

## **CAPÍTULO I**

### **1. DIAGNÓSTICO**

#### **1.1. ANTECEDENTES**

Con el crecimiento demográfico y socioeconómico que experimenta la ciudad de Tarija en los últimos años, se ha identificado la necesidad de actualizar y aplicar tecnologías modernas o prácticas que den soluciones factibles a los problemas. En la actualidad el deporte juega un rol importante en el desarrollo de las sociedades, razón por la cual forma parte de la preocupación departamental entregando las orientaciones, normativas y estrategias que dan coherencia y consistencia al accionar público y privado en materia del desarrollo de las actividades físicas.

Plantea como objetivo general mejorar la calidad de vida de la población mediante el desarrollo de la actividad física, como formas de actividades que utilizan la motricidad humana, la competición, el afán recreativo y el espectáculo como medio formativo integral de los individuos; así como mecanismo de integración social, de desarrollo comunitario, de mejoramiento de la salud y de sana utilización del tiempo libre de las personas.

El departamento cuenta con complejos deportivos “García Agreda” para la práctica del deporte al aire libre; deportistas de Tarija, consideran que este centro deportivo ya no abastece, para la programación de partidos o la utilización de las escuelas en sus diferentes turnos.

También existen algunas infraestructuras deportivas como ser el “Coliseo Universitario”, “Coliseo Luís Parra” las cuales no son disponibles para la actividad deportiva por la capacidad reducida de su infraestructura.

Este proyecto es una propuesta para el departamento de Tarija que estará ubicado en la Zona de San Blas cuya finalidad es la integración deportiva. Razón por la cual la Unidad Educativa Leonardo Da Vinci tiene la capacidad adecuada para invertir en una infraestructura deportiva como ser Coliseo mejorando la calidad de vida de los estudiantes mediante el desarrollo de la actividad física.

## 1.2. UBICACIÓN DEL PROYECTO

La ubicación que se tiene para la construcción del Coliseo de la Unidad Educativa Leonardo Da Vinci es en la Zona San Blas este lugar fue elegido porque, cuenta con un área de emplazamiento de 1543.21 m<sup>2</sup>, y con un suelo de pendiente semiplana. Se encuentra en una zona de fácil acceso vehicular.

El área de emplazamiento del proyecto está ubicado en la Zona San Blas y colinda con:

Al norte con la Comunidad de Tablada

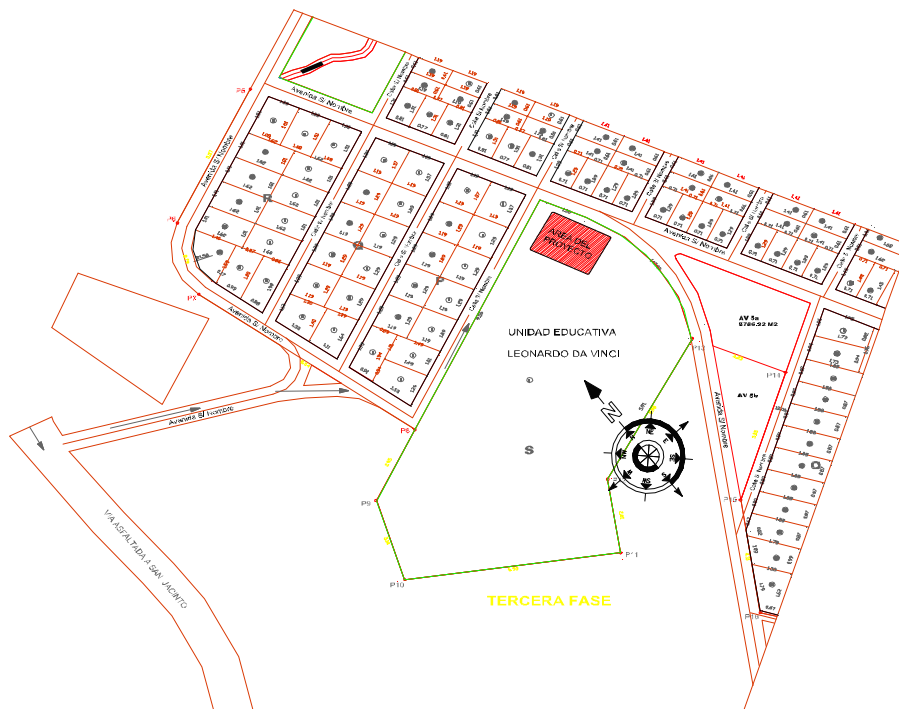
Al sur con la Comunidad de San Jacinto

Al oeste con la Comunidad de Tolomosa

Al este con el Barrio Germán Busch

### 1.2.1. PLANO DE UBICACIÓN

Figura 1 Ubicación del Proyecto



Fuente: Elaboración propia

### **1.3. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA**

El crecimiento de la Ciudad de Tarija y sus regiones tiene un ritmo sumamente acelerado, pero no así los campos deportivos que están condicionados directamente por la poca capacidad que limita su intervención en el aspecto deportivo ya que no toma al deporte como una prioridad, sin darse cuenta que éste es fundamental para la actividad física.

Uno de los problemas es la alta demanda de niños y jóvenes en edad de iniciación y formación en los deportes, y no contando con complejos deportivos se desperdicia el talento que tienen los futuros deportistas.

En la mayoría de los campos deportivos es imposible la práctica cotidiana de algún deporte por estar ocupada haciendo que la juventud ocupe su tiempo en actividades peligrosas.

Las unidades educativas no cuentan con la construcción de campos deportivos adecuados como parte de su infraestructura para facilitar e incentivar a la actividad física de los jóvenes.

Desde el punto de vista de la ingeniería del proyecto el problema radica en el planteamiento y diseño de una alternativa a las necesidades de la población deportiva que sea funcional y económica.

### **1.4. OBJETIVO DEL PROYECTO**

#### **1.4.1. OBJETIVO GENERAL**

Realizar el diseño estructural del Coliseo de la Unidad Educativa Leonardo Da Vinci, aplicando las normas americanas ACI (Instituto Americano de Concreto) para el hormigón armado y LFRD (Diseño por Factor de Carga y Resistencia).

#### **1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Realizar el estudio de suelo para determinar el tipo de suelo, y principalmente el esfuerzo admisible.
- Realizar el estudio topográfico del área de emplazamiento de la infraestructura de acuerdo a detalles funcionales.
- Analizar las cargas generadas por el peso propio, por la presión del viento, cargas de granizo.

- Utiliza la modelación computacional del Software (Paquete computacional) especializado en la resolución estructural como es el SAP2000.
- Elaborar el diseño de los elementos estructurales en base al código Norteamericano ACI. y también aplicar algunos criterios aprendidos durante la formación académica.
- Realizar el diseño de la estructura de hormigón armado.
- Realizar el diseño de elementos estructurales de fundación para que la estructura cumpla con las condiciones de seguridad.
- Realizar el diseño de planos estructurales.
- Analizar y verificar los resultados obtenidos por el Software.
- Determinar cómputos y presupuesto detallado tanto para los materiales, mano de obra y maquinaria utilizada.
- Determinar el cronograma de actividades.

## **1.5. JUSTIFICACIÓN**

### **1.5.1. JUSTIFICACIÓN SOCIAL**

La ejecución de este proyecto en la ciudad de Tarija es de brindar un ambiente amplio de buena calidad para las actividades físicas de los alumnos. Este proyecto beneficiara netamente a los alumnos de la Unidad Educativa Leonardo Da Vinci. Actualmente en la ciudad de Tarija ningún colegio cuenta con ambientes deportivos adecuados para que los alumnos tengan una buena recreación deportiva.

### **1.5.2. JUSTIFICACIÓN ECONÓMICA**

Los pobladores de las zonas de influencia y adyacentes al proyecto tendrán mayores ingresos económicos tanto en la construcción de los distintos ambientes como los servicios que puedan prestar mejorando su situación actual.

El proyecto generara fuentes de trabajo en la etapa de ejecución y su etapa de operación llegando a hacer un proyecto de gran magnitud transformando esta zona tan alejada del centro de la ciudad en una zona popular.

### **1.5.3. JUSTIFICACIÓN TÉCNICA**

Técnicamente el proyecto es viable ya que se construirá el coliseo con los ambientes necesarios, que reúnen las condiciones de comodidad y seguridad beneficiando a los estudiantes.

### **1.5.4. JUSTIFICACIÓN AMBIENTAL**

Con la implementación de este proyecto se tendrá efectivas mejoras al medio ambiente por qué no se construirá en un área verde si no al contrario brindara espacios recreativos para la juventud y se aprovechara áreas erosionadas actualmente.

### **1.6. ALCANCE DEL PROYECTO**

- El proyecto está dedicado única y exclusivamente al diseño estructural de hormigón armado con perfiles metálicos del coliseo para lo cual se realizara una recopilación de las diferentes normas, métodos y tablas vigentes utilizadas en el medio.
- En el estudio y cálculo de las diferentes cargas y estados que actúan en la estructura en cuestión; como ser peso propio, viento, granizo, cargas de uso y otras serán asumidas de acuerdo a la realidad y a las normas.
- Plantear una alternativa adecuada a la superficie a cubrir, tomando en cuenta la forma de la estructura.
- Se realizara estudios de suelo en campo y laboratorio para determinar la resistencia característica que especifique el esfuerzo admisible mediante ensayos prácticos y convencionales como SPT.
- Los planos generales de la estructura referenciaran las dimensiones y posiciones de los elementos estructurales según escalas, prácticas para la presente ejecución.
- Se incluirá en el diseño estructural factores de seguridad aplicando la norma Norteamericana ACI y todos los parámetros que sean necesarios.
- En el presente proyecto se realizara el diseño de las instalaciones (sanitarias y eléctricas, etc.).

- Elaboración de una metodología constructiva adecuada al medio en la que se indicarán la secuencia de actividades detalladas en un cronograma.

## **1.7. POBLACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO**

El departamento de Tarija ha sufrido transformaciones sobre todo en el aspecto socioeconómico, marcando un crecimiento urbano incontrolado debido a corrientes migratorias, desvirtuando una estructura y un uso de suelo predeterminado.

Las corrientes migratorias se producen por determinados aspectos tanto estructurales como coyunturales. La migración hacia la ciudad capital tiene como principal explicación la búsqueda de nuevas y mejores oportunidades de trabajo, estudio y bienestar. Precisamente estas razones que explican la migración están íntimamente asociadas a la inversión pública de cada región.

La Unidad Educativa Leonardo Da Vinci tendrá 1250 alumnos en su infraestructura educativa el coliseo fue diseñado para una capacidad de 1928 espectadores, y estará proyectada para satisfacer las necesidades de una población estimada para el año 2020.

## **1.8. DENSIDAD POBLACIONAL DE LA ZONA DE ESTUDIO**

El análisis muestra que las densidades tienen una relación directa con la antigüedad del área urbana que los compone, se puede apreciar objetivamente que la Zona San Blas comienza a consolidarse como un lugar en crecimiento.

## **1.9. SANEAMIENTO BÁSICO**

Los servicios básicos que existen en la Zona de San Blas es el agua potable, luz eléctrica, lamentablemente no existe centros de salud ni alcantarillado sanitario en buenas condiciones.

### **1.9.1. AGUA POTABLE**

La calidad, cobertura y los sistemas de agua potable en la Zona de San Blas en su generalidad presentan condiciones de saneamiento ambiental deficientes, el agua en gran parte es insalubre para el consumo humano.

### **1.9.2. ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL**

La zona de estudio no cuenta con alcantarillado sanitario ni pluvial, por lo tanto los pobladores de la Zona de San Blas construyen letrinas dentro de sus propiedades. También existen personas que no tienen letrinas lo que causan enfermedades infecciosas a toda la comunidad.

### **1.9.3. ENERGÍA ELÉCTRICA**

El servicio de energía eléctrica es proporcionado por SETAR (Servicios Eléctricos Tarija), el cual cobra una tarifa a todos los consumidores de dicho servicio.

La Zona de San Blas cuenta con este servicio, que es fundamental para realizar las distintas actividades tanto en el día y especialmente en la noche. Ya no utilizan medios rústicos para poder generar luz durante la noche (mecheros de querosén, velas, etc.).

### **1.9.4. SALUD**

Al analizar el nivel de salud de la zona no cuenta centros de salud cercanos la población acude a estos centros de salud pero solo para tratar problemas de salud menores ya que en caso que se presenten problemas mayores los habitantes acuden a establecimientos de salud públicos y privados.

El establecimiento más importante y de carácter público es el Hospital San Juan de Dios. Además hay algunos establecimientos de salud de seguridad social y privados: el Hospital Obrero de la Caja Nacional de Salud, Bienestar Estudiantil U.A.J.M.S., Caja Cordes Tarija, Caja Petrolera Tarija, Cossmil Tarija, Seguro Bancario Privado.

## **CAPÍTULO II**

### **2. MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. GENERALIDADES**

Todas las estructuras o elementos estructurales deben calcularse de forma que resistan con un grado de seguridad todas las cargas y deformaciones que intervenir durante su construcción donde el comportamiento sea de manera satisfactoria durante su uso normal y que presenten una durabilidad durante su existencia.

El diseño estructural incluye un dimensionamiento de las estructuras y sus partes, de tal manera que las mismas soportan satisfactoriamente las cargas colocadas sobre ella. En particular el diseño estructural implica lo siguiente: la disposición general de las estructuras; estudio de los posibles tipos o formas estructurales que representan soluciones factibles para ello se debe tener en cuenta las características de los materiales de construcción empleados en sus diferentes condiciones o disposiciones.

#### **2.2. ESTUDIO DE SUELO**

El estudio de suelos es procedimiento indispensable a la hora de emplazar cualquier estructura ya que se debe conocer las características del suelo de fundación para realizar un correcto diseño de la estructura a emplazarse. Para ello el estudio de suelos está conformado por dos etapas:

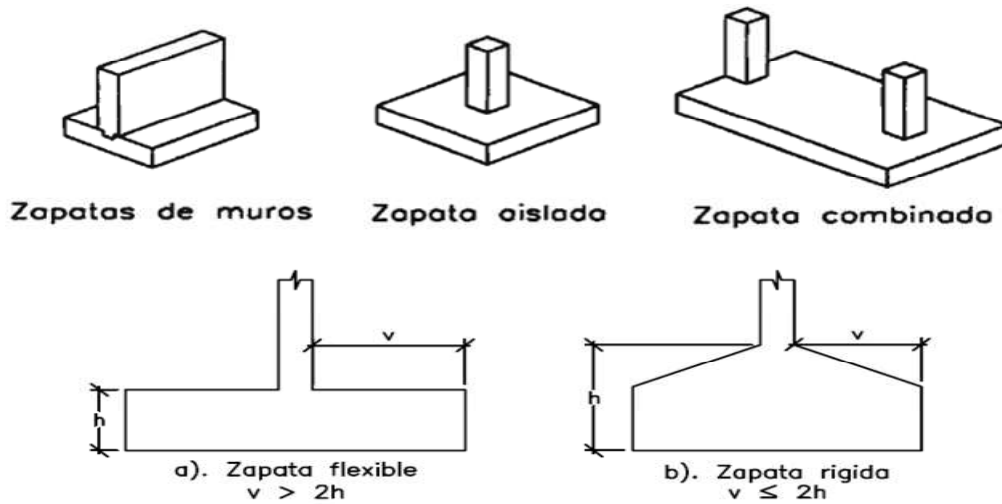
- En campo donde se debe realizar el ensayo del SPT. (Ensayo de Penetración Estándar).
- En gabinete donde se debe determinar la granulometría y límites para la clasificación del suelo. Las normativas más comúnmente utilizadas en el medio son para la clasificación: AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) y S.U.C.S. (Unified Soil Clasification System, conocido como Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

#### **2.3. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS**

Se analizará cimentaciones superficiales (Zapatatas) y profundas (pilotes).

**Zapatas:** Es el tipo de cimentación superficial más común. Se emplean cuando el terreno alcanza a cotas poco profundas la resistencia adecuada en relación a las cargas a transmitir y además es lo suficientemente homogéneo como para que no sean de temer asentamientos diferenciales. (Fig. 2).

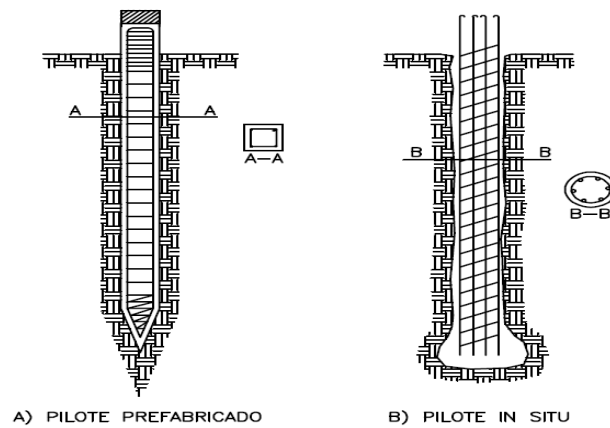
Figura 2 Diferentes tipos de cimentaciones superficiales.



Fuente: Calavera

**Cimentaciones Profundas:** Se construye empleando pilotes de cimentación. Se adopta esta solución cuando el terreno adecuado para cimentar se encuentra a cotas profundas. (Fig. 3).

Figura 3 Cimentaciones profundas.



Fuente: Calavera

### **2.3.1. ELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA DE FUNDACIÓN**

- Fundar con una zapata aislada, es una buena alternativa económica en comparación a pilotes por la facilidad en la construcción y que se emplea en terrenos resistentes bajo estructuras pesadas, otra ventaja su excavación es más sencilla.
- Fundar con pilotes, que es una buena opción desde el punto estructural, pero antieconómico y requiere de mano de obra calificada, además de equipos especiales.

### **2.4. ALTERNATIVAS PARA LA CUBIERTA**

La forma geométrica elegida para la estructura metálica debe reunir no solo las condiciones de resistencia, seguridad, funcionalidad, durabilidad y economía entre otras sino que también debe contar con la belleza y elegancia de una arquitectura moderna.

#### **2.4.1. CUBIERTA DE DOBLE CURVATURA**

Las cúpulas o los paraboloides hiperbólicos, son construcciones típicas de doble curvatura aconsejables para espacios con capacidad de grandes luces una de las características de tener superficies de doble curvatura es que pierden el concepto de repetibilidad geométrica. Debido a la dificultad de encontrar esta característica se han desarrollado muchos sistemas de subdivisión en la superficie de las esferas.

En general, tanto las longitudes de barras como los ángulos en nudos varían en gran proporción. Esto impide la producción prefabricada de series importantes de elementos, con el consiguiente encarecimiento en el proceso productivo.

