinito (t=0) vs el momento producido por las cargas que actúan en la vigueta pretensada

$$M_R \geq M_{max_{sc}}$$

$$\mathbf{2269637,90 \text{ kg*cm} \geq 54120,70 \text{ kg*cm}}$$

LA VIGUETA RESISTE

3.6 Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto.-

3.6.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas se las realizaron según lo señalado en el marco teórico, las cuales se pueden ver a detalle en el **Anexo A-8**.

3.6.2 Precios unitarios

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

DESCRIPCIÓN	OBSERVACIONES
A MATERIALES	TIPO DE MATERIAL,CANTIDAD Y PRECIO
B MANO DE OBRA	TIPO DE OBRERO Y RENDIMEINTO
E CARGAS SOCIALES	55% DE MANO DE OBRA
F IMPUESTO I.V.A. MANO DE OBRA	13.00% DE MANO DE OBRA
H HERRAMIENTAS MENORES	5% DE (B+E+F)
K GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS	8 % DE EQUIPO, HERRAMIENTAS
L UTILIDAD	10% DE (EQUIPO, HERRAMIENTAS+K)
M IMPUESTO IT	3.00% DE (EQUIPO, HERRAMIENTAS+K+L)

Se puede apreciarlo a detalle de cada ítem en el Anexo A-4.

3.6.3 Cómputos métricos

Los cómputos métricos se realizaron según el marco teórico, los cuales se pueden ver a detalle en el Anexo A-3.

3.6.4 Presupuesto general

El presupuesto total de la obra se calculó, primeramente, realizando los cómputos métricos y obteniendo la cantidad de cada ítem; posteriormente, multiplicando el precio de los diferentes ítems por la cantidad de cada ítem llegando a un presupuesto total de la obra de **4952070,20 Bs (Cuatro Millon(es) Novecientos cincuenta y dos Mil setenta Bolivianos 20/100 bolivianos)**, con un costo por metro cuadrado en dólares de **383.44\$/m²**. Referido a tres plantas. Se puede ver a detalle en el **Anexo A-4**.

3.6.5 Cronograma de ejecución

El plan y cronograma de obras se lo realizó aplicando el método de barras Gantt colaborado por el programa (Microsoft Office Project 2010). El plazo de ejecución obtenido es de **183 días calendario**, se puede ver a detalle en el **Anexo A-9**.

CAPITULO IV APORTACIONES DE ESTUDIANTE “LOSA CASETONADA”

4.1. Marco conceptual.-

Concepto mecánico y resistente de las placas: es todo el conjunto, y no una parte de la misma, quien tiene y adquiere la responsabilidad de enfrentarse a los esfuerzos de flexión, torsión y cortante que se desarrollan dentro del esquema estructural.

La losa casetonada pertenece a la familia de las losas de hormigón armado, no homogéneas, aligeradas y armadas en dos direcciones ortogonales configurando una placa nervada.

En las losas casetonadas y alrededor de los pilares se prescinde de los bloques de aligeramiento y la placa pasa a ser maciza desapareciendo las nervaduras como tales.

La estructura así formada admite que sus flexiones puedan ser descompuestas y analizadas según las dos direcciones de armado, y forma con los soportes un conjunto estructural capaz de soportar las acciones verticales repartidas y puntuales muy adecuadamente, y las horizontales razonablemente bien pero en una medida bastante menor que las primeras.

Los parámetros básicos que definen las características de la losa casetonada son:

- Canto total de la placa
- Altura del casetón de aligeramiento o bloques aligerantes
- Separación entre ejes de nervios
- Espesor básico de los nervios, aunque en los forjados reticulares recuperables tienen un alma de espesor variable troncopiramidal.
- Espesor de la capa de compresión.

Los forjados reticulares no son más que un caso particular extraído del mundo de las placas del que forman parte, siendo la losa maciza el caso más general de esta familia. Por tanto la manera de abordar su proyecto, cálculo y construcción coincide, con sus lógicos matices y singularidades.

La mayor diferencia que puede existir entre losas casetonadas y losas macizas es la siguiente:

- Losa maciza: Tiene un comportamiento multidireccional.
- Losa casetonada: Tiene un comportamiento bidireccional.