#### **2.4.2. CUBIERTA DE DOS CAÍDAS**

Son estas cubiertas que mantienen una gran repetibilidad dimensional se puede conseguir cubiertas de una sola caída. Estos son ventajosos para tramos largos, especialmente si se desean espacios libres en el centro. Para ello, basta con aumentar ligeramente la longitud de las barras superior e inferior, en la dirección de la caída.

Aunque estos techos pueden estar apoyados en columnas, también pueden extenderse hasta el suelo, eliminando así la necesidad de muros. Por lo general, los techos son relativamente livianos, aun para luces muy grandes, ya que se les puede dar una forma tal que las cargas se transmitan a las columnas casi por completo como fuerzas axiales o de compresión.

## **2.5. CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA**

La estructura del Coliseo incluye la superestructura y la infraestructura.

La superestructura está formada por una serie de tubos estructurales de sección cuadrada apoyada sobre una placa base, la cubierta propiamente dicha está formada por láminas de calamina metálicas distribuidas en toda la superficie como se detalla en los planos adjuntos.

La infraestructura está formada por un sistema de vigas, columnas y zapatas de hormigón armado.

## **2.6. NORMA DE DISEÑO**

El proyecto comprende un análisis técnico aplicando las normas de construcción americanas ACI (Instituto Americano de Concreto) para el hormigón armado y LFRD (Diseño por factor de carga y resistencia) para la estructura metálica, sin embargo para el análisis de la carga de viento se tomará en cuenta las recomendaciones del reglamento argentino CIRSOC 102 (Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles) por que se adecua mejor a la realidad climatológica al encontrarse cerca de nuestro país.

## **ESTRUCTURA METÁLICA Y ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO**

### **2.7. ESTRUCTURA METÁLICA**

Tiene por objeto hacer una revisión de los principales conceptos y características de las estructuras metálicas.

#### **2.7.1. PERFILES LAMINADOS EN FRÍO**

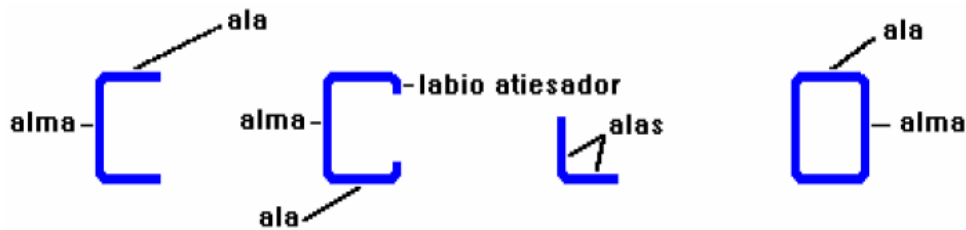
La utilización de estructuras de acero laminados en frío tiene un amplio uso en estructuras sometidas a cargas ligeras con luces medianas y grandes, como cubiertas de coliseo y en estructuras con cargas moderadas y luces pequeñas y medianas.

Entre las ventajas más importantes del empleo de los perfiles laminados en frío están: la economía, el poco peso, la rapidez de construcción, y la posibilidad de prefabricación. La mayor desventaja es la necesidad de un mantenimiento permanente con el objeto de que la estructura perdure.

Los perfiles de laminados en frío más comunes son: costaneras y canales.

Los perfiles doblados en frío están compuestos por sectores planos que reciben el nombre de elementos planos. Los elementos verticales planos se suelen identificar como almas del perfil y los elementos horizontales planos se identifican como alas.

Figura 4 Elementos que componen un perfil.



Fuente: Elaboración propia

### 2.7.2. DISEÑO CORREA

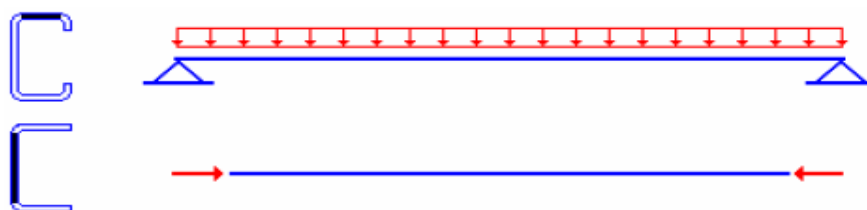
Las correas tienen como principal función de transmitir las cargas impuestas directamente a la cubierta o techo.

La función descrita anteriormente es quizá la que más se asigna a los perfiles en frío y por tanto es en este caso en donde mayor cantidad de errores se cometen tanto de diseño como de construcción.

### 2.7.3. ELEMENTOS COMPRIMIDOS ATIESADOS

Son elementos planos sometidos a compresión (ala comprimida de un miembro sometido a flexión; ala o alma de un miembro a compresión), en el cual ambos extremos, paralelos a la dirección de los esfuerzos, están rigidizados transversalmente mediante un alma, un ala, un atiesador intermedio, un atiesador extremo o un labio atiesador. Dentro de los perfiles más utilizados en nuestro medio, los elementos que caen en esta categoría son: las costaneras y canales.

Figura 5 Elementos comprimidos atiesados.

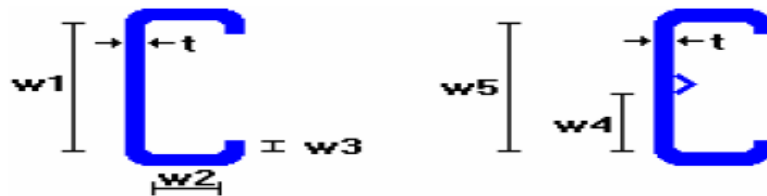


Fuente: Elaboración propia

## 2.7.4. RELACIÓN ANCHO / ESPESOR DE UN ELEMENTO PLANO

Es la razón entre el ancho plano y el espesor de un elemento o subelemento ( $w/t$ ).

Figura 6 Relación ancho espesor.

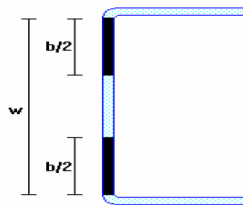


Fuente: Elaboración propia

### 2.7.4.1. ANCHO EFECTIVO DE DISEÑO

El ancho geométrico  $w$  de un elemento plano atiesado es reducido, con propósitos de diseño, a un ancho  $b$ , pues no toda la sección transversal es efectiva resistiendo cargas de compresión debido al pandeo local. Esta nueva dimensión recibe el nombre de ancho efectivo de diseño.

Figura 7 Ancho efectivo de diseño.



Fuente: Elaboración propia

### 2.7.4.2. ANCHO EFECTIVO PARA ELEMENTOS CONFORMADOS EN FRÍO, RIGIDIZADO, SUJETOS A PANDEO LOCAL

Para diseñar tales elementos, se calcula las propiedades de la sección. De acuerdo a la condición que se cumpla.

Si cumple que:

$$\left(\frac{w}{t}\right)_{\text{lim}} = \left(\frac{w}{t}\right) = \frac{1434}{\sqrt{f}}$$

Entonces  $b = w$  de donde  $b$  es el ancho efectivo de la sección.

Cuando:

$$\frac{w}{t} > \left(\frac{w}{t}\right)_{\text{lim}}$$

Entonces el ancho efectivo de la sección se calculará con:

$$\frac{b}{t} = \frac{2122}{\sqrt{f}} \left[ 1 - \frac{464}{\left(\frac{w}{t}\right)^* \sqrt{f}} \right]$$

Donde:

$b$  Ancho efectivo de diseño

$w$  Ancho real del elemento

$t$  Espesor

$f$  Esfuerzo real tomando como base el área efectiva

**Excepción:** Los patines de secciones tubulares cerradas, cuadradas o rectangulares son totalmente efectivos hasta un valor de:

$$\left(\frac{w}{t}\right)_{\text{lim}} = \frac{1544}{\sqrt{f}}$$

Entonces  $b = w$  de donde  $b$  es el ancho efectivo de la sección.

El ancho efectivo  $b$  se puede calcular con la fórmula:

$$\frac{b}{t} = \frac{2122}{\sqrt{f}} \left[ 1 - \frac{422}{\left(\frac{w}{t}\right)^* \sqrt{f}} \right]$$

### Relaciones Ancho / Espesor Límites

Las máximas relaciones ancho / espesores admisibles, debidos al efecto del pandeo local, en elementos de lámina delgada, sin considerar la presencia de atiesadores intermedios, son: Elementos comprimidos atiesados con un extremo conectado a un labio.

Atiesador..... (w/t) ≤ 60

Elementos comprimidos atiesados con un extremo conectado a un atiesador.

Exterior ..... (w/t) ≤ 90

Elementos comprimidos atiesados por almas o alas en los dos extremos ..... (w/t) ≤ 200

Elementos no atiesados ..... (w/t) ≤ 60

### 2.7.5. ESFUERZOS DE CORTE EN ALMAS

El máximo esfuerzo cortante promedio en almas planas no debe exceder de los siguientes valores, según el caso:

a) Si  $\frac{h}{t} \leq 1988 * \sqrt{\frac{kv}{Fy}}$

$$Fv = \frac{549.7 * \sqrt{kv * Fy}}{\frac{w}{t}} \leq 0.4 Fy$$

b) Si  $\frac{h}{t} > 1988 * \sqrt{\frac{kv}{Fy}}$

$$Fv = \frac{1097772}{\left(\frac{h}{t}\right)^2}$$

Donde

$kv = 5.34$  Para almas sin rigidizadores transversales

$kv = 4 + \frac{5.34}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$  Para almas con atiesadores transversales, si  $\frac{a}{h} < 1.0$

$kv = 5.34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$  Para almas con atiesadores transversales, si  $\frac{a}{h} > 1.0$

$Fv$  Esfuerzo cortante promedio máximo en el alma

$a$  Distancia entre atiesadores transversales

$h$  Altura del alma

Figura 8 Corte en almas.

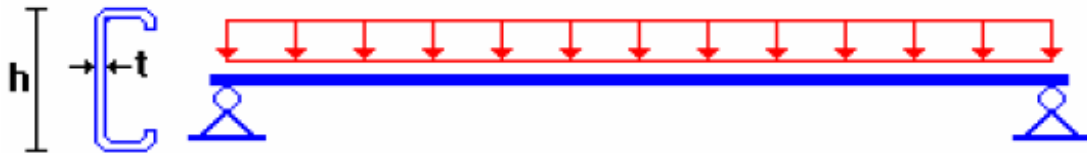


Fuente: Elaboración propia

### 2.7.5.1. FLEXIÓN EN ALMAS

#### a) Vigas con Alas Atiesadas:

Figura 9 Viga sometida a carga distribuida con alas atiesadas.



Fuente: Elaboración propia

El mayor esfuerzo admisible de compresión en almas sometidas a flexión es:

$$F_{bw} = \left[ 1.21 - 0.0000405 * \left( \frac{h}{t} \right) * \sqrt{F_y} \right] * (0.60 * F_y) \leq 0.60 * F_y$$

### 2.7.5.2. FLEXIÓN Y CORTE EN ALMAS

En sitios donde existen esfuerzos de flexión y corte combinados, se debe satisfacer la

siguiente expresión:

$$\left[ \frac{f_{bw}}{F_{bw}} \right]^2 + \left[ \frac{f_v}{F_v} \right]^2 \leq 1$$

Donde:

$f_{bw}$  Esfuerzo de compresión por flexión

$f_v$  Esfuerzo de corte promedio en el alma

$F_{bw}$  Esfuerzo admisible de compresión por flexión

$F_v$  Esfuerzo admisible de corte.

## 2.8. RESISTENCIA DE DISEÑO A FLEXIÓN

Para diseñar una viga con base en la resistencia, se requiere que los esfuerzos de flexión reales en la viga no excedan los valores permisibles correspondientes para el material. Un diseño por flexión requiere la determinación del momento nominal que resulta la multiplicación del módulo de la sección por la resistencia a la fluencia.

$$F_y = \frac{M_{nx}}{Z_x} \leftrightarrow M_{nx} = F_y * Z_x \quad ; \quad F_y = \frac{M_{ny}}{Z_y} \leftrightarrow M_{ny} = F_y * Z_y$$

### 2.8.1. FLEXIÓN DISIMÉTRICA

La flexión disimétrica ocurre cuando una viga está sometida a una condición de carga que produce flexión alrededor del eje mayor (fuerte) y del eje menor (débil).

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1$$

Donde:

$M_{ux}$  Momento flexionante por carga factorizada respecto al eje x

$M_{nx}$  Resistencia nominal por momento respecto al eje x

$M_{uy}$  Momento flexionante por carga factorizada respecto al eje y

$M_{ny}$  Resistencia nominal por momento respecto al eje y

### 2.8.2. VERIFICACIÓN A LA FLECHA

Las deflexiones excesivas pueden dañar los miembros unidos o soportados por las vigas consideradas. La apariencia de las estructuras se ven afectadas por deflexiones excesivas. Las deformaciones excesivas no inspiran confianza en las personas que utilizan la estructura. La máxima deflexión de una viga simplemente apoyada para las cargas del presente caso es:

$$f_x = \frac{5}{384} * \frac{q_x * l^4}{E * I_x} \quad ; \quad f_y = \frac{5}{384} * \frac{q_y * l^4}{E * I_y}$$

Donde:

$q_{(x,y)}$  Carga Distribuida

$I_{(x,y)}$  Momento de Inercia de la sección transversal del perfil

$l$  Longitud del Elemento

## 2.9. PERFILES LAMINADOS EN CALIENTE

El acero está compuesto por hierro y carbono en muy baja proporción así como pequeñas cantidades de algunos otros elementos químicos.

Los perfiles laminados en caliente se forman moldeando acero caliente repetidamente a través de una serie de rodillos que le dan forma al elemento lineal con una sección transversal constante.

### 2.9.1. DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN

Cuando una fuerza tiende a empujar o acortar un miembro estructural, se dice que los esfuerzos producidos son de compresión.

Entre los diferentes miembros sujetos a compresión el más conocido es la columna; se pueden nombrar también a las cuerdas superiores de las armaduras, miembros de arriostramiento, miembros sujetos simultáneamente a cargas que producen flexión y compresión, etc.

La resistencia de un miembro a compresión depende mucho de su longitud, así si se tiene que una columna corta y compacta fabricada con cualquiera de los metales comunes desarrollara aproximadamente la misma resistencia en compresión que en tensión; pero si la columna es larga fallara a una carga que es proporcional a la rigidez e independiente de la resistencia del material.

La resistencia nominal del elemento puede entonces determinarse como sigue:

$$P_n = F_{cr} * A * \phi_c \quad \text{con} \quad \phi_c = 0.85$$

Donde:

$F_{cr}$  Tensión crítica de compresión

$A$  Área de acero

Una fórmula LRFD para  $F_{cr}$  es para pandeo inelástico y la otra es para pandeo elástico. En ambas ecuaciones  $\lambda_c$  es en forma fácil de recordar, igual.

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

En donde  $F_e$  es el esfuerzo de Euler,  $F_y$  es el esfuerzo de fluencia.

$$\frac{\pi^2 * E}{(k * L / r)^2}$$

Sustituyendo este valor por  $F_e$  obtenemos la forma de  $\lambda_c$  (Esbeltez) dadas en las especificaciones LRFD.

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} * \frac{k * L}{r} * \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Donde:

$k$  Factor de longitud efectiva

$L$  Longitud real de la barra

$r$  Radio de giro

En ambas ecuaciones para  $F_{cr}$  incluyen los efectos estimados de los esfuerzos residuales y de la falta de rectitud inicial de las columnas la siguiente fórmula inelástica es de carácter empírico.

$$F_{cr} = (0.658^{(\lambda_c)^2}) * F_y \quad \text{para} \quad \lambda_c \leq 1.5$$

La otra ecuación es para pandeo elástico o de Euler y es la conocida ecuación de Euler multiplicada por 0.877 para considerar el efecto de la falta de rectitud.

$$F_{cr} = \left[ \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] * F_y \quad \text{para} \quad \lambda_c > 1.5$$

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

## 2.9.2. DISEÑO DE MIEMBROS A TRACCIÓN

Un miembro sujeto a tracción es aquel que transmite “tirones” entre dos puntos en una estructura, los miembros sujetos a tensión se encuentran en puentes, armaduras para cubiertas, sistema de contraventeo y en miembros usados como tirantes.

En los miembros sujetos a tensión o tracción no existe el peligro al pandeo, luego los cálculos se reducen a la simple división de la carga entre el esfuerzo de tensión permisible lo

que da el área neta de la sección transversal. El propósito de limitar la esbeltez en los miembros a tensión es asegurar que se usen secciones con suficiente rigidez, que se evite vibraciones y deflexiones excesivas.

Por esta razón, el AISC sugiere una relación máxima de esbeltez de 300.

Se trata sólo de un valor recomendado porque la esbeltez no tiene significación para miembros en tensión y el límite puede ser excedido cuando circunstancias especiales lo justifican.

- Para fluencia en la sección

$$\phi_t = 0.90; P_n = F_y * A_g * \phi_t$$

- Para fractura en la sección

$$\phi_t = 0.75; P_n = F_u * A_e * \phi_t$$

Donde:

$P_n$  Resistencia nominal a la tracción

$F_y$  Resistencia a la fluencia

$F_u$  Resistencia a la fractura a tracción

$A_g$  Área bruta de la barra

$A_e$  Área neta efectiva de la barra

## 2.10. DILATACIÓN TÉRMICA

Las acciones producidas por las deformaciones debidas a las variaciones de temperatura y por las experimentan los materiales en el transcurso del tiempo por otras causas de deben tenerse en cuenta en las estructuras hiperestáticas, especialmente a dos caídas o estructuras semejantes.

$$\Delta L = \alpha * L * \Delta T$$

$\Delta T$  Temperatura máxima extrema menos la temperatura ambiente

$L$  Longitud del perfil

$\alpha$  Coeficiente de dilatación térmica  $\alpha = \frac{1.17 * 10^{-5}}{^{\circ}C}$

## 2.11. COMBINACIONES DE CARGA

La norma LRFD nos muestra las siguientes combinaciones

Tabla 1 Combinaciones de carga.

$1.4D$	(1)
$1.2D + 1.6L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$	(2)

Fuente: LRFD

Donde:

D Carga muerta

L Carga viva

Lr Carga viva en techos

S Carga de nieve

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

U Carga de escarchamiento

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

Tabla 2 Combinaciones de carga.

$1.2D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$	(3)
$1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$	(4)
$1.2D + \text{o- } 1.0E + 0.5L + 0.2 S$	(5)

Fuente: LRFD

Es necesario considerar sólo la carga de impacto en la combinación (3) de este grupo. Existe un cambio en el valor del factor de carga para L en las combinaciones (3), (4), (5) cuando se trata de garajes, áreas de reuniones públicas, y en todas las áreas donde la sobrecarga exceda 100 psi. En tal caso se debe utilizar el valor de 1 y las combinaciones son:

Tabla 3 Combinaciones de carga.