Esta diferencia hace que el camino de las cargas a los soportes en el caso de la losa sea más directo, y por tanto mejor. Además, por decirlo de algún modo, la losa es más hiperestática que la placa, ya que tiene un número infinito de nervios.

Podemos ordenar las tres tipologías básicas de losas en orden a su efectividad (camino más corto de las cargas) y seguridad (grado de hiperestaticidad).

1.-Losa maciza: es la solución que mejor funciona. Es el que permite absorber mayores irregularidades en la planta estructural, ya que debido a su mayor hiperestaticidad las cargas consiguen encontrar caminos relativamente sencillos hasta los pilares. Permite por tanto diseños en planta que el resto de tipologías no soportan adecuadamente.

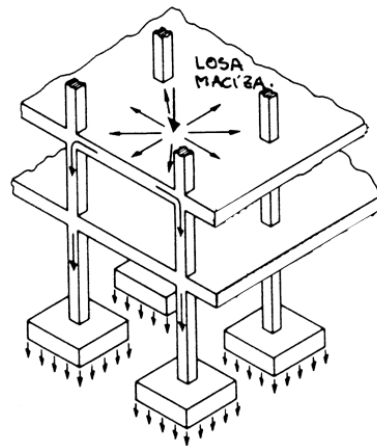


Figura 24 “Losa maciza”

2.-Losa casetonada: Su funcionamiento es semejante al anterior, pero en menor medida, por lo que también se ve limitado en sus ventajas.

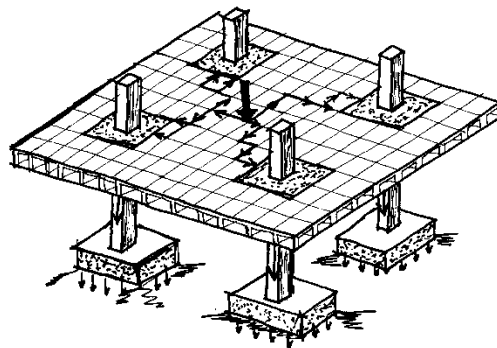


Figura 25 “Losa casetonada”

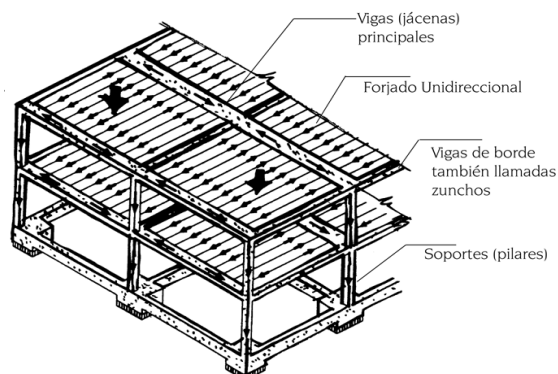


Figura 26 “Losa alivianada”

3.-Forjado unidireccional (losa alivianada): Estructuralmente es el que da menores “prestaciones resistentes”, exigiendo un diseño de la estructura muy puro y ordenado. No obstante, en esas condiciones funciona excelentemente, y goza de ciertos privilegios desde la normativa española gracias a la presión que hoy día ejerce el sector de los prefabricados. Además pesa menos que los anteriores y su ejecución no conlleva necesariamente encofrar la planta.

Dejando al margen los forjados unidireccionales, podemos realizar una segunda clasificación más amplia de los forjados sin vigas:

TABLA Nº 10

Tipología general de las losas sin vigas	Losas macizas	Armadas	
		Postensadas	
	Losas casetondas	F.R. con casetones de aligeramiento perdidos	Cerámicos
			Hormigón
			Horm. ligero
		F.R. con casetones recuperables	Armados
			Postensados
		F.R. con casetones de aligeramiento especiales	Poliestireno
			Metálicos
			Plásticos
Fibras			
etc.			