$1.2D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0L \text{ o } 0.8W)$	(3)
$1.2D + 1.3W + 1.0L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$	(4)
$1.2D + \text{o- } 1.0E + 1.0L + 0.2 S$	(5)

Fuente: LRFD

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

Tabla 4 Combinaciones de carga.

$$0.9D + \text{o- } (1.3W \text{ o } Lo E)$$

Fuente: LRFD

Tabla 5 Factores de reducción de resistencia

Factor de Reducción $\phi$	SITUACIÓN
1	Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo de cargas concentradas, cortante en tornillo en juntas tipo fricción
0.9	Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldaduras con esfuerzos paralelos al eje de la soldadura, soldaduras de ranura en el metal de base, fluencia de la sección total de miembros a tensión.
0.85	Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento de agujeros.
0.80	Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal ala área efectiva de soldadura de ranura con penetración parcial.
0.75	Tornillos a tensión, soldadura de tapón o muesca, fractura en la sección neta de miembros a tensión.

Fuente: LRFD

## 2.12. CLASIFICACIÓN DE PERFILES

El AISC clasifica las secciones transversales de los perfiles como compactas, no compactas, o esbeltas, dependiendo de los valores de las razones ancho – espesor.

Ésta puede resumirse como sigue:

$\lambda$  Relación ancho- espesor

$\lambda_p$  Límite superior para la categoría de compactas

$\lambda_r$  Límite superior para la categoría de no compacta

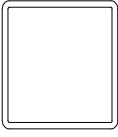
Entonces:

Si  $\lambda \leq \lambda_p$  la sección es compacta

Si  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$  la sección no es compacta

Si  $\lambda > \lambda_r$  la sección es esbelta

Tabla 6 Parámetros Ancho – Espesor.

Sección	Elemento	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$
	Alma	$\frac{h}{t}$	$\frac{1109}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{2612}{\sqrt{F_y}}$
	Ala	$\frac{b}{t}$	$\frac{513}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{642}{\sqrt{F_y}}$

Fuente: Elaboración propia

### 2.13. ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO

El hormigón en masa se ha comprobado que posee una buena resistencia a compresión, pero no resiste a tracción. Para un elemento que está sometido a flexión, tracción ya no es conveniente utilizar solo hormigón, sino que al emplear barras de acero en las zonas traccionadas del elemento, el material que resulta se denomina hormigón armado o concreto reforzado.

### 2.14. COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de los diferentes estados de carga, serán comprobadas para las combinaciones de carga según al reglamento ACI para edificios, las combinaciones serán de acuerdo al tipo de cargas actuantes.

### 2.14.1. RESISTENCIA REQUERIDA

La resistencia requerida se calcula de acuerdo con las combinaciones de cargas.

- La resistencia requerida  $U$ , que debe resistir la carga muerta  $D$  y la carga viva  $L$  no debe ser menos que:

$$U = 1.2D + 1.6L \quad (1)$$

- Para estructuras que también resisten  $W$  cargas de viento, no debe ser menos que el mayor valor obtenido de las ecuaciones (1), (2), (3)

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.8W \quad (2)$$

$$U = 1.2D + 1.0L + 1.6W \quad (3)$$

$$U = 0.9D + 1.6W \quad (4)$$

Donde:

$D, L$  Carga permanente, Carga viva

$W$  Carga de viento

Existen una serie de cargas que pueden actuar en determinado momento, sobre el Coliseo, pero obviamente estas cargas no actúan todas juntas, en vez de esto puede ocurrir que actúen unas y otras no, es decir una combinación de éstas y es obligación del proyectista diseñar los diferentes elementos estructurales para la combinación más desfavorable.

Para determinar la combinación de diseño más crítica se deben considerar adecuadamente las diferentes combinaciones de cargas.

### 2.14.2. RESISTENCIA DE DISEÑO

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como por sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos multiplicadas por los factores  $\phi$ .

Secciones controladas por tracción  $\phi = 0.90$

Secciones a compresión sunchos  $\phi = 0.75$

Secciones a compresión estribos  $\phi = 0.70$

Cortante torsión

$$\phi = 0.85$$

Donde:

Resistencia de diseño  $\geq$  Resistencia requerida

$$\phi S_n \geq U$$

La resistencia nominal  $S_n$  se calcula mediante métodos aceptados, la resistencia requerida  $U$  se calcula aplicado los factores de carga apropiados a las cargas de servicio respectivas: carga muerta  $D$ , carga viva  $L$ , carga de viento  $W$ . las cargas definen en un sentido general para incluir ya sea cargas directas o efectos internos relacionados, tales como momentos, cortantes y axiales. De esta manera y en términos específicos, para el elemento sometido por ejemplo a momento, cortante y axial.

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

Donde los subíndices “n” indican las resistencias nominales a flexión, cortante y axial respectivamente y los subíndices u indican los efectos mayoradas de momento, cortante y axial. Para el cálculo de los efectos de las cargas mayoradas a la derecha de las ecuaciones, los factores de carga pueden aplicarse ya sea a las cargas de servicio directamente a los efectos internos de las cargas calculados a partir de las cargas de servicio.

## **2.15. DISEÑO DE VIGAS**

Esta parte tratará el análisis y el diseño a flexión, e incluye la medición de las secciones transversales de concreto, y la selección y ubicación del acero de refuerzo. Otros aspectos importantes en el diseño de vigas que comprenden el esfuerzo a cortante, adherencia, el anclaje de las barras.

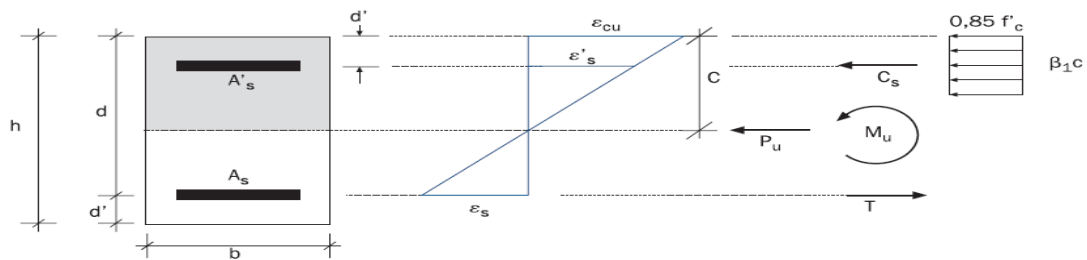
### **DISEÑO A FLEXIÓN**

Generalmente las vigas están sometidas a flexión simple. No obstante las ecuaciones en esta sección apuntan al caso de flexo comprensión que es más general.

### 2.15.1. DISEÑO DE VIGA RECTANGULARES

En el diseño de secciones rectangulares con refuerzo en tensión solamente las dos condiciones de equilibrio son:

Figura 10 Flexión en vigas rectangulares



Fuente: Elaboración propia

Donde

- $h$  Altura total de la sección
- $d$  Altura útil de la sección
- $d'$  Recubrimiento de la armadura
- $b$  Ancho de la sección
- $c$  Profundidad de la línea neutra
- $\epsilon_s$  Deformación unitaria al nivel del centroide de la armadura traccionada
- $\epsilon's$  Deformación unitaria al nivel del centroide de la armadura comprimida
- $\epsilon_{cu}$  Deformación unitaria de la fibra extrema en compresión en estado último
- $A_s$  Área de armadura longitudinal traccionada
- $A's$  Área de armadura longitudinal comprimida
- $f'_c$  Resistencia especificada a la compresión del hormigón
- $M_u$  Momento solicitante mayorado
- $\phi M_n$  Momento nominal resistente
- $P_u$  Esfuerzo axial solicitante mayorada a compresión

$\phi Pu$  Resistencia nominal a la compresión

$T = A_s * f_y$  Tracción que resiste el acero

$Cc = 0.85 * f'_c * b * \beta_1 * c$  Compresión que resiste el hormigón

$Cs = A'_s * f'_s$  Compresión que resiste el acero

## CONDICIÓN DE DISEÑO

Para el diseño o revisión de los elementos sujetos a flexión (vigas y losas), la resistencia nominal de la sección transversal elemento  $M_n$  se reduce por medio del factor de reducción de resistencia  $\phi$  para flexión ( $\phi = 0.90$ ) a fin de obtener la resistencia de diseño  $\phi M_n$  de la sección.

La resistencia de diseño es de la forma siguiente:

Todos los elementos sujetos a  $\phi M_n \geq M_u$  flexión se diseñarán de tal manera que satisfagan este criterio básico y también cumplirán con los requisitos de funcionalidad para el control de las deflexiones y de los agrietamientos (distribución del refuerzo).

Los ejemplos de diseño que se presentan en seguida, tienen como introducción un procedimiento paso a paso para diseñar secciones rectangulares o vigas T con refuerzo a tensión y a compresión.

En el diseño de secciones rectangulares con refuerzo en tensión solamente las dos condiciones de equilibrio son:

### - EQUILIBRIO DE FUERZAS

$$C_c = T \quad (1)$$

$$0.85 * f'_c * b * \beta_1 * c = A_s * f_y$$

Cuando a partir de la ecuación (1) se establece el porcentaje de acero:  $\rho = \frac{A_s}{b * d}$

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

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{f'_c - 4000}{1000} \quad \text{y} \quad 0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85$$

Tabla 7 Parámetros del bloque de esfuerzos en el concreto.

También se puede determinar de la siguiente manera.

Parámetros del bloque de esfuerzos en el concreto					
$f'_c$ lb/pulg <sup>2</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )					
	≤ 4000 (282)	5000 (352)	6000 (423)	7000 (493)	≥ 8000 (564)
$\alpha$	0.72	0.68	0.64	0.60	0.56
$\beta$	0.425	0.40	0.375	0.35	0.325
$\beta_1 = 2\beta$	0.85	0.80	0.75	0.70	0.65
$\gamma = \alpha/\beta_1$	0.85	0.85	0.85	0.86	0.86

Fuente: Diseño de estructuras de concreto: Arthur H. Nilson

#### - EQUILIBRIO DE MOMENTOS

$$Mn = (C \text{ o } T) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn = C \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0.85 * f'_c * b * \beta_1 * c$$

$$Mn = T \left( d - \frac{a}{2} \right) = A_s * f_y * \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

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

Como

$$a = \frac{\rho * d * f_y}{0.85 f'_c * b}, \quad A_s = \rho * b * d$$

$$Mn = \rho * b * d * f_y \left[ d - \frac{0.59 \rho * d * f_y}{0.85 * f'_c} \right]$$

$$Mn = \rho * b * d^2 * f_y \left[ 1 - \frac{0.59 \rho * f_y}{0.85 * f'_c} \right], \quad Mn = \frac{Mu}{\phi}$$

$$\frac{M_u}{\phi * b * d^2} = \rho * f_y \left[ 1 - \frac{0.59 \rho * f_y}{0.85 * f_c'} \right] \quad (2)$$

De la ecuación(2) se puede determinar la altura de la viga si es que este no se ha preestablecido.

$$d^2 = \frac{M_u}{\phi * \rho * f_y * b \left( 1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f_c'} \right)}$$

Donde:

$d$  Altura útil de la sección

$b$  Ancho de la sección

$f_c'$  Resistencia especificada a la compresión del hormigón

$M_u$  Momento solicitante mayorado

$\phi$  Factor a dimensional 0.90 para flexión simple y compuesta controlada por tracción

#### - CUANTÍAS

Tabla 8 Límites de cuantías.

Es la cantidad de hierro que se requiere en una determinada sección

Cuantía balanceada	Cuantía min	Cuantía máx.
$\rho_b$	$\rho_{\min}$	$\rho_{\max}$
$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f_c'}{f_y} \frac{6090}{6090 + f_y}$	$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$	$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b$

Fuente: Elaboración propia

$$\rho = \frac{f_c' \left( \phi * b * d \pm \sqrt{\phi^2 * b^2 * d^2 - 2.36 b * \phi * \frac{M_u}{f_c'}} \right)}{1.18 \phi * b * d * f_y}$$

Donde:

$\rho$  Cuantía calculada

$\phi$  Factor 0.9

$f_c'$  Resistencia especificada a la compresión del hormigón

$f_y$  Resistencia específica a tracción del acero

$\beta_1 = 0.85$  para  $f_c' \leq 280 \text{ Kg/cm}^2$

$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left( \frac{f_c' - 280}{70} \right)$  para  $280 \text{ Kg/cm}^2 < f_c' < 560 \text{ Kg/cm}^2$

$\beta_1 = 0.65$  para  $f_c' \geq 560 \text{ Kg/cm}^2$

La cuantía debe cumplir:

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

## CÁLCULO DE LA ARMADURA

$$A_s = \rho * b * d$$

Donde:

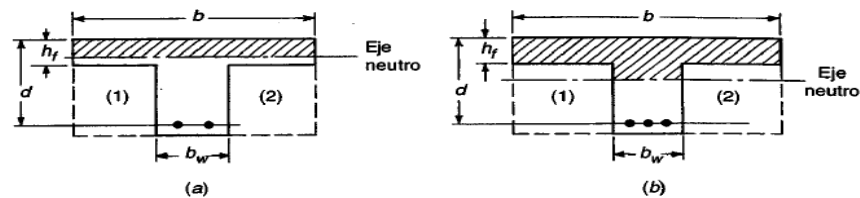
$d$  Altura útil de la sección

$b$  Ancho de la sección

$\rho$  Cuantía calculada

### 2.15.2. VIGAS T

Figura 11 Secciones transversales efectivas para vigas T.



Fuente: Diseño de estructuras de concreto: Arthur H. Nilson

Si  $a < h_f$  Calcular como viga rectangular con ancho  $b$  y espesor  $d$  y calcular con el anterior procedimiento.

Si  $a \geq h_f$  es conveniente dividir en dos partes la totalidad del acero a tensión la primera parte  $A_{sf}$  representa el área de acero que al estar sometida al esfuerzo igual a  $f_y$  se requiere balancear la fuerza a compresión longitudinal de las porciones sobresaliente del ala que están sometidas a un esfuerzo uniforme de  $0.85 f_c'$  así:

$$A_{sf} = \frac{0.85 * f_c' * (b - bw) * h_f}{f_y}$$

La fuerza  $A_{sf} * f_y$  y la fuerza igual y opuesta  $0.85 * f_c' * (b - bw) * h_f$  actúan como un brazo de palanca equivalente a  $d - \frac{h_f}{2}$  para proporcionar el momento resistente nominal.

$$\phi * Mn_1 = A_{sf} * f_y * \left( dp - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$\phi * Mn_2 = Mu - \phi * Mn_1$$

El área restante de acero  $(A_s - A_{sf})$  sometida a un esfuerzo igual a  $f_y$  está balanceada por la compresión en la porción rectangular de la viga. La altura del bloque rectangular equivalente de esfuerzo en esta zona se encuentra a partir del equilibrio de fuerzas horizontales.

$$a' = \frac{(A_s - A_{sf}) * f_y}{0.85 * f_c' * bw}$$

Las fuerzas  $(A_s - A_{sf}) * f_y$  y  $0.85 * f_c' * a' * bw$  que actúan con brazo de palanca igual a  $dp - \frac{a'}{2}$  suministran entonces un momento adicional.

$$Mn_2 = (A_s - A_{sf}) * f_y * \left( dp - h_f - \frac{a'}{2} \right)$$

$$(A_s - A_{sf}) = \frac{\phi * Mn_2}{f_y * \left( dp - h_f - \frac{a'}{2} \right)}$$

Entonces:

$$A_s = A_{sf} + (A_s - A_{sf})$$

Se define  $\rho_w = A_s / b_w * d$  y  $\rho_f = A_{sf} / b_w * d$  es decir expresando tanto la cuantía total de área de acero según  $\rho_b = \frac{0.85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} * \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y}$  el código ACI la cuantía utilizada no debe

exceder :

$$\rho_{w\max} = 0.75 * (\rho_b + \rho_f)$$

## 2.16. DISEÑO A COMPRESIÓN

Si  $\rho$  es mayor  $\rho_{\max}$  esto significa que se requiere armadura a compresión esto quiere decir que requiere un reforzamiento en la parte superior de la viga.

Se debe determinar el momento de resistencia requerido  $M'_u$  soportado por el esfuerzo de compresión:

$$M'_u = Mu - 0.75 * \rho_b * b * d$$

Donde:

$d$  Altura útil de la sección

$b$  Ancho de la sección

$\rho_b$  Cuantía balanceada

$Mu$  Momento solicitante mayorado

Se determina la cuantía a compresión requerida

$$\rho' = \frac{M'_u}{\phi * f_y * (d - d') * b * d}$$

$$\rho = 0.75 * \rho_b + \rho'$$

$$A'_s = \rho' * b * d$$

$$A_s = \rho * b * d$$

Verificación si el acero de comprensión fluye lo cual ocurre cuando se satisface la siguiente ecuación:

$$(\rho - \rho') \geq \frac{0.85\beta_1 * f'_c * d'}{f_y * d} \left( \frac{6090}{6090 + f_y} \right)$$

Donde también se verifica a la capacidad a flexión

$$\phi * M_n = \phi \left[ (A_s - A'_s) f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + A'_s * f_y (d - d') \right] \geq M_u$$

$$a = \frac{(\rho - \rho') f_y * d}{0.85 * f'_c}$$

## 2.17. DISEÑO A CORTE

La resistencia al cortante se basa en un esfuerzo cortante promedio sobre toda la sección transversal efectiva  $b * d$ . En un elemento sin refuerzo para cortante, se supone que el cortante lo resiste el alma de concreto. En un elemento con refuerzo para cortante se supone que una parte del cortante la proporciona el concreto y el resto el refuerzo para cortante.

Las secciones se deben diseñar de manera que cumpla:

$$\phi * V_n \geq V_u$$

Donde:

$V_n$  Es la resistencia nominal a cortante

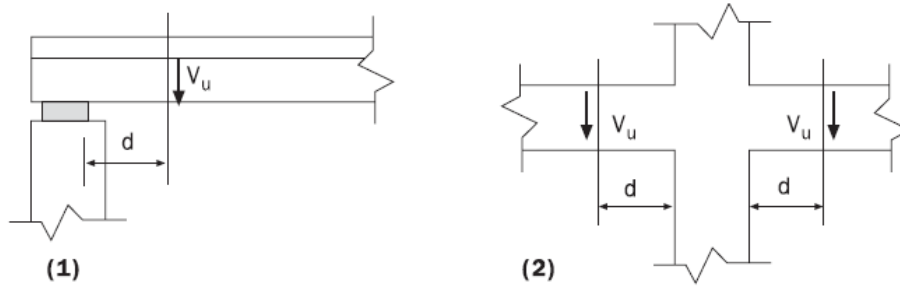
$\phi$  Es un factor de reducción

$V_u$  Es la fuerza cortante de diseño factorizada

$V_u$  Se permite diseñar calculando a una distancia  $d$  desde la cara del apoyo siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones de apoyo como se ve en la figura 12.

- (1) Elementos apoyados sobre soportes en la base del elemento
- (2) Elementos enmarcados monolíticamente con otro elemento

Figura 12 Reducción  $V_u$  cerca de los apoyos.



Fuente: Diseño de estructuras de concreto: Arthur H. Nilson

### TENSIÓN RESISTENCIA NOMINAL

$$V_u = \frac{vu}{\phi * b * d}$$

Donde:

$\phi$  Factor de reducción 0.75

$vu$  Esfuerzo cortante a una distancia  $d$

### RESISTENCIA DE CONCRETO

$V_c$  Debe calcularse según las disposiciones

Para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c}$$

$$V_c = 0.5\sqrt{f'_c} + 175 * \rho_w * \frac{V_u * d}{M_u} \leq 0.93\sqrt{f'_c} * b * d$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{bd} \quad , \quad \frac{V_u * d}{M_u} \leq 1$$

Donde:

$f'_c$  Resistencia especificada a la compresión del hormigón

$d$  Altura útil de la sección

$b$  Ancho de la sección

$V_u$  Es la fuerza cortante de diseño factorizada

$M_u$  Momento solicitante mayorado

$A_s$  Área de armadura longitudinal traccionada

Para elementos sometidos a compresión axial

$$V_c = 0.53 \left( 1 + \frac{Nu}{140 * A_g} \right) \sqrt{f'_c} * b * d$$

Donde:

$f'_c$  Resistencia especificada a la compresión del hormigón

$d$  Altura útil de la sección

$b$  Ancho de la sección

$A_g$  Área bruta de la sección

$N_u$  Carga axial mayorada normal a la sección transversal

Para elementos que tengan una fuerza efectiva de preesforzado no menor al 40% de la resistencia a la tracción del refuerzo de flexión

$$V_c = \left( 0.16 * \sqrt{f'_c} + 49 \frac{V_u * d_p}{M_u} \right) b * d$$
$$0.53 \sqrt{f'_c} * b * d \leq V_c \leq 1.33 \sqrt{f'_c} * b * d$$

Donde:

$f'_c$  Resistencia especificada a la compresión del hormigón

$d$  Altura útil de la sección

$b$  Ancho de la sección

$V_u$  Es la fuerza cortante de diseño factorizada

$M_u$  Momento solicitante mayorado

$d_p$  Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide

## RESISTENCIA DE ACERO DE REFUERZO $V_s$

Donde se utilice refuerzo para cortante perpendicular al eje del elemento

$$(V_u - V_c) = V_s = \frac{A_v * f_y}{s * b}$$

Donde:

$A_v$  Área de la armadura por corte

$S$  Espaciamiento de la armadura por corte, medida en dirección paralela a la armadura longitudinal

$f_c'$  Resistencia especificada a la compresión del hormigón

$d$  Altura útil de la sección

$b$  Ancho de la sección

Si  $V_u < V_c$  teóricamente no requiere  $A_v$ , por norma se coloca la min.

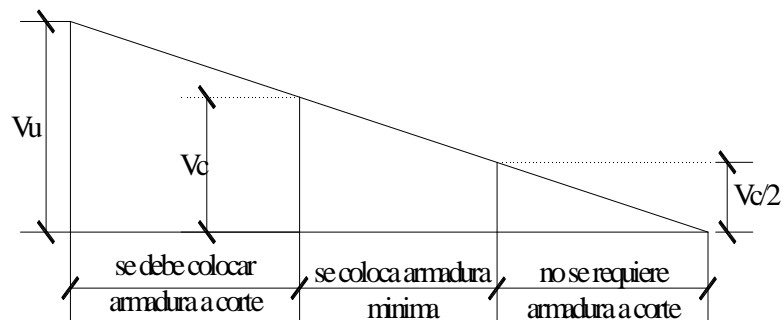
Si  $V_u < V_c/2$  no es necesario reforzar a corte

Si  $V_u > V_c$  se necesita armadura

$$(V_u - V_c) < 2.12 * \sqrt{f_c'} \quad ; \quad (V_u - V_c) > 2.12 * \sqrt{f_c'}$$

Se debe cambiar de sección

Figura 13 Diagrama de esfuerzo admisible.



Fuente: Elaboración propia

## ARMADURA MÍNIMA

$$A_{v\min} = 3.5 \frac{b * s}{f_y}$$

## ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS $s$

$s \leq 10$  cm se debe sumar el área del estribo

$$S_{\max} = d/2 \quad ; \quad S_{\max} = 60 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = \frac{A_v * f_y}{3.5 * b}$$

## 2.18. DISEÑO DE COLUMNAS

Son piezas generalmente verticales que sostienen principalmente cargas normales a compresión, también pueden estar sometidas a compresión compuesta o flexión compuesta la fuerza de compresión domina su comportamiento. Las secciones de columnas de hormigón armado pueden ser de diferentes formas, sección cuadradas, circular, rectangular. Existen dos tipos de columnas: cortas y esbeltas.

- **Columnas cortas**, en las cuales la resistencia se rige por la resistencia de los materiales y por la geometría de la sección transversal.
- **Columnas esbeltas**, en las cuales la resistencia puede reducirse en forma significativa por las deflexiones.

## COLUMNAS A COMPRESIÓN

Las columnas deben verificar la condición de resistencia dada por:

$$P_u \leq \phi * P_n$$

Donde:

$P_u$  Resistencia requerida para cargas mayoradas

$P_n$  Resistencia nominal

$\phi$  Factor de reducción de resistencia en función al tipo de rotura 0.65

$$P_n = 0.85 * f'_c (A_g - A_s) + A_s * f_y$$

Por lo que tenemos finalmente:

$$P_u = 0.52 * f_y * A_s + 0.442 * f'_c (A_g - A_s)$$

De esta ecuación se despeja  $A_s$  con la cual se determina la armadura longitudinal de la columna.

### VERIFICACIÓN EN LA CUANTÍA

$$\rho = \frac{A_s}{A_g}$$

$$0.01 \leq \rho \leq 0.08$$

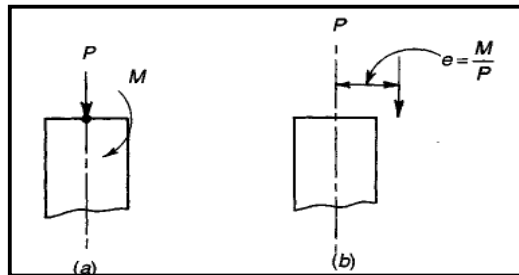
### 2.18.1. COLUMNAS A COMPRESIÓN Y FLEXIÓN

Las columnas deben verificar la condición de resistencia dada por:

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

Figura 14 Excentricidad equivalente para la carga de una columna.



Fuente: Diseño de estructuras de concreto: Arthur H. Nilson

Los esfuerzos y fuerzas correspondientes son las de la figura anterior. Al igual que para la flexión simple, la distribución real de esfuerzos a compresión con el concreto se reemplaza por una distribución rectangular equivalente a un espesor.

El equilibrio entre fuerzas axiales internas y externas exige que:

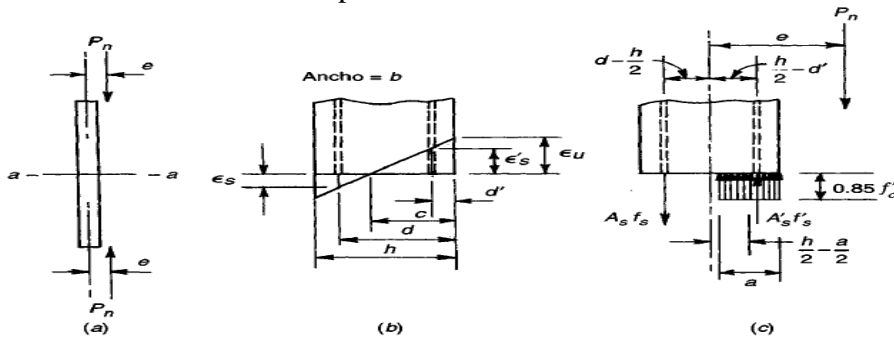
$$P_n = 0.85 * f'_c * a * b - A'_s * f'_c + A_s * f_y$$

$$Mn = P_n e = 0.85 * f'_c * a * b \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s * f'_c \left( \frac{h}{2} - d' \right) + A_s * f_y \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$a = \frac{Pu}{0.85 * f'_c * b} , e = \frac{Mn}{Pn} < 0.1 * d'$$

Estas son las dos ecuaciones básicas de equilibrio para elementos rectangulares sometidos a compresiones excéntricas.

Figura 15 Columna sometida a compresión excéntrica.



Fuente: Diseño de estructuras de concreto: Arthur H. Nilson

### SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

$$S_{\max} = 16 \cdot \emptyset_{\text{longitud}}$$

$S_{\max}$  = Dimensión menor de la columna

$$S_{\max} = 48 \cdot \emptyset_{\text{estribos}}$$

Donde

$Pu$  Resistencia requerida para cargas mayoradas

$Pn_{\max} = 0.80 Pn$  Resistencia nominal

$\phi$  Factor de reducción de resistencia en función al tipo de rotura 0.65

$Pn$  Resistencia nominal

$f'_c$  Resistencia especificada a la compresión del hormigón

$A_g$  Área de la sección

$A_s$  Armadura a tracción

$A_c'$  Armadura a compresión

$\rho$  Cuantía

$e$  Excentricidad

$d'$  Recubrimiento

$h$  Ancho de la columna

## 2.18.2. COLUMNAS ESBELTAS

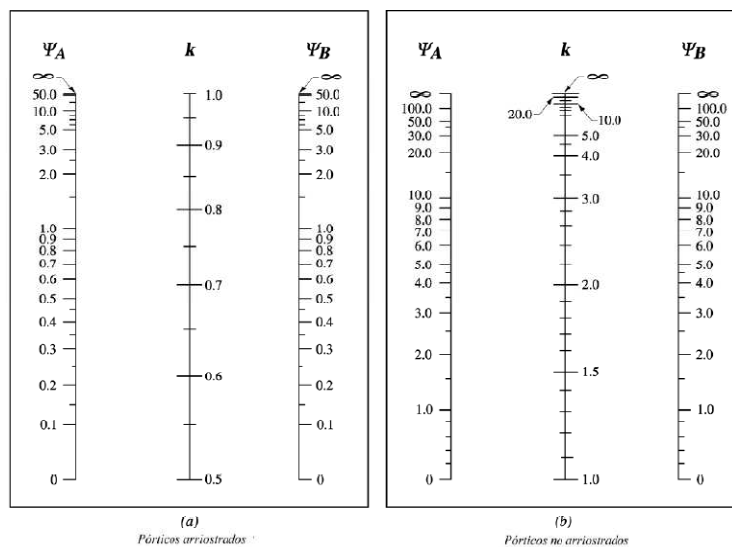
Se consideran columnas esbelta cuando.

$$\lambda = \frac{k * L}{r_{\min}} > 22 \quad \Leftrightarrow \quad r_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}}$$

Para determinar k se calcula  $\psi_A, \psi_B$  con estos valores se va a ábaco.

$$\psi_A, \psi_B = \frac{\sum EI/L \text{ de las columnas}}{\sum EI/L \text{ de las vigas}}$$

Ábaco N°1 Coeficientes de Esbeltez para columnas



Fuente: Reglamento ACI-318

El código ACI recomienda el diseño de las columnas por el método de los momentos amplificados, por medio de un factor:

Factor de amplificación:

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1 - Pu / (0.75 * Pc)}, \quad Mc = \delta_{ns} * M_2$$

El momento debe tomarse como el mayor valor de los obtenidos en el cálculo de solicitaciones o  $M_{2,min}$  dado por el código.

Revisamos el momento mínimo  $M_{2,min}$

$$M_{2,min} = Pu * (1.5 + 0.03h)$$

Se calcula el coeficiente  $Cm$

$$Cm = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

Luego se determina el valor de  $\beta_d$  con base en la relación de las cargas axiales muerta y total, ambas mayoradas.

$$\beta_d = \frac{1.2 * Pmuerta}{1.2 * Pmuerta + Pviva}$$

$$EI = \frac{0.4 * Ec * I_g}{1 + \beta_d}, \quad Ec = 1500 \sqrt{f'_c}$$

Carga crítica de pandeo.

$$Pc = \frac{EI * \pi^2}{k * lu}$$

Donde:

$Ec$  Módulo de elasticidad del concreto.

$I_g$  Momento de inercia de la sección bruta de la columna .

$\beta_d$  Relación entre la carga muerta axial mayorada máxima y la carga total axial mayorada máxima.

$\delta_{ns}$  Factor de amplificación.

$P_c$  Carga crítica de pandeo.

$l_u$  Distancia libre entre losas de pisos, vigas u otros elementos de soporte lateral.

$C_m$  Coeficiente de mayoración.

$\psi_A, \psi_B$  Factores de cálculo de la longitud efectiva.

$k$  Coeficiente de longitud efectiva.

Se determinan los siguientes valores para utilizar los ábacos, con la cual se determinara la cuantía.

$$\frac{\phi * P_n}{A_g}, \quad M_{may} = \delta * M_1, \quad \frac{\phi * M_{may}}{A_g * h}, \quad \gamma = \frac{h - 2.r - 2.\phi_{estrbo} - \phi_{long}}{h}$$

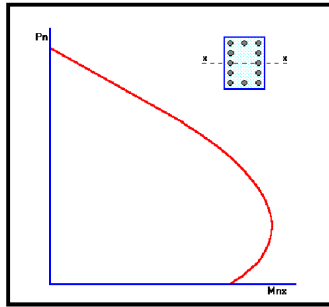
De ábacos se determina  $\rho$

### ARMADURA DE LA COLUMNA

$$A_s = \rho * A_g$$

Los métodos analizados en las secciones anteriores permiten diseñar columnas rectangulares o cuadradas cuando la flexión está presente únicamente con respecto a uno de los ejes principales. Existen situaciones, de ninguna manera excepcionales, en las cuales la compresión axial está acompañada por flexión simultánea con respecto a los dos ejes principales de la sección.

A continuación se presenta una curva de interacción unidireccional de una columna tipo.



Cualquier combinación de carga axial y de momento flector nominales, que defina un punto que caiga dentro de la curva de interacción (o sobre la curva de interacción), indicará que la sección escogida es capaz de resistir las sollicitaciones propuestas. Cualquier punto que quede por fuera de la curva determinará que la sección transversal es incapaz de resistir las sollicitaciones especificadas.

Para la elaboración de las curvas de interacción nominales, para una sección dada, se utiliza el siguiente procedimiento: Se definen diferentes posiciones del eje neutro, Para cada posición del eje neutro se calculan las deformaciones unitarias en cada fibra de la pieza, tomando como base una deformación máxima en el hormigón  $\epsilon_u = 0.003$ .

En función de las deformaciones en el acero y en el hormigón se determinan los diagramas de esfuerzos en el hormigón y la magnitud de los esfuerzos en el acero, y se calculan los momentos flectores centroidales y cargas axiales internos que por equilibrio, deben ser iguales a los momentos flectores y cargas axiales externos solicitantes.

La deformación unitaria que provoca fluencia en el acero es:

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4200}{2100000} = 0.002$$

Cualquier deformación unitaria en el acero que esté por debajo de la deformación de fluencia ( $\epsilon_s < \epsilon_y$ ) define esfuerzos en el acero que se pueden calcular con la siguiente expresión:

$$f_s = E_s * \epsilon_s$$

Cualquier deformación unitaria en el acero que supere la deformación de fluencia ( $\epsilon_s > \epsilon_y$ ) determinará un esfuerzo en el acero igual al esfuerzo de fluencia:

$$f_s = f_y$$

Existe una gran variedad de curvas de interacción a dimensionales que evitan la preparación de curvas de interacción específicas para cada columna, cuya utilización facilita enormemente el diseño a flexocompresión. El propio ACI ha publicado curvas que contienen algunos de los criterios detallados, dejando los restantes criterios para la aplicación por parte del diseñador.

La presentación típica de estos diagramas es la de una familia de curvas para determinados valores de: esfuerzo de rotura del hormigón ( $f'_c$ ), esfuerzo de fluencia del acero ( $f_y$ ), relación entre la dimensión del núcleo de hormigón y la dimensión exterior de la columna ( $g$ ), y distribución de la armadura en la sección de hormigón.

Varios investigadores han desarrollado métodos aproximados más simples para el diseño y el análisis, entre ellos tenemos:

**MÉTODO DEL CONTORNO DE CARGA:** Se basa en la representación de la superficie de falla mediante una familia de curvas correspondientes a valores constantes de P.

La forma general de estas curvas puede aproximarse mediante una ecuación de interacción a dimensional:

$$\left( \frac{Mnx}{Mnxo} \right)^{\alpha_1} + \left( \frac{Mny}{Mnyo} \right)^{\alpha_2}$$

Donde:

$Mnx$  ,  $Mny$  Momentos nominales que resiste el concreto

$Mnxo$  ,  $Mnyo$  Son momentos ocasionados por la sollicitación a compresión.

Los valores de alfa dependen de la geometría de la columna y su refuerzo que se encuentran entre 1.5 y 1.15 considerándose conservadores los valores cercanos al inferior.

**MÉTODO DE LA CARGA INVERSA:** Un método de diseño simple y aproximado, desarrollado por Bresler se verificó satisfactoriamente mediante comparación con resultados de gran cantidad de ensayos y cálculos precisos, llegando después de complejas consideraciones a la expresión:

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nxo}} + \frac{1}{P_{nyo}} - \frac{1}{P_0}$$

Donde:

$P_n$  Carga normal máxima que actúa a excentricidades  $e_x$  y  $e_y$ .

$P_{nxo}$  Carga normal máximas a una excentricidad  $e_x$  contenida en el plano de Simetría ( $e_y=0$ )

$P_{nyo}$  Carga normal máxima a una excentricidad  $e_y$  contenida en el plano de Simetría normal al anterior ( $e_x=0$ ).