“Fuente elaboración propia”

4.2. Alcance del aporte

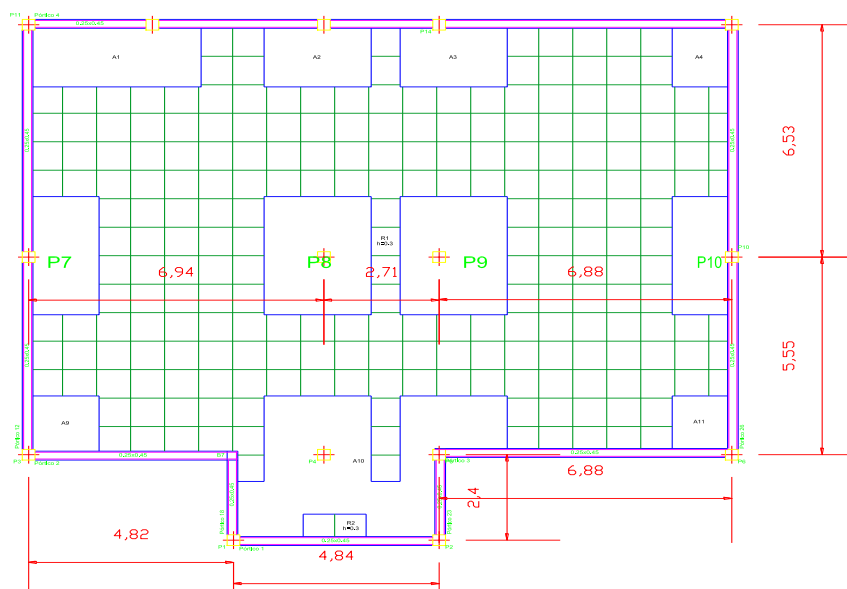
El alcance definido para el aporte académico del estudiante a través del presente proyecto, se refiere a la elaboración de una planilla de cálculo para el diseño de losas casetonadas empleando para ello la hoja de cálculo del Microsoft Excel.

4.3. Producto-aporte

DATOS:

1.- Descripción. Geometría del Problema

La siguiente figura representa un recuadro interior de un forjado reticular



Se analizará el pórtico que comprende el pilar P7, P8, P9, P10

2.- Cargas. Valores característicos y de cálculo

Las cargas actuantes en dicho forjado son:

Tabla 11 Cargas en el forjado

Accion	Valor	Observaciones
Peso Propio	-	A determinar según el Dimensionamiento
Carga Muerta	1,11kN/m ²	Cielo Razo de Yeso + Carpeta de Nivelación + Cerámica
Sobrecarga de Uso	3,00kN/m ²	Según uso previsto

“Fuente Elaboración propia”

El control de ejecución es normal, por lo que los coeficientes de ponderación de las acciones son los siguientes:

Coefficiente de seguridad sobre acciones permanentes $\gamma=1,60$

Coefficiente de seguridad sobre acciones variables $\gamma=1,60$

Fuente "CBH-87 ART. 7.3.1"

3.- Materiales. Designación y valores de cálculo los materiales empleados son:

Tabla 12 Materiales

	Designación CBH-87	Coefficiente de Minoración
Acero	AH 400	1,15
Hormigón	H-20	1,5

Fuente "CBH-87 ART. 7.3.1"

4.- Desarrollo y Calculo

4.1.- Planteamiento:

Se analizara siguiendo la siguiente pauta:

I.- Predimensionamiento del forjado

II.- Comprobación del Estado Limite de Agotamiento Frente a Solicitaciones Normales

III.- Comprobación del estado limite de agotamiento frente a cortante

IV.- Comprobación del Estado Limite de Punzonamiento

4.2.- Predimensionamiento del Forjado

* Por condiciones de deformabilidad según EHE-98

Tomando la luz mayor de los recuadros centrales y siguiendo la tabla 2.10.2a de la guía ehe-98, se tiene que para elementos débilmente armados, la esbeltez máxima es de 25.

$L = 6,94 \text{ m}$

$$\frac{L}{25} = 27,76\text{cm}$$

por lo tanto el canto mínimo es de: 27,76cm (Según EHE 98)

Canto Adoptado= 30cm

*** Capa de Compresión**

En las placas aligeradas con bloques aligerantes permanentes, la capa de compresión no será inferior a 3 cm (CBH-87 ART. 9.4.5.3.)