$P_0$  Carga axial máxima que puede resistir el elemento ( $e_x = e_y = 0$ )

## 2.19. DISEÑO A TORSIÓN

Es posible despreciar los efectos de torsión si:

$$Tu \leq 0.27 * \phi * \sqrt{f_c} * \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

Donde:

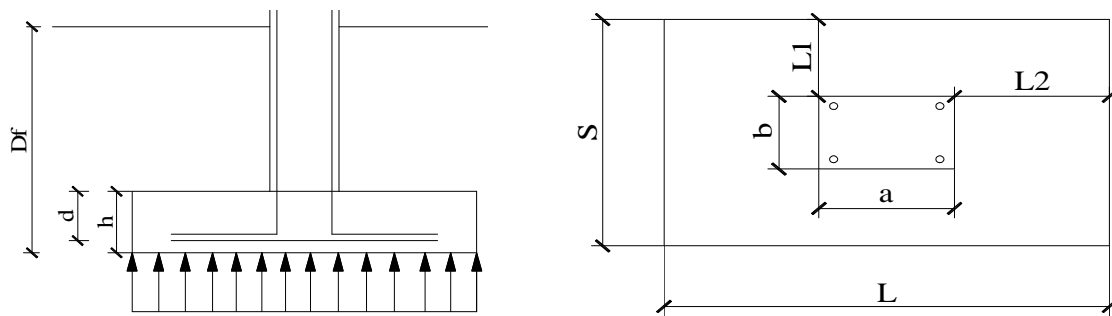
$A_{cp}$  Área de la sección incluyendo huecos

$P_{cp}$  Perímetro de área exterior

## 2.20. DISEÑO DE ZAPATAS

Las zapatas tiene mucha importancia en una estructura ya por medio de ella se transmiten las cargas de toda la infraestructura al suelo o roca, generalmente se encuentra por debajo de la superficie del terreno. Para limitar los asentamientos de la estructura es necesario, transmitir las cargas por medio de las zapatas u otros medios hasta un estrato de suelo que tenga la resistencia suficiente y distribuir la carga sobre un área suficientemente grande de este estrato para minimizar las presiones de contacto.

Figura 16 Distribución de presiones.



Fuente: Elaboración propia

$$A_{zap} = \frac{P_t}{\sigma_{adm}} \quad , \quad L1 = L2$$

$$A_{zap} = L * S \Leftrightarrow L = S \quad \Leftrightarrow \quad S = \sqrt{\frac{P_t}{\sigma_{adm}}}$$

De donde se determina los lados de la zapata:

$$L = \sqrt{Az} + \frac{a-b}{2} \qquad S = \sqrt{Az} - \frac{a-b}{2}$$

Donde:

$P$  Carga sin mayorar más el 5 – 10% de  $P$

$\sigma_n$  Presión admisible del terreno

$A_{zap}$  Área necesaria

$d$  Canto útil de 15 a 40cm

$f_c'$  Resistencia especificada a la compresión del hormigón

### VERIFICACIÓN CORTANTE POR PENETRACIÓN O PUNZONAMIENTO

Mi área adoptada será  $A_{zap}$

$$\sigma_{nu} = \frac{Pu}{A_{zap}}$$

Dimensionamiento de "d" que debe cumplir.

$$\frac{Vu}{\phi} \leq Vc$$

$$Vu = Pu - \sigma_{nu} * m * n$$

$$m = a + d \quad n = b + d$$

$$Vc = 1.06 \sqrt{f'_c} * b_o * d \quad Vc = 0.27 * \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$b_o = 2m + 2n \quad \beta_c = \frac{\text{lado.mayor}}{\text{lado.menor}}$$

Donde:

$Vc$  Resistencia al corte por punzonamiento del hormigón

$Vu$  Esfuerzo cortante actuante

$b_o$  Perímetro del área afectada a punzonamiento

$d$  Canto útil de la zapata

$\phi$  Coeficiente 0.75

$f'_c$  Resistencia especificada a la compresión del hormigón

$Pu$  Carga mayorada

### VERIFICACIÓN AL CORTE POR FLEXIÓN

$$Vu < Vuc$$

$$vu = \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} - d\right) * L * \sigma_{nu}$$

$$Vu = \frac{vu}{L * d}$$

$$Vuc = 0.53 * \phi * \sqrt{f'_c}$$

Donde:

$Vuc$  Esfuerzo permisible de corte por flexión

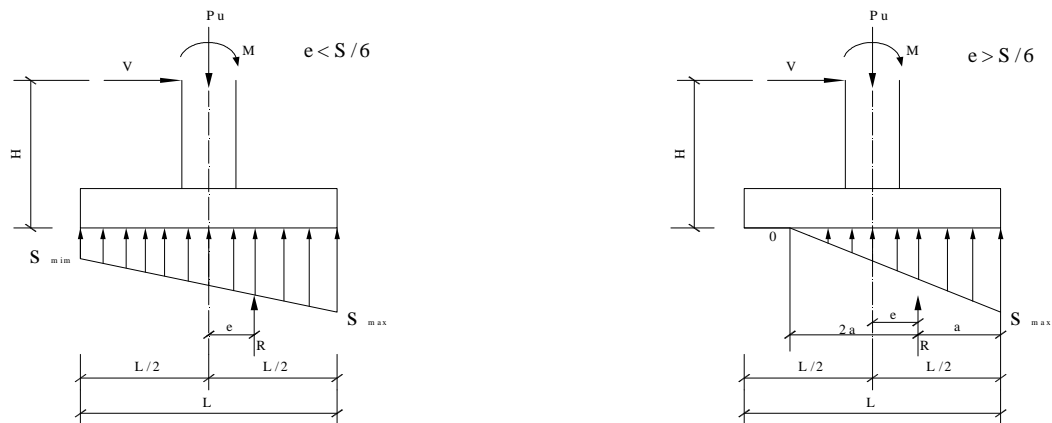
$d$  Canto útil de la zapata

$\phi$  Coeficiente 0.90

$f'_c$  Resistencia especificada a la comprensión del hormigón

### ÁREA REQUERIDA PARA CARGAS CONCÉNTRICAS

Figura 17 Presiones de contacto supuestas bajo zapatas excéntricas.



Fuente: Elaboración propia

Cuando  $e < s/L$

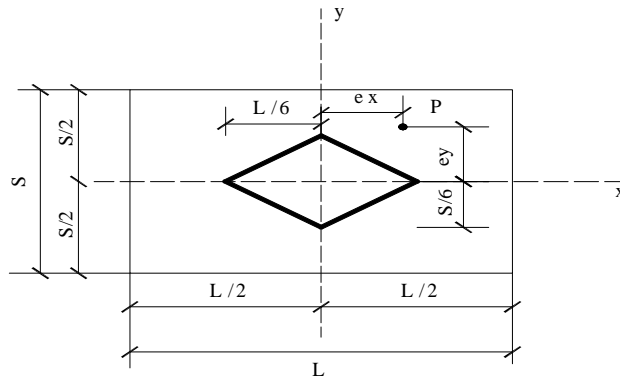
$$\sigma_{\max/\min} = \frac{P}{A_{zap}} \pm \frac{6 * P * e}{S * L^2}$$

Cuando  $e > s/L$

$$\sigma = \frac{4 * P}{3 * (L - 2 * e)}$$

$$a = \frac{S}{2} - e$$

## ZAPATA AISLADAS SOMETIDAS A CARGA VERTICAL MOMENTO BIAIXIAL



$$\sigma_{\max} = \frac{P}{A_{Zap}} + \frac{6 * P * ex}{S * L^2} + \frac{6 * P * ey}{L * S^2}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{P}{A_{Zap}} - \frac{6 * P * ex}{S * L^2} - \frac{6 * P * ey}{L * S^2}$$

### CÁLCULO DE ARMADURA

$$Mu = \sigma_{nu} * \left( \frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) * S * \frac{(L/2 - a/2)}{2}$$

$$Mu = \sigma_{nu} * \left( \frac{S}{2} - \frac{b}{2} \right) * L * \frac{(S/2 - b/2)}{2}$$

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

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

$$A_{s \min} = \rho_{\min} * 100 * d$$

## CAPÍTULO III

### 3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

#### 3.1. NORMAS DE DISEÑO

La Norma utilizada para el diseño estructural del coliseo es la norma americana ACI (Instituto Americano de Concreto), complementada con bibliografía de diferentes autores. El diseño de la estructura metálica está basado en el método LRFD (Diseño por factor de carga y resistencia).

#### 3.2. MATERIALES A EMPLEAR

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

##### ESTRUCTURA METÁLICA

Resistencia a la fluencia  $f_y$                     2530 kg/cm<sup>2</sup>

Módulo de elasticidad  $E$                     2100000 kg/cm<sup>2</sup>

##### ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO

Resistencia del hormigón  $f'_c$                     210 kg/cm<sup>2</sup>

Resistencia del acero  $f_y$                     4200 kg/cm<sup>2</sup>

#### 3.3. TOPOGRAFÍA

La topografía que presenta el área del emplazamiento del proyecto tiene muy pocos relieves de alturas pequeñas. Toda la información obtenida del levantamiento topográfico fue realizado con equipo óptimo como es la Estación Total descargando la información a un programa especializado el cual permite detallar las curvas de nivel del terreno y las coordenadas de los puntos más representativos, las que se utilizaran para la ubicación y emplazamiento, como se puede referenciar en el plano topográfico en el Anexo A.

### 3.4. ANÁLISIS DE SUELOS

Para determinar la calidad del terreno donde será fundada la estructura, se realizó un análisis de suelos. El informe de dicho análisis se detalla en el Anexo A.

El resultado del informe del estudio de suelo a una profundidad de 2.6 m. indica que el terreno es arcilla inorgánica de poca a mediana plasticidad con poco contenido de arenas y limos, con una clasificación según el sistema unificado SUCS describe un suelo (CL), y según la AASHTO describe un suelo (A-4), presentado un límite líquido de 42.4, índice de grupo de 20; la capacidad portante del material es de  $1.7 \text{ kg/cm}^2$ , siendo un suelo bueno para cimentaciones.

### 3.5. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

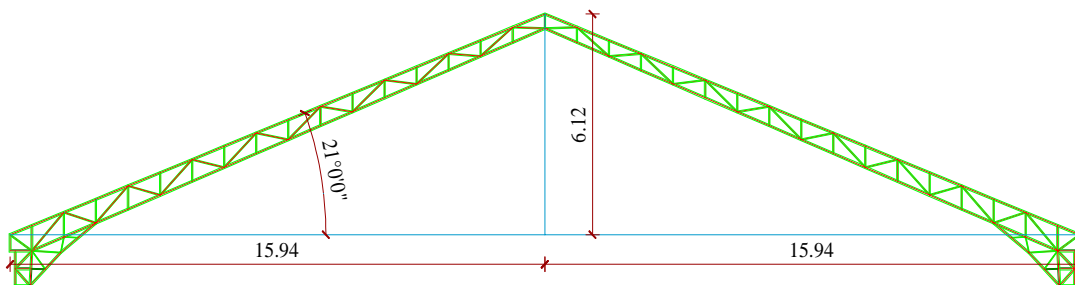
#### TIPO DE ESTRUCTURA ELEGIDA PARA EL DISEÑO

Para la elección del tipo de estructura a emplearse en el diseño, se tomó como primera restricción la geometría del diseño arquitectónico, dadas las características se optó por una cubierta de dos caídas como alternativa de solución.

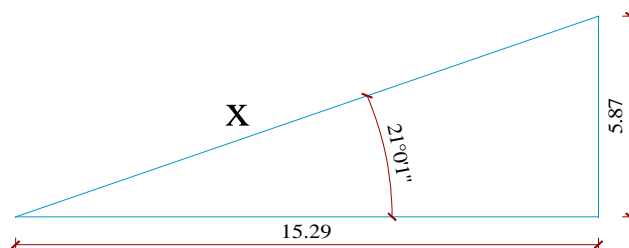
#### ESTRUCTURA METÁLICA

##### 3.5.1. CONSIDERACIONES DE CARGA SOBRE LA CORREA

Análisis de la correa más crítica con mayor separación entre las mismas.



Para calcular el cordón superior "CS"



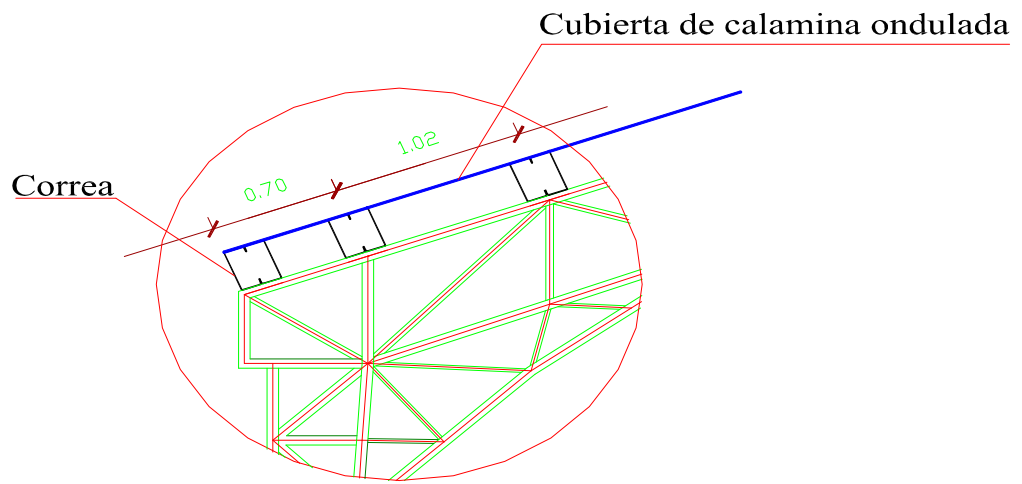
Determinación de longitud del CS:

$$\cos 21^{\circ}0'1'' = \frac{15.29m}{x}$$

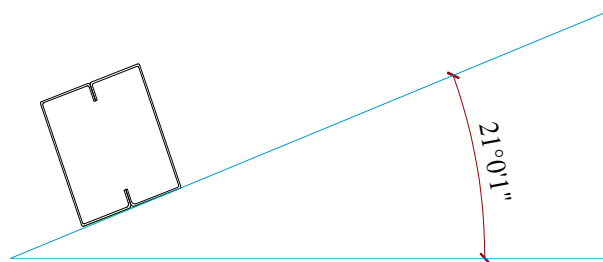
$$x = \frac{15.29m}{\cos 21^{\circ}0'1''} = 16.38m$$

Por lo tanto el cordón superior es de 16.38 m de longitud, y los nudos están separados:

$$\text{Separacion entre nudos} = \frac{\text{CS}}{\text{Numero de secciones}} = \frac{16.38m}{16} = 1.02 m$$



Inclinación de la correa



### 3.5.2. ANÁLISIS DE CARGAS

Una de las tareas importantes del proyectista es determinar las cargas de manera más precisa posible y la posición de las cargas que soportara la estructura durante su vida útil y además las combinaciones de carga más desfavorable.

## **CARGAS MUERTAS**

Son aquellas cuya magnitud y posición permanece prácticamente constante durante la vida útil de la estructura.

### **PESO PROPIO DE LA CORREA**

La sección utilizada es la C100x50x15x2, la cual está conformada por dos secciones tipo costanera C100x50x15x2 soldadas entre sí.

Conociendo esto el peso teórico según catálogo de la sección C 100x50x15x2 es de 3.404 kg/m, ya que la sección está conformada por dos secciones de la anterior mencionada el peso sería al doble es decir 6.81 kg/m.

### **PESO DE LA CALAMINA SOBRE LA CORREA**

Para el diseño se consideran las dimensiones comerciales de las calaminas en el mercado.

Se utilizará calaminas de policarbonato para su reemplazo directo. Son translucidas, incolora o ligeramente coloreadas y se usan para la iluminación, en cuya aplicación resultan un artificio de muy fácil colocación y relativamente barato.

Se utilizará calamina ondulada galvanizada de 0.9 m x 2.45 m de espesor, cuyas características técnicas son aconsejables para el buen funcionamiento de la cubierta.

El traslape entre hojas será de 15 cm. en el sentido longitudinal y 10 cm en el sentido transversal. La pendiente mínima para estas cubiertas debe ser 20%.

El peso teórico de la calamina ondulada es aproximadamente 20 kg/m<sup>2</sup> para que este actúe sobre la correa debemos multiplicarlo por la separación entre correas, para este caso la separación es variable de un extremo como se ve en la gráfica tenemos 0.70 m. y del otro 1.02 m. por tanto:

$$C_{calamina} = 20 * \frac{0.70}{2} + 20 * \frac{1.02}{2} = 17.2 \text{ kg/m}$$

Por último debemos sumar ambas cargas permanentes y obtenemos la carga muerta total:

$$D = 6.81 + 17.2 = 24.01 \text{ kg/m}$$

## **CARGAS VIVAS**

Es la carga cuya magnitud y posición puede ser variable a lo largo del tiempo, puede ser de uso, o por condiciones naturales como el granizo o viento.

## **CARGA DE VIENTO**

Es la producida por las presiones y succiones que el viento origina sobre las superficies.

Todas las estructuras están sujetas a la acción del viento, especialmente aquellas donde la velocidad del viento es significativa o en aquellas en las que debido a su forma, son más vulnerables a los efectos aerodinámicos. En el caso de la estructura de acero por su peso propio relativamente bajo y grandes superficies expuestas a la acción del viento, las cargas del viento pueden ser más importantes que las cargas del movimiento sísmico.

Las presiones actuantes en un techo dependen completamente de su inclinación son generalmente positivas en la zona de barlovento para inclinaciones mayores a 30 grados pero para inclinaciones menores, la cara a barlovento del techo puede estar sujeto a succiones severas y que alcanzan un máximo a una inclinación de 10 grados aproximadamente.

Según la estación meteorológica de Tarija SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e Hidráulica - Regional Tarija) las velocidades de viento están comprendidas entre 11 y 90 km/h con dirección según la roseta de vientos de Sur a Norte. Por no haberse realizado un estudio puntual del viento en el área de emplazamiento, se adopta para el diseño cargas correspondientes a una velocidad de **120 km/h** con esta velocidad obtendremos la acción del viento:

Se aplica el Reglamento CIRSOC 102 “Acción del viento sobre las construcciones”

Para la utilización de este reglamento se sigue los siguientes pasos:

Altura de la construcción referida al terreno (h):11.27 m.

Ancho de la construcción (B):31.88 m.

Largo de la construcción (L):48.34 m.