La norma EHE en su artículo 56.2 al hablar de placas o losas dice textualmente. "La separación entre ejes de nervios no superara los 100 cm y el espesor de la capa superior no será inferior a 5cm y deberá disponerse en la misma una armadura de reparto de malla"

La norma CBH 87 también hace referencia en su artículo 9.4.5.4 a lo anterior dicho

Capa de Compresión = 5cm La norma CBH 87

*** Recubrimiento mínimo**

- Se considerara un ambiente con condiciones ambientales moderadamente severas

Tabla 13
Recubrimientos mínimos en milímetros

Valores básicos			Correcciones para			
Condiciones ambientales			Armaduras sensibles a la corrosión	Losas o laminas	Hormigón	
No severas	Moderadamente severas	Severas			H 12.5	H 40
					H 15	H 45
					H 17.5	H 50
					H 20	H 55
15	25	35	± 10	-5	5	-5

Fuente "CBH-87 ART. 12.5.3"

Tomando en cuenta con lo que se recomienda en la norma **CBH-87 Art. 12.5.3** se considerara un Recubrimiento de 25mm

r= 2,50cm

*** Predimensionamiento del nervio**

Si existen nervios, su anchura no será inferior a 7 cm, ni a la cuarta parte del canto de la placa, medido sin tener en cuenta la capa de compresión. (CBH-87 ART. 9.4.5.3.)

Haciendo una hipótesis inicial de armar cada nervio con 2 barras de $\theta=10\text{mm}$ se puede estimar el ancho mínimo del nervio.

Ancho mínimo= $2*(\text{recubrimiento}) + 2*(\theta \text{ estribo}) + 2*(\theta \text{ Armadura Longitudinal}) + \text{Separación mínima}$

Datos:

Recubrimiento= 2,50cm

θ estribo= 0,60cm

Ancho mínimo= 10,20cm

θ Armadura Longitudinal= 1,00cm

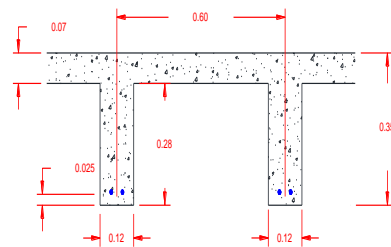
S. mínima= 2,00cm

Por condiciones del proyecto se adoptara un ancho de:

b= 12,00cm

Resumen:

Capa de Compresión	5,00cm
Ancho de Nervio	12,00cm
Recubrimiento	2,50cm
Canto de Nervio	30,00cm
Intereje*	80,00cm



De esto se puede obtener el peso propio del forjado.

*** Determinación del peso propio**

se realizara el cálculo para un 2,56 m² de nervio

Carpeta de compresión

$V = A * e$ (carpeta de compresion) \implies Vol.CP= 0,13m³

Para los elementos de hormigón se adoptarán las siguientes masas específicas:

Hormigón sin armar 23 KN/m³

Hormigón armado con cuantías normales 25 KN/m³

Fuente: CBH-87 ART. 6.2.2.1

$Pp = V * \gamma H^0 \implies Pp = 3,20\text{KN}$

Nervio

Para un área de 2,56 m²

Longitud= 9,12m

Ancho= 0,12m

Alto= 0,30m

Vol= 0,33m³

PPNERV =8,21kN

PP del Nervio + Carpeta de Compresión =11,41kN por 2,56 m²

Área Total= 204,64m²

At/2,56= 79,94m²

P total =911,93kN (Nervio + Carpeta de Compresión)

Peso Propio de todos los Ábacos

Área= 62,35m² (Dato extraído del plano)

Alto= 0,30m

Vol= 18,71m³

PPabacos= 467,63kN

Peso Total Toda la Estructura= 1379,55kN

Área Total Toda La Estructura= 266,99m²

Carga por el peso propio incluyéndola parte proporcional de los ábacos =5,17kN/m²

4.3.- Comprobación del Estado Limite de Agotamiento Frente a Solicitaciones Normales

4.3.1.- Calculo de Esfuerzos

Por no existir desalineaciones importantes en los pilares se utiliza, para el cálculo estructural el método directo.

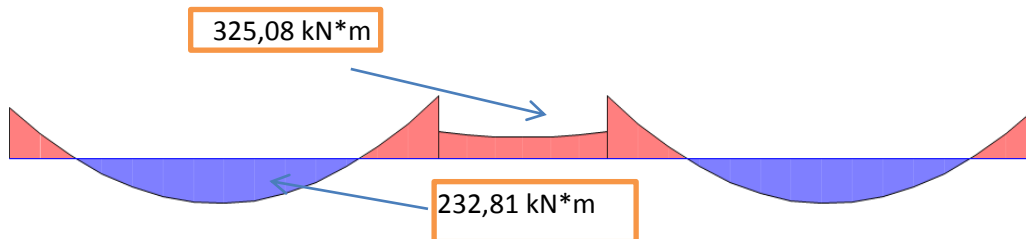
las cargas a considerar son:

TABLA N° 14

Tipo de Carga	Valor de Calculo	
Cargas Permanentes	=6,28 x 1,6	=10,04kN/m ²
Sobrecarga	=3,00 x 1,6	=4,80kN/m ²
Total	=14,84kN/m ²	

“Fuente Elaboración Propia”

Para la obtención de esfuerzo se obtuvo ayuda del programa sap, dando como resultado los siguientes esfuerzos:



para resumir el calculo se uniformizara la armadura por lo que se analizara los Maximo Momento Positivos y Negativos.

*** Reparto de Esfuerzos en Banda Central y de Pilares**

Del momento total, el 75% se va a la banda de pilares y el 25% ala central (suman 100%). Norma CBH87 Artic. 9.4.5.4

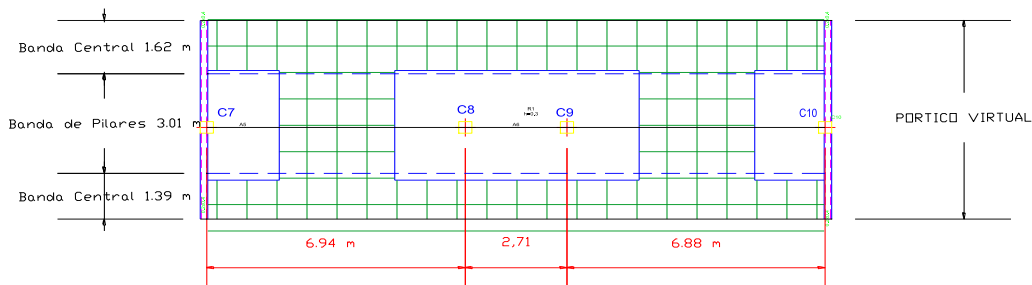
Momento positivo =	232,81kN*m
Momento negativo=	325,08kN*m

Apoyos	Banda de Pilares	0,75
	Banda Central	0,25
Centro de Vano	Banda de Pilares	0,6
	Banda Central	0,4

“ Fuente CBH 87”

Momentos:

Apoyos	Banda de Pilares	243,81kN*m
	Banda Central	81,27kN*m
Centro de Vano	Banda de Pilares	139,69kN*m
	Banda Central	93,12kN*m



“Fuente Elaboración Propia”

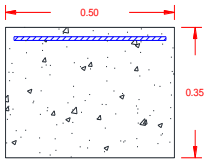
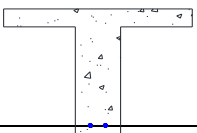
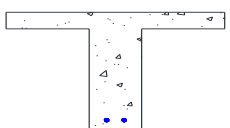
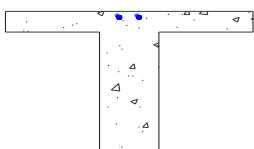
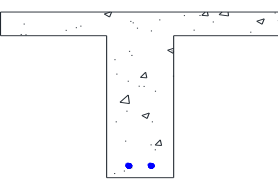
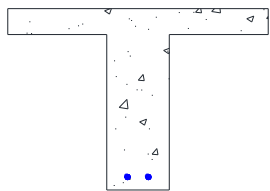
* Reparto de Esfuerzos por Nervio en cada Banda

Puesto que en cada pórtico la banda de pilares (3,01m de ancho) se encuentra entre dos mitades de banda central (1,505m cada mitad) los esfuerzos por nervio son:

Intereje = 0,80m

Apoyo 1	Banda de Pilares	$243.81 \times 0,8$	=64,80kN*m/Nervio
		3,01	
	Banda Central	$81.27 \times 0,8$	=20,81kN*m/Nervio
		1,505+1,62	
Centro de Vano	Banda de Pilares	$139.69 \times 0,8$	=37,13kN*m/Nervio
		3,01	
	Banda Central	$93,12 \times 0,8$	=25,73kN*m/Nervio
		1,505+1,39	

Tabla N° 14

4.3.2.- Dimensionamiento de Armadura			
	Momento (kN*m)	As " Calculo" (cm2)	Armadura (mm)
Sección Apoyos Banda de Pilares	-64,80kN*m/Nervio	6,653	6Ø12mm
			
Sección Centro Vano, Banda de pilares	20,81kN*m/Nervio	2,136	3Ø10mm
			
Sección Centro Vano, Banda de pilares Armadura mínima	$A_{s\ min} = \omega_{min} * b * d$	1,299	2 Ø10mm
			
Sección Apoyos Banda Central	-20,81kN*m/Nervio	2,136	3Ø10mm
			
Sección Centro Vano, Banda Central	25,73kN*m/Nervio	2,642	3Ø12mm
			
Sección Centro Vano, Banda Central Armadura mínima	$A_{s\ min} = \omega_{min} * b * d$	1,29987	2 Ø10mm
			

La armadura de cálculo han sido obtenidas de acuerdo a las formulas del Anejo 8 de la EHE

Fuente "Elaboración Propia"

4.3.3.- Comprobación del estado limite de agotamiento frente a cortante

Una práctica usual es dar a los ábacos unas dimensiones en planta de aproximadamente 1/5 de la luz del recuadro a cada lado del pilar, procurando ajustarse ala cuadrícula de los nervios de intereje de 0,5.

$$A_p = \frac{6.94 + 2.71}{5} = 1,93\text{m} \approx 2,00\text{m}$$

$$A_l = \frac{5.55 + 6.53}{5} = 2,42\text{m} \approx 2,50\text{m}$$

Así por cada lado del abaco acometen 3 nervios, 12 en total el esfuerzo cortante en la entrada de los nervios de los ábacos puede aproximarse con un reparto plástico:

$$V_d = (g_d + q_d) * (l_l * l_p - A_l * A_p)$$

$$G_d = 10,04\text{kN/m}^2$$

$$L_l = 6,94\text{m}$$

$$q_d = 4,80\text{kN/m}^2$$

$$L_p = 6,53\text{m}$$

$$A_p = 2,00\text{m}$$

$$A_l = 2,50\text{m}$$

$$V_d = 598,454 \text{ kN}$$

Por nervio:

$$V_d = \frac{598.45\text{kN}}{12} = 49,87\text{kN/Nervio}$$

Calculo del cortante que resiste la sección

$$V_{cu} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} * b * d$$

$$f_{cd} = 140,00\text{kg/cm}^2$$

$$b = 12,00\text{cm}$$

$$V_{cu} = 2307,27\text{kg}$$

$$d = 32,50\text{cm}$$

$$V_{cu} = 23,07\text{kN}$$

$$V_d < V_{cu}$$

necesita disponer una armadura de cortante mínima

$$A_c = \frac{V_d - V_{cu}}{0.80 * h * f_{yd}}$$

$$A = 0.02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,97 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento

$$e = \frac{t * A_{\phi} * 2}{A_{s \text{ min}}}$$

t=	80	cm		
Ø6=	0,283	cm ²		
A _{s min} =	0,97	cm ²	e=	46,87 cm
			e=	25 cm Asumido

4.3.3.- Comprobación del Estado Limite de Punzonamiento

Esfuerzo de Punzonamiento

$$V_d = 1.6 * q_k * A$$

Datos:

$$Q_k = 14,84 \text{ kN/m}^2$$

$$A = 14,46 \text{ m}^2 \quad (\text{Área de influencia del pilar})$$

$$V_d = 343,49 \text{ kN}$$

Punzonamiento Máximo

$$V_d < 1.50 * \sqrt{f_{cd}} * 2d * (a + b)$$

Datos:

$$f_{cd} = 140,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 32,50 \text{ cm}$$

$$a = 35,00 \text{ cm}$$

$$b = 35,00 \text{ cm}$$

$$V_d < 80754,49 \text{ kg}$$

$$V_d < 807,54 \text{ kN}$$

ok cumple!!