Pendiente de la cubierta: 38.39 %, ángulo de inclinación: 21°0'1”

Se establece la velocidad de referencia igual a **120 km/h (33.33 m/s)**

### **CÁLCULO DE LA PRESIÓN DINÁMICA**

$$q_h = 0.0613 * K_h * K_{zt} * K_d * V^2 * I$$

Donde:

$K_h$  Coeficiente de exposición para la presión dinámica

$K_{zt}$  Factor topográfico

$K_d$  Factor de direccionalidad del viento

$V$  Velocidad de referencia

$I$  Factor de importancia

La estructura se encuentra en una Exposición B. (Anexo F)

$K_h = 0.75$  Como la altura media de cubierta es 11.27 m se obtiene el valor interpolando el “Coeficiente de exposición  $K_h$ ”

$K_{zt}=1$  (no se presenta efectos topográficos)

$K_d = 0.85$

Categoría II (Todos los edificios)

Sustituyendo valores:  $I = 1.00$

$$q_h = 0.0613 * 0.75 * 1 * 0.85 * \left(33.33 \frac{m}{s}\right)^2 * 1.00 = 43.41 \text{ kg} / m^2$$

Debemos llevar dicha acción sobre la correa:

$$q_h = 43.41 * \frac{0.70}{2} + 43.41 * \frac{1.02}{2} = 37.33 \text{ kg} / m$$

Presiones de viento de diseño para el sistemas principales resistentes a la fuerza del viento

$$p = q_h GC_p - q_h (GC_{pi})$$

Donde:

$q_h$  Para pared a barlovento, sotavento, pared lateral y cubiertas

$G$  Factor de efecto de ráfaga

$C_p$  Coeficiente de presión externa

$GC_{pi}$  Coeficiente de presión interna

Con el ángulo de inclinación, altura de construcción, largo de la construcción hallamos los coeficientes eólicos (normal a la cumbre) tanto en barlovento como en sotavento.

$$\frac{h}{L} = \frac{11.27}{48.34} = 0.23 \quad , \quad \alpha = 21^\circ \quad , \quad GC_{pi} = \pm 0.00 \quad , \quad G = 0.85$$

$$C_1 = -0.28 \text{ sotavento}$$

$$C_2 = 0.22 \text{ barlovento}$$

$$C_3 = -0.6 \text{ sotavento}$$

$$P_1 = 37.33 * 0.85 * (-0.28) - (37.33 * 0) = -8.88 \text{ kg/m}$$

$$P_2 = 37.33 * 0.85 * 0.22 - (37.33 * 0) = 6.98 \text{ kg/m}$$

$$P_3 = 37.33 * 0.85 * (-0.6) - (37.33 * 0) = -19.04 \text{ kg/m}$$

Con la altura de construcción, ancho de la construcción hallamos los coeficientes eólicos (paralelo a la cumbre) tanto en barlovento como en sotavento.

$$\frac{h}{B} = \frac{11.27}{31.88} = 0.35 \quad , \quad \alpha = 21^\circ \quad , \quad GC_{pi} = \pm 0.00 \quad , \quad G = 0.85$$

$$C_4 = -0.5 \text{ sotavento}$$

$$P_4 = 37.33 * 0.85 * (-0.5) - (37.33 * 0) = -15.87 \text{ kg/m}$$

En barlovento la presión es positiva por tanto es la más crítica y la correa se diseñará con la situación más desfavorable.

Sobre la correa

$$P_1 = -8.88 \text{ kg/m Sotavento}$$

$$P_2 = 6.98 \text{ kg/m Barlovento}$$

$$P_3 = -19.04 \text{ kg/m Sotavento (succión)}$$

$$P_4 = -15.87 \text{ kg/m Sotavento}$$

### **CARGA DE GRANIZO**

Es la sobrecarga debida al peso del granizo o nieve, o la formación de hielo sobre la superficie de la cubierta.

Es la formación de hielo cuando las gotas de lluvia se enfrían caen formando granos cristalizados.

La carga por hielo que predomina en Tarija es el granizo, en el medio lamentablemente no se cuenta con datos precisos para evaluar una carga por granizo aceptable, en el SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e Hidráulica – Regional Tarija), existen registros sobre las más grandes granizadas ocurridas; pero estos están enfocados al campo agronómico, y son avaluados de acuerdo al daño ocasionado a los cultivos y no así el espesor o la carga que este proporciona. Ante estas circunstancias y buscando no omitir esta importancia carga accidental; pero tampoco sobredimensionar la estructura se adopta el siguiente valor de carga por granizo.

$$S_{GR} = h * P_{ESP-GR}$$

Donde:

$S_{GR}$  Carga distribuida del granizo por unidad de área

$h$  Altura del granizo depositado en la cubierta (Se asume un  $h = 5\text{cm}$ )

$P_{ESP-GR}$  Peso específico del granizo ( $800 \text{ kg/m}^3$ )

Sustituyendo valores:

$$S_{GR} = 40 \text{ kg/m}^2$$

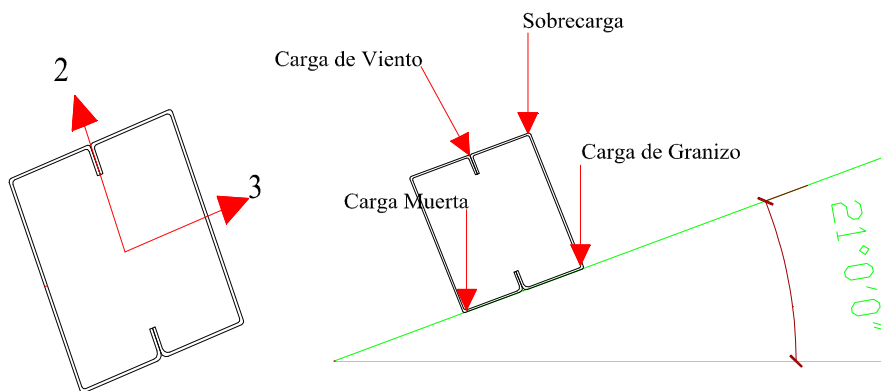
$$S_{GR} = 40 * \frac{0.70}{2} + 40 * \frac{1.02}{2} = 34.4 \text{ kg/m}$$

### SOBRECARGA

Para una estructura de este tipo según norma se sugiere una sobrecarga de  $100 \text{ kg/m}^2$ , para llevar su efecto sobre la correa debemos multiplicar por la separación entre correas.

$$L_r = 100 * \frac{0.70}{2} + 100 * \frac{1.02}{2} = 86.0 \text{ kg/m}$$

Realizando un corte y analizando los efectos obtenemos:



Viendo la gráfica descomponemos las fuerzas tanto de Carga Muerta, Carga de Granizo, Sobrecarga y se analiza la sección como rotada en los ejes principales de la sección 2 y 3.

Carga Muerta en los ejes 2 y 3:

$$D_2 = 24.01 * \cos 21^\circ = 22.42 \text{ kg/m}$$

$$D_3 = 24.01 * \text{sen } 21^\circ = 8.60 \text{ kg/m}$$

Sobrecarga en los ejes 2 y 3:

$$L_{r2} = 86.0 * \cos 21^\circ = 80.29 \text{ kg/m}$$

$$L_{r3} = 86.0 * \text{sen } 21^\circ = 30.82 \text{ kg/m}$$

Carga de Granizo en los ejes 2 y 3:

$$S_2 = 34.4 * \cos 21^\circ = 32.12 \text{ kg/m}$$

$$S_3 = 34.4 * \text{sen } 21^\circ = 12.33 \text{ kg/m}$$

### 3.5.3. COMBINACIONES DE CARGA

Para combinaciones de carga bajo diseño de cargas últimas la normativa prevé las siguientes combinaciones de carga

$U = 1.4 D$
$U = 1.2 D + 0.5 Lr$
$U = 1.2 D + 1.6 Lr + 0.8 W$
$U = 1.2 D + 0.5 Lr + 1.3 W$
$U = 1.2 D$
$U = 0.9 D - 1.3 W$

Utilizando las mismas tenemos el siguiente análisis para el eje 2:

COMBINACIÓN DE CARGA	CARGA	CARGA	CARGA	CARGA	CARGA
	MUERTA "D"	EN TECHO "Lr"	GRANIZO "S"	DE VIENTO "W"	CRÍTICA "U"
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
$U = 1.4 D_x$	22.42	80.29	32.12	6.98	31.39
$U = 1.2 D_x + 0.5 Lr_x$					67.05
$U = 1.2 D_x + 0.5 S_x$					42.96
$U = 1.2 D_x + 1.6 Lr_x + 0.8 W_x$					<b>160.95</b>
$U = 1.2 D_x + 1.6 S_x + 0.8 W_x$					83.88
$U = 1.2 D_x + 0.5 Lr_x + 1.3 W_x$					76.12
$U = 1.2 D_x + 0.5 S_x + 1.3 W_x$					52.04
$U = 1.2 D_x$					26.90
$U = 0.9 D_x - 1.3 W_x$					11.10

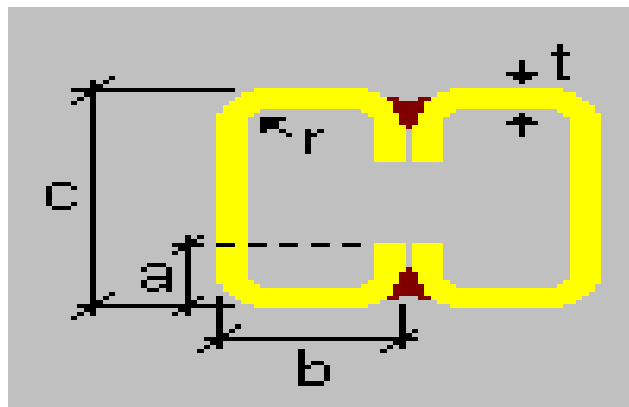
Utilizando las mismas tenemos el siguiente análisis para el eje 3:

COMBINACIÓN DE CARGA	CARGA	CARGA	CARGA	CARGA	CARGA
	MUERTA "D"	EN TECHO "Lr"	GRANIZO "S"	DE VIENTO "W"	CRÍTICA "U"
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
U = 1.4 Dy	8.60	30.82	12.33	-	12.04
U = 1.2 Dy + 0.5 Lry					25.73
U = 1.2 Dy + 0.5 Sy					16.49
U = 1.2 Dy + 1.6 Lry + 0.8 Wy					<b>59.63</b>
U = 1.2 Dy + 1.6 Sy + 0.8 Wy					30.05
U = 1.2 Dy + 0.5 Lry + 1.3 Wy					25.73
U = 1.2 Dy + 0.5 Sy + 1.3 Wy					16.49
U = 1.2 Dy					10.32
U = 0.9 Dy - 1.3 Wy					7.74

Como podemos apreciar en las tablas anteriores la mayor sollicitación es la del eje 2 por ello debemos analizar este eje que resulta el más sollicitado.

### 3.6. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN Y LA BARRA

**C 125x50x15x2**



## Propiedades del material

Módulo de elasticidad:	$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia a la fluencia del acero:	$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia ultima del acero:	$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$

## Dimensiones

$a = 1.50 \text{ cm}$	Pestaña
$b = 5.0 \text{ cm}$	Ancho de ala
$c = 12.5 \text{ cm}$	Alma
$r = 0.20 \text{ cm}$	Radio de doblado
$t = 0.20 \text{ cm}$	Espesor

## Propiedades

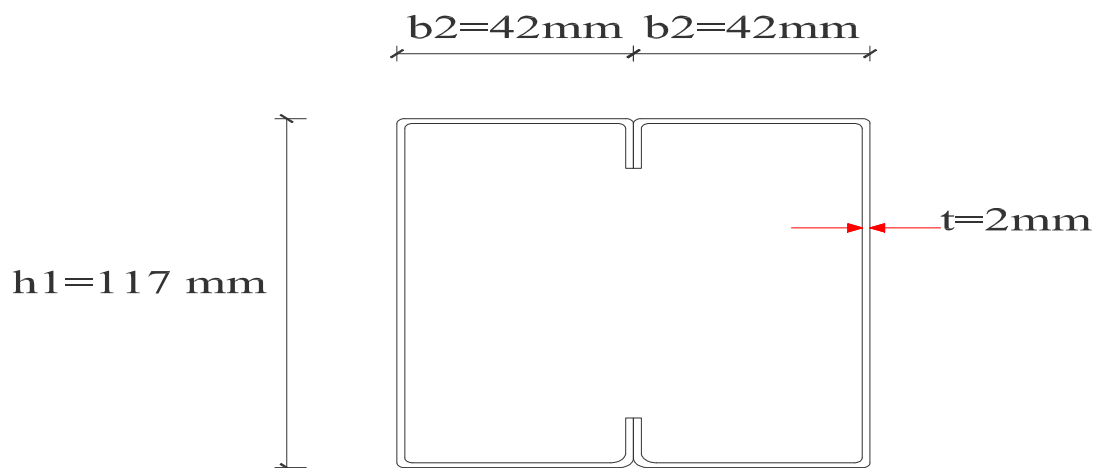
Area	: 9.66	[Cm <sup>2</sup> ]	Área bruta de la sección.
I 33	: 232.00	[Cm <sup>4</sup> ]	Inercia alrededor del eje local 3.
I 22	: 146.80	[Cm <sup>4</sup> ]	Inercia alrededor del eje local 2.
I 23	: 0.00	[Cm <sup>4</sup> ]	Inercia combinada.
Ang 3' a 3	: 0.00	[°]	Angulo a los ejes principales de la sección.
I 33'	: 232.00	[Cm <sup>4</sup> ]	Inercia alrededor del eje principal 3.
I 22'	: 146.80	[Cm <sup>4</sup> ]	Inercia alrededor del eje principal 2.
I max	: 232.00	[Cm <sup>4</sup> ]	Módulo de inercia máximo.
I min	: 146.80	[Cm <sup>4</sup> ]	Módulo de inercia mínimo.
Dist. cg 3	: 0.00	[Cm]	Distancia del centro geométrico, al centro de gravedad de la sección en el eje 3.
Dist. cg 2	: 0.00	[Cm]	Distancia del centro geométrico, al centro de gravedad de la sección en el eje 2.
J Tor	: 260.00	[Cm <sup>4</sup> ]	Constante de torsión de Saint Venant.
Xsc'	: 0.00	[Cm]	Distancia del centro de gravedad al centro de corte en el eje principal 3.
Ysc'	: 0.00	[Cm]	Distancia del centro de gravedad al centro de corte en el eje principal 2.
Cw	: 34.27	[Cm <sup>6</sup> ]	Constante de alabeo.
r0	: 6.26	[Cm]	Radio de giro polar.
J 33'	: 0.00	[Cm]	Propiedad para considerar el pandeo flexural torsional alrededor del eje principal 3.
J 22'	: 0.00	[Cm]	Propiedad para considerar el pandeo flexural torsional alrededor del eje principal 2.
S 33 sup	: 37.12	[Cm <sup>3</sup> ]	Módulo de sección superior respecto al eje local 3.
S 22 sup	: 29.35	[Cm <sup>3</sup> ]	Módulo de sección superior respecto al eje local 2.
S 33 inf	: 37.12	[Cm <sup>3</sup> ]	Módulo de sección inferior respecto al eje local 3.
S 22 inf	: 29.35	[Cm <sup>3</sup> ]	Módulo de sección inferior respecto al eje local 2.
S 33' sup	: 37.12	[Cm <sup>3</sup> ]	Módulo de sección superior respecto al eje principal 3.
S 22' sup	: 29.35	[Cm <sup>3</sup> ]	Módulo de sección superior respecto al eje principal 2.

S 33' inf	: 37.12	[Cm3]	Módulo de sección inferior respecto al eje principal 3.
S 22' inf	: 29.35	[Cm3]	Módulo de sección inferior respecto al eje principal 2.
Z 33	: 43.45	[Cm3]	Módulo de sección plástico respecto al eje local 3.
Z 22	: 33.26	[Cm3]	Módulo de sección plástico respecto al eje local 2.
Z 33'	: 43.45	[Cm3]	Módulo de sección plástico respecto al eje principal 3.
Z 22'	: 33.26	[Cm3]	Módulo de sección plástico respecto al eje principal 2.
Qmod3'	: 0.31	[1/Cm2]	Módulo de corte para el eje principal 3.
Qmod2'	: 0.27	[1/Cm2]	Módulo de corte para el eje principal 2.
Aw3	: 3.84	[Cm2]	Área de ala para corte.
Aw2	: 6.04	[Cm2]	Área de alma para corte.
TorMod	: 0.02	[1/Cm3]	Módulo de torsión para ejes principales.

La longitud de la correa más larga es de 4.0 m además ya que la correa es simplemente apoyada el coeficiente  $k=1$ .

Primero antes del cálculo, debemos calcular algunos valores típicos además de las propiedades geométricas como primero determinar si son elementos atiesados o son elementos no atiesados, para ello ya que las secciones son soldadas el criterio más lógico para clasificar los elementos.

#### Clasificación del elemento **C 125x50x15x2**



$$h = H - 2(t+R) = 117 \text{ mm}$$

$$h_a = H - t = 123 \text{ mm}$$

$$b = B - 2(t+R) = 42 \text{ mm}$$

$$b_a = B - t = 48 \text{ mm}$$

$$d = D - (t+R) = 11 \text{ mm}$$

$$d_a = D - t/2 = 14 \text{ mm}$$

Ya que el elemento está formado por elementos atiesados o rigidizados se hará el análisis como un elemento atiesado.

Teniendo el elemento a analizar primero debemos determinar la relación ancho/espesor

$$\frac{h}{t} = \frac{w_1}{t} = \frac{117}{2} = 58.5$$

$$\frac{b}{t} = \frac{w_2}{t} = \frac{42}{2} = 21$$

Asumimos el valor de ambos valores:

Una vez determinada dicha relación debemos hallar el ancho efectivo para la sección:

Si cumple que:

$$\left(\frac{w}{t}\right)_{\text{lim}} \geq \left(\frac{w}{t}\right)$$

$$\left(\frac{w}{t}\right)_{\text{lim}} = \frac{1544}{\sqrt{f}}$$

$$f = 0.60 * F_y = 0.60 * 2530.00 \text{kg/cm}^2 = 1518.00 \text{kg/cm}^2$$

$$\left(\frac{w}{t}\right)_{\text{lim}} = \frac{1544}{\sqrt{f}} = \frac{1544}{\sqrt{1518}} = 39.63$$

$$\frac{w_1}{t} \leq \left(\frac{w}{t}\right)_{\text{lim}} \Leftrightarrow 58.5 \leq 39.63 \quad \text{no cumple}$$

Cuando

$$\frac{w_1}{t} > \left(\frac{w}{t}\right)_{\text{lim}}$$

Se calcula el ancho efectivo con la siguiente sección.

$$\frac{b}{t} = \frac{2122}{\sqrt{f}} \left[ 1 - \frac{422}{\left(\frac{w}{t}\right) * \sqrt{f}} \right] = \frac{2122}{\sqrt{1518}} * \left[ 1 - \frac{422}{(58.5) * \sqrt{1518}} \right] = 44.38 \cong 44$$

Asumimos el extremo inferior ya que implica un menor valor de ancho efectivo, lo cual sería a favor de la seguridad.

$$\frac{b}{t} \leq \frac{w_1}{t} \quad \Leftrightarrow \quad 44 \leq 58.5 \quad \text{cumple}$$

Hallando el valor de “b” ancho efectivo

$$b = 44 * 2 = 88 \text{ mm}$$

Si el elemento tiene una esbeltez  $kl/r < 200$  entonces debemos hacer el análisis de pandeo local de lo contrario no es necesario.

Esbeltez:

$$\frac{kl}{r} = \frac{1 * 400}{6.26} = 63.90 < 200$$

Por tanto no es necesaria la verificación a pandeo local.