Armadura:

El esfuerzo de Punzonamiento debe resistirse con el hormigón V_{cu} y si no es suficiente, con armadura. Se debe comparar V_d con el valor de la resistencia de la superficie crítica

Datos:

$$V_{cu} = \sqrt{f_{cd}} * 2d * (a + b + 2d)$$

$$f_{cd} = 140,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = 35,00 \text{ cm}$$

$$b = 35,00 \text{ cm}$$

$$d = 32,50 \text{ cm}$$

$$V_{cu} = 103827,20 \text{ kg}$$

$$V_{cu} = 1038,27 \text{ kN}$$

$$V_d < V_{cu}$$

No será necesario disponer de una armadura contra el punzonamiento

CAPITULO V

CONCLUSIONES.-

Del presente proyecto “DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CASA DE LA MUJER DEL VALLE DE LA CONCEPCION”, se llegó a las siguientes conclusiones:

- Se llegó a cumplir todos los objetivos de manera satisfactoria, para así dar solución al problema identificado.
- De la misma manera se llegó a realizar el aporte académico dando resultados aceptables pero lo que significa el diseño de una losa casetonada. Dicho análisis y cálculo se encuentra en el capítulo IV.
- Se utilizó el método de los pórticos virtuales para el análisis de la losa casetonada tomando criterios de la norma CBH 87 y la EHE.
- La losa casetonada se utiliza para luces superiores a los 6 metros debido a su comportamiento bidireccional que hace más efectiva la repartición de cargas diferente a la alivianada que es unidireccional. Esta diferencia hace que la transmisión de las cargas a los soportes en el caso de la losa sea más directa, y por tanto mejor. Además, por decirlo de algún modo, la losa es más hiperestática, ya que tiene un número infinito de nervios.
- Si existen nervios, su anchura no será inferior a 7 cm, referido a la losa casetonada, ni a la cuarta parte del canto de la placa, medido sin tener en cuenta la capa de compresión. (CBH-87 ART. 9.4.5.3.).
- Con lo que respecta al aporte académico se llegó a concretar una planilla Excel para losa casetonada tomando criterios de la norma CB87.
- La planilla Excel contiene pasos y criterios para el diseño de la losa casetonada, tomando como método de análisis el de los pórticos virtuales, además la planilla tiene como datos de entrada las dimensiones del pórtico, las sobrecargas de uso de uso y carga muerta, estos datos están sujetos a modificaciones dependiendo a que este dirigió la funcionalidad de la estructura.

- La planilla Excel de losa casetonada considera también las verificaciones a estado límite de agotamiento frente a cortante, comprobación del Estado Límite de Punzonamiento.
- Se obtuvo algunos criterios para el dimensionamiento de futuras estructuras de hormigón armado, tanto para el diseño de columnas, vigas, fundaciones, escaleras de hormigón armado, ménsulas y losas aligeradas con viguetas pretensadas. Por ejemplo diámetros mínimos para vigas, columnas, zapatas, cuantías mínimas.
- Se realizó la verificación de los elementos estructurales más solicitados por ejemplo vigas, zapatas, columnas y escalera.
- Realizada la verificación zapata C14, se concluye con respecto a las dimensiones geométricas de la zapata no varían con respecto a los adoptados por el programa, que asume $a=2.45\text{m}$ y $b= 2.45\text{m}$ y la altura de la zapata varía 2 cm con el cálculo manual que tiene un valor de 47 cm y el programa un valor de 45 cm resultando una variación de 1%.
- En las vigas realizado la verificación manual de la viga 11 ubicada en el segundo nivel da resultados iguales que el programa dando un error del 0% en la armadura positiva, con lo que respecta a la armadura negativa izquierda de la viga da un error de 4.55 %.
- El estudio topográfico realizado con el equipo de estación total dio como resultado una variación de cotas casi nula, es decir, que el diseño estructural de la Casa de la Mujer del Valle de la Concepción está planteado sobre una superficie plana.
- El estudio de suelo para conocer la resistencia del suelo en el lugar se lo realizó a 2m y 3m. de profundidad dando como resultado una capacidad portante de 1.49 kg/cm^2 y de 1.49 kg/cm^2 .
- De acuerdo al estudio de suelos se dispuso de zapatas aisladas debido a que la resistencia del suelo es aceptable para este tipo de fundación y por ser más económicas y por la disposición de armaduras que están distribuidas uniformemente en las dos direcciones paralelas a los lados de la base.
- La cubierta de madera se diseñó según criterios del manual de diseño del Grupo Andino que en este caso se utilizó madera del grupo “B”, debido a que son más livianas y funcionan adecuadamente para uniones apernadas.

- El diseño estructural realizado con el programa CYPECAD da una armadura mayorada en un porcentaje comprendido entre el 5 al 10% en comparación con la verificación manual de los elementos más solicitados.
- El diámetro mínimo de la armadura transversal tanto para las columnas como para las vigas será de 6mm.
- Se utilizó losa alivianada con viguetas pretensadas de hormigón armado debido a la facilidad y tiempo en su ejecución entre otros factores como ser el ahorro en mano de obra y encofrados, lo que finalmente se traducen en un ahorro económico. Dicha losa se encuentra en los tres niveles los cuales se pueden observar en los planos en el Anexo 12 “Tomo II”.
- No se realizó el diseño de la rampa debido a que el diseño arquitectónico otorgado por la Subgobernación de Urión ya vino definido sin rampa, además de que el edificio solo cuenta con un solo acceso a los tres niveles donde solo se pudo colocar escaleras debido al poco espacio.
- El tiempo estimado de ejecución de la obra es de 183 días calendarios según el planeamiento y cronograma de ejecución, lo cual puede variar en la construcción debido a causales de fuerza mayor como conflictos sociales, inclemencias climatológicas que puedan ser factores de retraso en el calendario de ejecución.
- El costo total de la obra es de Bs. 4952070,20 haciendo un valor de 711504,34\$us. Americanos. Teniendo un costo de obra por metro cuadrado de construcción igual a 383,44 \$us/m².
- Es fundamental el recubrimiento en una pieza de hormigón armado, puesto que su función 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.
- Se deberá utilizar materiales de construcción que se encuentran en nuestro medio, para que la estructura sea más económica y evitar el costo de transportarlo del interior del país o en su defecto del exterior.

RECOMENDACIONES.-

- En el tema del aporte académico losa casetonada se recomienda considerar la normativa CBH 87 y EHE debido a los criterios que ofrecen ambas normas que son referidos al diseño de la misma.
- Se recomienda para la planilla Excel de losa casetonada antes de ingresar los datos analizar la estructura para tener el criterio de que cargas poder usar en el diseño puesto que estas varían de acuerdo a la funcionalidad de la estructura.
- Se recomienda también para entender la funcionalidad de la planilla Excel considerar las normativas CBH 87 y EHE, debido que los criterios adoptados están concorde a estas normativas.
- Se deberá obedecer las recomendaciones, limitaciones que nos ofrecen las normas, para que la estructura tenga un comportamiento óptimo y sea segura para el público.
- Se recomienda de la misma manera revisar los planos arquitectónicos para una mejor comprensión para el diseño posterior.
- Cuando se tenga que escoger entre un elemento estructural y otro, se utilizará aquel que sea más económica, sin descuidar la seguridad y la calidad de la estructura.
- A la hora de introducir datos a los programas computarizados, es de vital importancia darle una mayor atención a esta parte, ya que es la etapa donde se suele cometer errores por lo cual se recomienda tomarse el tiempo necesario para analizar y conocer el funcionamiento y requerimientos del programa.
- Es necesario hacer un cálculo estructural paralelo al obtenido por el programa CYPECAD ya que este presenta una cierta mayor ración que varía del 5 al 10% en la estimación del refuerzo del acero, para poder así contar con un diseño más óptimo desde el punto de vista económico
- Verificar la capacidad portante del suelo antes de la ejecución del proyecto con el número de pozos de exploración que sean necesarios y a la profundidad que sea requerida por los responsables de la ejecución de la obra.
- Para lograr la resistencia requerida en diseño se debe de utilizar agregados de buena calidad y tamaños indicados en las especificaciones técnicas.