### 3.7. ANÁLISIS DE LA CORREA EN EL EJE MÁS COMPROMETIDO

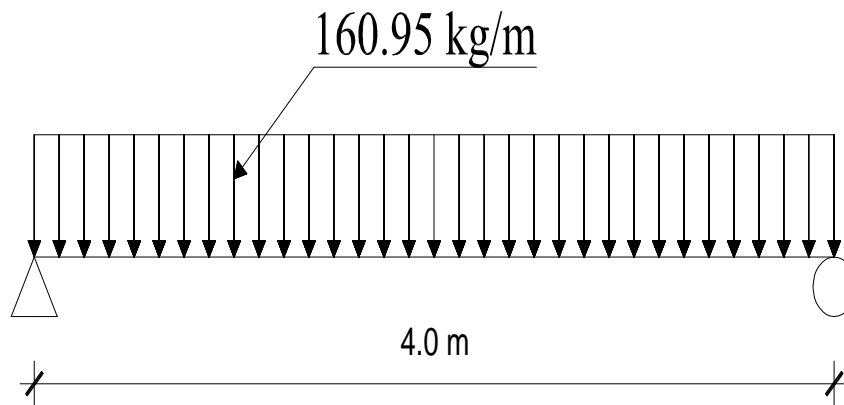


Diagrama cortante:

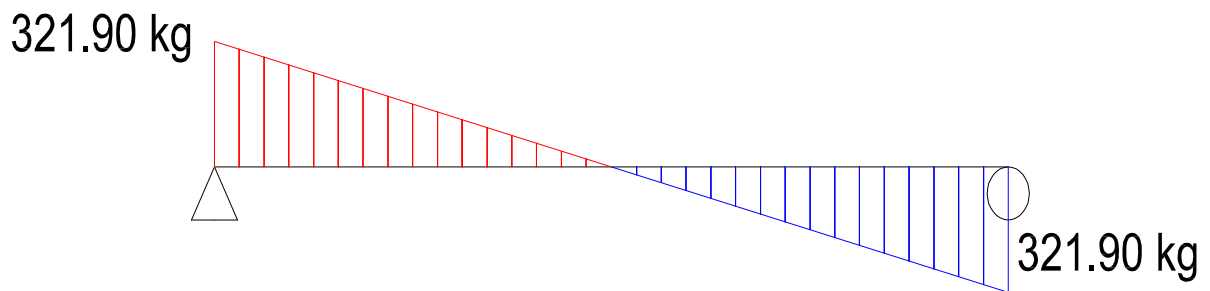
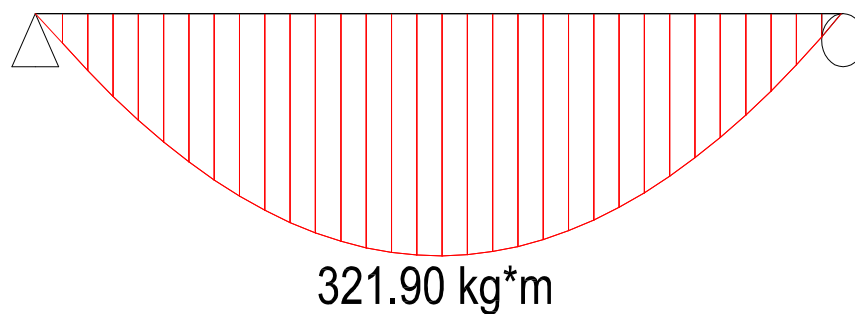


Diagrama de momento flector:



Obtenemos las máximas solicitaciones

$$V_u = 321.90 \text{ kg}$$

$$M_u = 321.90 \text{ kg} \cdot \text{m} = 32190 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$T_u = 374.41 \text{ kg} \cdot \text{m} = 37441.0 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Con estos valores de cortante y momento flector debemos hallar los esfuerzos máximos.

$$f_v = \frac{V_u \cdot Q}{I \cdot b} = \frac{321.90 \cdot 15,63}{232 \cdot 10} = 2.17 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$f_{bw} = \frac{M_u \cdot y}{I} = \frac{32190 \cdot 6.25}{232} = 867.19 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

### ESFUERZO DE CORTE ADMISIBLE

$k_v = 5.34$  para elementos sin rigidizadores transversales

$$\frac{w}{t} = 58.5$$

$$\frac{w}{t} \leq 1988 * \sqrt{\frac{kv}{Fy}}$$

$$\frac{w}{t} \leq 1988 * \sqrt{\frac{5.34}{2530}} = 91.33 \quad \Leftrightarrow \quad 58.5 < 91.33 \quad \text{cumple}$$

Por tanto

$$Fv = \frac{549.7 * \sqrt{kv * Fy}}{\frac{w}{t}} = \frac{549.7 * \sqrt{5.34 * 2530}}{58.5} = 1092.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fv \leq 0.40 * Fy = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

Por tanto asumimos  $Fv = 1012 \text{ kg/cm}^2$

### ESFUERZO DE FLEXIÓN ADMISIBLE

$$Fbw = \left[ 1.21 - 0.0000405 * \left( \frac{h}{t} \right) * \sqrt{Fy} \right] * (0.60 * Fy) \leq 0.60 * Fy$$

$$Fbw = \left[ 1.21 - 0.0000405 * (58.5) * \sqrt{2530} \right] * (0.60 * 2530)$$

$$Fbw = 1655.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fbw = 0.60 * Fy = 0.60 * 2530 = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

Por tanto asumimos  $Fbw = 1518 \text{ kg/cm}^2$

### VERIFICACIÓN FLEXIÓN Y CORTE DE ALMAS

$$\left[ \frac{fbw}{Fbw} \right]^2 + \left[ \frac{fv}{Fv} \right]^2 \leq 1$$

$$\left[ \frac{867.19}{1518} \right]^2 + \left[ \frac{2.17}{1012} \right]^2 \leq 1$$

$$0,33 \leq 1 \quad \text{cumple}$$

### MOMENTO FLECTOR

$$M_{ux} = \frac{160.95 * 4^2}{8} = 321.9 \text{ kg*m} \Leftrightarrow 32190.0 \text{ kg*cm}$$

$$M_{uy} = \frac{59.63 * 4^2}{8} = 119.26 \text{ kg*m} \Leftrightarrow 11926.0 \text{ kg*cm}$$

### MOMENTO NOMINAL

$$M_{nx} = Z_x * F_y = 43.45 * 2530 = 109928.50 \text{ kg * cm}$$

$$M_{ny} = Z_y * F_y = 33.26 * 2530 = 84147.80 \text{ kg * cm}$$

### VERIFICACIÓN A FLEXIÓN DISIMÉTRICA

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} < 1$$

$$\frac{32190.0}{0.9 * 109928.50} + \frac{11926.0}{0.9 * 84147.80} < 1$$

$$0,48 < 1 \quad \text{cumple}$$

### VERIFICACIÓN A LA FLECHA

Para la flexión alrededor de x-x

$$q_x = 160.95 \text{ kg/m} \Leftrightarrow 1.6095 \text{ kg/cm}$$

$$I_x = 232.0 \text{ cm}^4$$

Para la flexión alrededor de y-y

$$q_y = 59.63 \text{ kg/m} \Leftrightarrow 0.5963 \text{ kg/cm}$$

$$I_y = 146.80 \text{ cm}^4$$

Las flechas resultan.

Para la flexión alrededor de x-x

$$f_x = \frac{5}{384} * \frac{q_x * l^4}{E * I_x} = \frac{5}{384} * \frac{1,6095 * 400^4}{2100000 * 232} = 1.10 \text{ cm}$$

Para la flexión alrededor de y-y

$$f_y = \frac{5}{384} * \frac{q_y * l^4}{E * I_y} = \frac{5}{384} * \frac{0.5963 * 400^4}{2100000 * 146.80} = 0.64 \text{ cm}$$

$$f = \sqrt{f_x^2} + f_y = \sqrt{(1.10)^2} + (0.64)^2 = 1.27 \text{ cm}$$

Limitación:

$$f < f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{400}{300} = 1.33 \text{ cm}$$

$$1.27 \text{ cm} \leq 1.33 \text{ cm} \quad \text{cumple}$$

## VERIFICACIÓN A TORSIÓN

$$Tu = 37441.0 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$\rho = 6.25 \text{ cm}$$

$$Ip = I_1 + I_2$$

A Área bruta de la sección =  $9.66 \text{ cm}^2$

G Módulo de corte del acero =  $784193 \text{ kg/cm}^2$

J Constante de torsión de St. Venant =  $260 \text{ cm}^4$

E Módulo de Elasticidad =  $2100000 \text{ kg/cm}^2$

Cw Constante de alabeo por torsión. =  $34.27 \text{ cm}^6$

## CÁLCULO DEL ESFUERZO TORSOR EN LA PIEZA

$$\tau_{\max} = \frac{Tu * \rho}{I_p} = \frac{37441 * 6.25}{(232 + 146.80)} = 617.76 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Cálculo del esfuerzo Torsor Admisible en la pieza

$$\sigma_t = \frac{1}{A * r_o} \left[ GJ + \frac{\pi^2 * E * Cw}{k * L} \right]$$

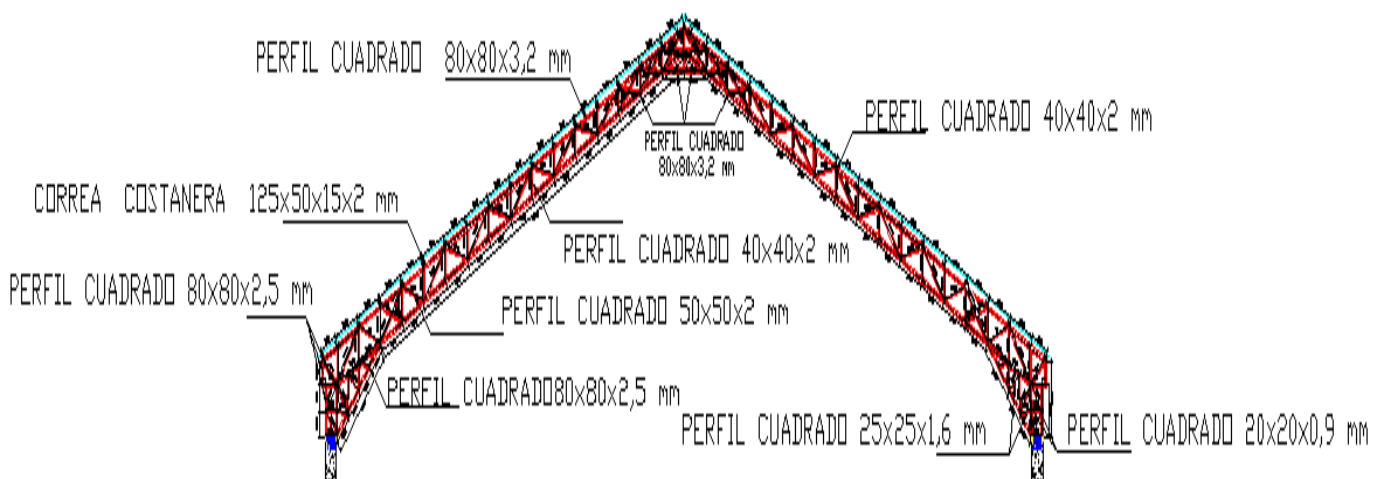
$$\sigma_t = \frac{1}{9.66 * 6.26} * \left[ 784193 * 260 + \frac{\pi^2 * 2100000 * 34.27}{1 * 400} \right]$$

$$\sigma_t = 3401032.79 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\tau_{\max} \leq \sigma_t$$

$$617.76 \leq 3401032.79 \quad \text{cumple}$$

Una vez realizado el análisis de cargas sobre las correas debemos considerar el peso propio de la estructura por lo tanto hacemos la siguiente tabla resumen de los perfiles utilizados para conformar la estructura.



## DETALLE DE CÁLCULO DE LONGITUDES DE LA ESTRUCTURA METÁLICA

PERFIL CUADRADO 80X80X3.2 mm				
LONGITUD DEL TRAMO	NÚMERO DE REPETICIONES	NÚMERO DE REPETICIONES TOTAL	LONGITUD DEL TRAMO (m)	PESO (Kg)
TRAMO 0.15 m	1	2	0.30	2.26
TRAMO 0.50 m	1	2	1.00	7.53
TRAMO 0.52 m	2	4	2.08	15.66
TRAMO 0.70 m	1	2	1.39	10.48
TRAMO 0.96 m	1	2	1.92	14.46
TRAMO 1.02 m	16	32	32.64	245.78
TRAMO 1.03 m	15	30	30.90	232.68
			<b>70.23</b>	<b>528.85</b>

PERFIL CUADRADO 80X80X2.5 mm				
LONGITUD DEL TRAMO	NÚMERO DE REPETICIONES	NÚMERO DE REPETICIONES TOTAL	LONGITUD DEL TRAMO (m)	PESO (Kg)
TRAMO 0.45 m	1	2	0.90	5.35
TRAMO 0.47 m	2	4	1.88	11.22
TRAMO 0.50 m	2	4	2.00	11.94
TRAMO 0.66 m	4	8	5.28	31.52
			<b>10.06</b>	<b>60.03</b>

PERFIL CUADRADO 20X20X0.9 mm				
LONGITUD DEL TRAMO	NÚMERO DE REPETICIONES	NÚMERO DE REPETICIONES TOTAL	LONGITUD DEL TRAMO (m)	PESO (Kg)
TRAMO 0.44 m	1	2	0.88	0.47
TRAMO 0.47 m	1	2	0.94	0.50
TRAMO 0.65 m	1	2	1.30	0.69
TRAMO 0.71 m	1	2	1.42	0.75
			<b>4.54</b>	<b>2.41</b>

PERFIL CUADRADO 50X50X2 mm				
LONGITUD DEL TRAMO	NÚMERO DE REPETICIONES	NÚMERO DE REPETICIONES TOTAL	LONGITUD DEL TRAMO (m)	PESO (Kg)
TRAMO 0.47 m	2	4	1.88	5.53
TRAMO 0.48 m	2	4	1.92	5.64
TRAMO 0.49 m	3	6	2.94	8.64
TRAMO 0.50 m	1	2	1.00	2.94
TRAMO 0.60 m	1	2	1.20	3.53
TRAMO 0.62 m	3	6	3.72	10.94
TRAMO 0.63 m	1	2	1.26	3.70

TRAMO 0.64 m	1	2	1.28	3.76
TRAMO 0.69 m	1	2	1.38	4.06
TRAMO 0.71 m	1	2	1.42	4.17
TRAMO 0.79 m	1	2	1.58	4.65
TRAMO 0.96 m	1	2	1.92	5.64
TRAMO 0.97 m	2	4	3.88	11.41
TRAMO 0.98 m	1	2	1.96	5.76
TRAMO 0.99 m	1	2	1.98	5.82
TRAMO 1.00 m	1	2	2.00	5.88
TRAMO 1.27 m	1	2	2.54	7.47
TRAMO 1.30 m	1	2	2.60	7.64
TRAMO 1.32 m	1	2	2.64	7.76
TRAMO 1.35 m	1	2	2.70	7.94
TRAMO 1.38 m	1	2	2.76	8.11
TRAMO 1.43 m	1	2	2.86	8.41
			<b>47.42</b>	<b>139.41</b>

PERFIL CUADRADO 40X40X2 mm				
LONGITUD DEL TRAMO	NÚMERO DE REPETICIONES	NÚMERO DE REPETICIONES TOTAL	LONGITUD DEL TRAMO (m)	PESO (Kg)
TRAMO 0.39 m	1	1	0.39	0.90
TRAMO 0.40 m	1	1	0.40	0.92
TRAMO 0.42 m	1	2	0.84	1.94
TRAMO 0.44 m	1	2	0.88	2.03
TRAMO 0.46 m	1	2	0.92	2.13
TRAMO 0.48 m	1	2	0.96	2.22
TRAMO 0.49 m	1	2	0.98	2.26
TRAMO 0.51 m	1	2	1.02	2.36
TRAMO 0.53 m	1	2	1.06	2.45
TRAMO 0.55 m	1	2	1.10	2.54
TRAMO 0.57 m	1	2	1.14	2.63
TRAMO 0.59 m	1	2	1.18	2.73
TRAMO 0.61 m	1	2	1.22	2.82
TRAMO 0.62 m	1	2	1.24	2.86
TRAMO 0.64 m	1	2	1.28	2.96
TRAMO 0.66 m	1	2	1.32	3.05
TRAMO 0.68 m	1	2	1.36	3.14
TRAMO 0.70 m	1	2	1.40	3.23
			<b>18.69</b>	<b>43.17</b>

PERFIL CUADRADO 25X25X1.6 mm				
LONGITUD DEL TRAMO	NÚMERO DE REPETICIONES	NÚMERO DE REPETICIONES TOTAL	LONGITUD DEL TRAMO (m)	PESO (Kg)
TRAMO 0.24 m	1	2	0.48	0.54
TRAMO 0.47 m	2	4	1.88	2.12
TRAMO 0.49 m	1	2	0.98	1.11
TRAMO 0.54 m	1	2	1.08	1.22
TRAMO 0.69 m	1	2	1.38	1.56
TRAMO 0.73 m	1	2	1.46	1.65
			<b>7.26</b>	<b>8.20</b>

PERFIL COSTANERA C 125X50X15X2 mm				
LONGITUD DEL TRAMO	NÚMERO DE REPETICIONES	NÚMERO DE REPETICIONES TOTAL	LONGITUD DEL TRAMO (m)	PESO (Kg)
TRAMO 2.50 m	1	70	175.0	1328.25
TRAMO 3.00 m	1	140	420.0	3187.80
TRAMO 3.33 m	1	35	116.6	884.61
TRAMO 4.00 m	1	245	980.0	7438.20
			<b>1691.55</b>	<b>12838.86</b>

Con este peso distribuimos en 525 puntos considerados.

Y obtenemos:

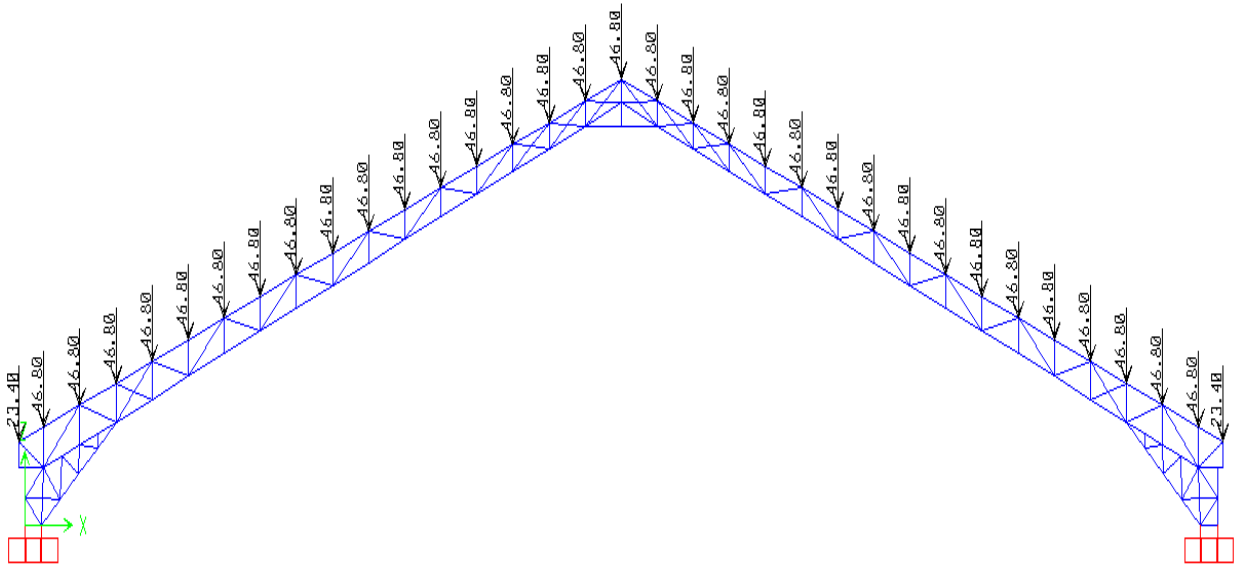
$$PesoTotal = [(528.85 + 60.03 + 2.41 + 139.41 + 43.17 + 8.20) * 15] + 12838.86 = 24570.1 \text{ kg}$$

$$Carga \text{ Puntual} = \frac{24570.1}{525} = 46.8 \text{ kg}$$

En los extremos obviamente debemos reducir la fuerza a la mitad por no tener la misma área de aporte.

$$Carga \text{ Puntual extremo} = \frac{46.8}{2} = 23.4 \text{ kg}$$

Introducimos las cargas puntuales en la estructura modelada en el programa Sap 2000.



En el caso de la sobrecarga de uso y la carga de viento se cargan sobre la correa de la siguiente manera:

Sobrecarga=separación entre correas \* sobrecarga a considerando por  $m^2$

Sobrecargar =  $1.02 * 100 = 102 \text{ kg/m}$ .

Pero esta carga es perpendicular a la superficie y debe ser descompuesta en componentes horizontales y verticales.

## BARLOVENTO

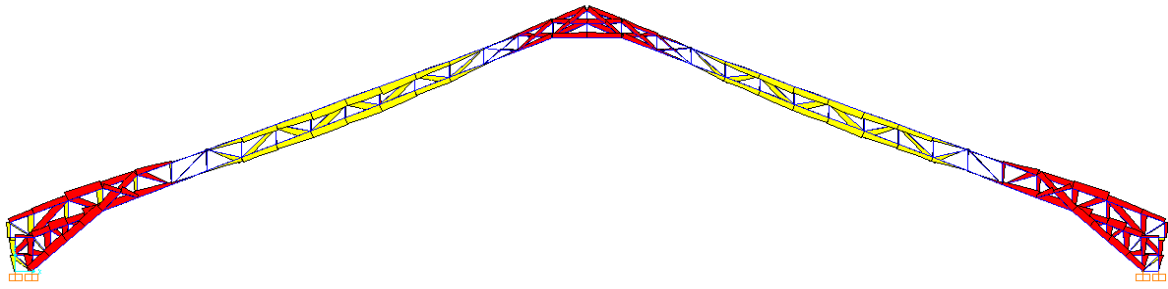
Componente vertical

Carga de viento vertical =  $6.98 \cos 21 = 6.52 \text{ kg/m}$

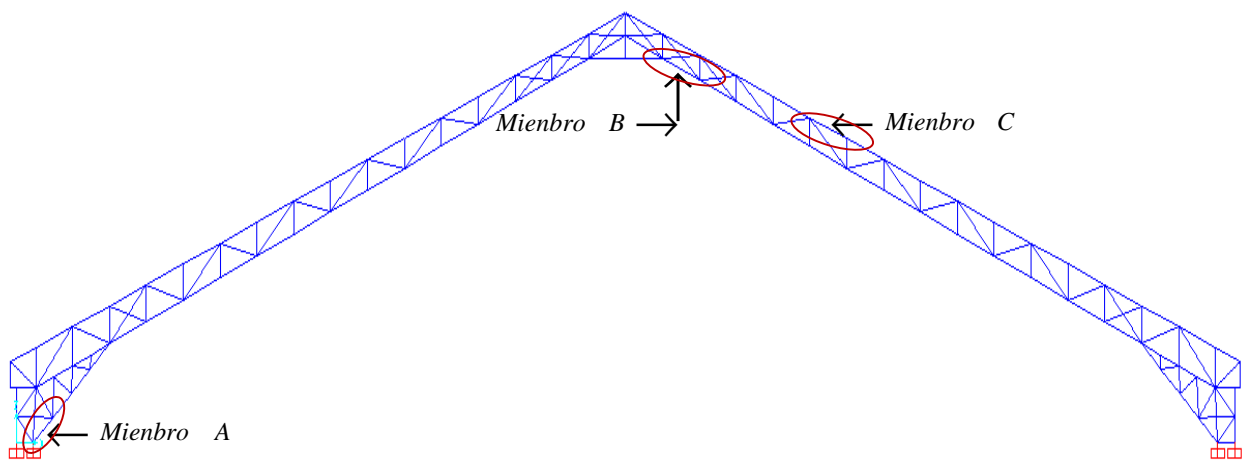
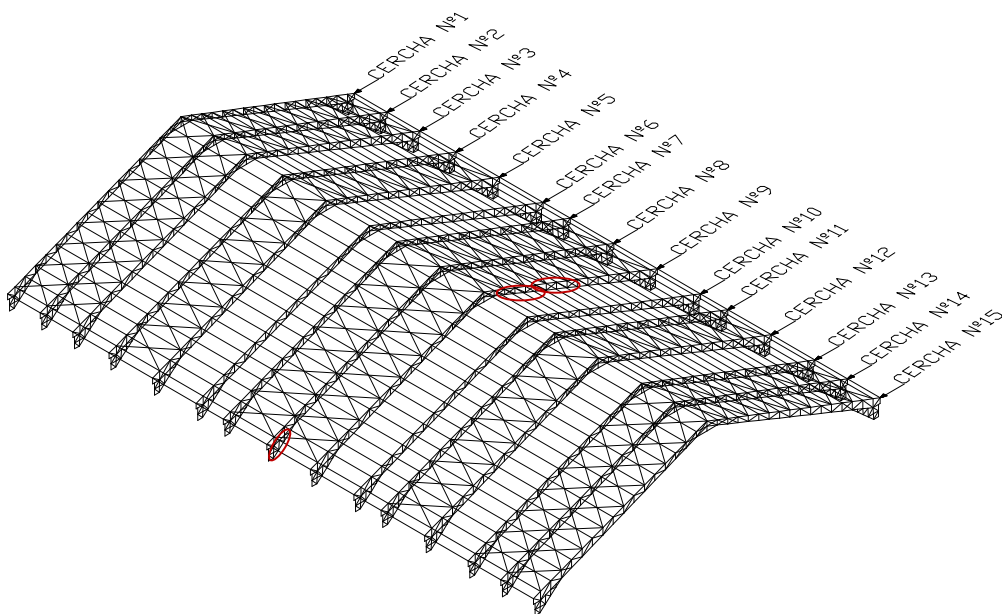
Componente horizontal

Carga de viento horizontal =  $6.98 \sin 21 = 2.50 \text{ kg/m}$

Luego del análisis el programa nos arroja los resultados de la acción de fuerzas internas en cada barra de las cuales tomaremos las más solicitadas y se hará el diseño a fin de verificar que las secciones propuestas sean las adecuadas.



A continuación se muestra los miembros más solicitados bajo diversas solicitaciones con las verificaciones respectivas por supuesto estas barras están sometidas a esfuerzos de compresión y a tracción.



### Miembro A

Cercha N°8 tramo 1

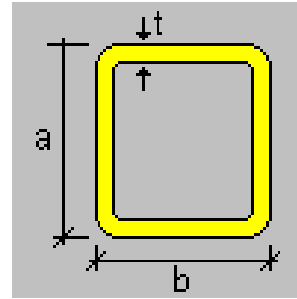
Datos

L=0.6571 m

Sección perfil cuadrado 80x80x2.5 mm

$$M_u = -2252.09 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$P_u = 9238.97 \text{ kg en compresión}$$



### VERIFICACIÓN A COMPRESIÓN

$$\lambda = \frac{k * L}{r} = \frac{1 * 65.71}{3.15} = 20.86 < 200 \quad \text{cumple}$$

Se determina el factor esbeltez adimensional

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} * \frac{k * L}{r} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1}{\pi} * 20.86 * \sqrt{\frac{2530}{2100000}} = 0.23$$

Como  $\lambda_c < 1.5$  la tensión crítica se determina de la siguiente manera

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c}) * F_y = (0.658^{(0.23)^2}) * 2530 = 2474.60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_n = A * F_{cr} = 7.60 * 2474.60 = 18806.96 \text{ kg}$$

$$P_u = \theta_c * P_n = 0.85 * 18806.96 = 15985.92 \text{ kg}$$

$$P_u > P_{u(sol)}$$

$$15985.92 > 9238.97 \quad \text{cumple}$$

Relación ancho-espesor del alma y ala para determinar el tipo de sección:

### ESBELTEZ LOCAL ALA

$$R=2 t \quad b=B-2*R \quad h=b=8-4*0.25=7\text{cm}$$

$$\lambda \leq \lambda_p$$

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{7}{0.25} = 28 \leq \lambda_p = \frac{513}{\sqrt{F_y}} = \frac{513}{\sqrt{253}} = 32.25 \quad \text{cumple}$$

$$\lambda > \lambda_r$$

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{7}{0.25} = 28 > \lambda_r = \frac{642}{\sqrt{F_y}} = \frac{642}{\sqrt{253}} = 40.36 \quad \text{cumple}$$

### ESBELTEZ LOCAL ALMA

$$\lambda \leq \lambda_p$$

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{7}{0.25} = 28 \leq \lambda_p = \frac{1109}{\sqrt{F_y}} = \frac{1109}{\sqrt{253}} = 69.72 \quad \text{cumple}$$

$$\lambda > \lambda_r$$

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{7}{0.25} = 28 > \lambda_r = \frac{2612}{\sqrt{F_y}} = \frac{2612}{\sqrt{253}} = 164.22 \quad \text{cumple}$$

Por lo tanto resulta la sección compacta y no es esbelta

$$M_p = F_y * Z = 2530 * 21.92 = 55457.60 \text{ kg*cm}$$

Resistencia de diseño para el estado límite de plastificación

$$M_n = \phi_b * M_p = 0.90 * 55457.60 = 49911.84 \text{ kg*cm}$$

Para miembros sometidos a flexión y tracción del tubo adoptado

$$\frac{P_{u(sol)}}{P_u} = \frac{9238.97 \text{ kg}}{15985.92 \text{ kg}} = 0.58 < 2$$

$$\frac{P_{u(sol)}}{P_u} + \frac{8}{9} \left[ \frac{M_u}{M_n} \right] \leq 1$$

$$\frac{9238.97}{15985.92} + \frac{8}{9} \left[ \frac{2252.09}{49911.84} \right]$$

$$0.62 \leq 1 \quad \text{cumple}$$

## MIEMBRO B

Cercha N° 9 tramo 2

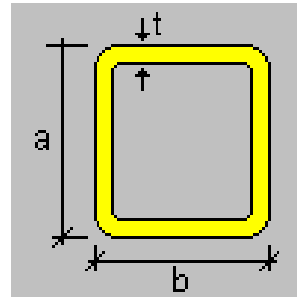
Datos

L=1.03 m

Sección perfil cuadrado 80x80x3.2 mm

$M_u = -1268.68 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$P_u = 3732.04 \text{ kg}$  en compresión



## VERIFICACIÓN A COMPRESIÓN

$$\lambda = \frac{k * L}{r} = \frac{1 * 103}{3.11} = 33.12 < 200$$

cumple

Se determina el factor esbeltez adimensional

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} * \frac{k * L}{r} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1}{\pi} * 33.12 * \sqrt{\frac{2530}{2100000}} = 0.37$$

Como  $\lambda_c < 1.5$  la tensión crítica se determina de la siguiente manera

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) * F_y = (0.658^{(0.37)^2}) * 2530 = 2389.11 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_n = A * F_{cr} = 9.58 * 2389.11 = 22887.65 \text{ kg}$$

$$P_u = \theta_c * P_n = 0.85 * 2287.65 = 19454.50 \text{ kg}$$

$$P_u > P_{u(sol)}$$

$$19454.50 > 3732.04 \quad \text{cumple}$$

Relación ancho-espesor del alma y ala para determinar el tipo de sección:

## ESBELTEZ LOCAL ALA

$$R=2t \quad b=B-2*R \quad h=b-4*0.32=6.72 \text{ cm}$$

$$\lambda \leq \lambda_p$$

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{6.72}{0.32} = 21 \leq \lambda_p = \frac{513}{\sqrt{F_y}} = \frac{513}{\sqrt{253}} = 32.25 \quad \text{cumple}$$

$$\lambda > \lambda_r$$

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{6.72}{0.32} = 21 > \lambda_r = \frac{642}{\sqrt{F_y}} = \frac{642}{\sqrt{253}} = 40.36 \quad \text{cumple}$$

### ESBELTEZ LOCAL ALMA

$$\lambda \leq \lambda_p$$

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{6.72}{0.32} = 21 \leq \lambda_p = \frac{1109}{\sqrt{F_y}} = \frac{1109}{\sqrt{253}} = 69.72 \quad \text{cumple}$$

$$\lambda > \lambda_r$$

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{6.72}{0.32} = 21 > \lambda_r = \frac{2612}{\sqrt{F_y}} = \frac{2612}{\sqrt{253}} = 164.22 \quad \text{cumple}$$

Por lo tanto resulta la sección compacta y no es esbelta

$$M_p = F_y * Z = 2530 * 27.32 = 69119.60 \text{ kg*cm}$$

Resistencia de diseño para el estado límite de plastificación

$$M_n = \phi_b * M_p = 0.90 * 69119.60 = 62207.64 \text{ kg*cm}$$

Para miembros sometidos a flexión y tracción del tubo adoptado

$$\frac{P_{u(sol)}}{P_u} = \frac{3732.04 \text{ kg}}{19454.50 \text{ kg}} = 0.19 < 2$$

$$\frac{P_{u(sol)}}{P_u} + \frac{8}{9} \left[ \frac{M_u}{M_n} \right] \leq 1$$

$$\frac{3732.04}{19454.50} + \frac{8}{9} \left[ \frac{1268.68}{62207.64} \right]$$

$$0.21 \leq 1 \quad \text{cumple}$$

## MIEMBRO C

Cercha N°9 tramo 6

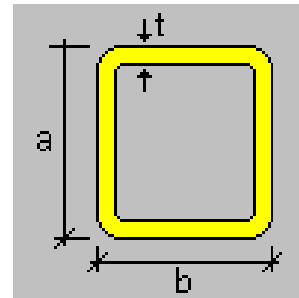
Datos

L=1.02 m

Sección perfil cuadrado 80x80x3.2 mm

$M_u = 1633.56 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$P_u = 5451.47 \text{ kg}$  en tracción



## VERIFICACIÓN A COMPRESIÓN

$$\lambda = \frac{k * L}{r} = \frac{1 * 102}{3.11} = 32.80 < 200 \quad \text{cumple}$$

Se determina el factor esbeltez adimensional

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} * \frac{k * L}{r} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1}{\pi} * 32.80 * \sqrt{\frac{2530}{2100000}} = 0.36$$

Como  $\lambda_c < 1.5$  la tensión crítica se determina de la siguiente manera

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) * F_y = (0.658^{(0.36)^2}) * 2530 = 2396.42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_n = A * F_{cr} = 9.58 * 2396.42 = 22957.70 \text{ kg}$$

$$P_u = \theta_c * P_n = 0.85 * 22957.70 = 19514.05 \text{ kg}$$

$$P_u > P_{u(sol)}$$

$$19514.05 > 5451.47 \quad \text{cumple}$$

## VERIFICACIÓN A TRACCIÓN

$$\lambda = \frac{k * L}{r} = \frac{1 * 102}{3.11} = 32.80 < 300 \quad \text{cumple}$$

$$P_n = \phi_t * F_y * A_g = 0.90 * 2530 * 9.58 = 21813.66 \text{ kg}$$

$$P_n > P_u$$

$$21813.66 > 5451.47 \quad \text{cumple}$$

Para miembros sometidos a flexión y tracción del tubo adoptado

$$M_p = F_y * Z = 2530 * 27.32 = 69119.60 \text{ kg*cm}$$

Resistencia de diseño para el estado límite de plastificación

$$M_n = \phi_b * M_p = 0.90 * 69119.60 = 62207.64 \text{ kg*cm}$$

$$\frac{P_{u(sol)}}{P_u} = \frac{5451.47 \text{ kg}}{19514.05 \text{ kg}} = 0.28 < 2$$

$$\frac{P_{u(sol)}}{P_u} + \frac{8}{9} \left[ \frac{M_u}{M_n} \right] \leq 1$$

$$\frac{5451.47}{19514.05} + \frac{8}{9} \left[ \frac{1633.56}{62207.64} \right]$$

$$0.30 \leq 1 \quad \text{cumple}$$

### 3.8. VERIFICACIÓN A LA UNIÓN COLUMNA METAL A HORMIGÓN

En la unión lo que se debe verificar serán la placa de base y los pernos de anclaje. Ya que la estructura tiene los resultados del análisis estructural del paquete Sap 2000 tenemos los datos iniciales de fuerzas actuantes en la unión:

Datos

$$P_u = 11307.17 \text{ kg}$$

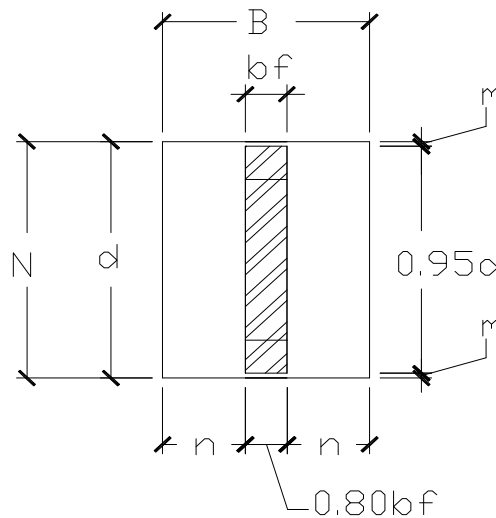
$$M_u = 3745.82 \text{ kg*m} = 374582 \text{ kg*cm}$$

$$V_u = 532.51 \text{ kg}$$

Datos geométricos

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

$$bf = 8 \text{ cm}$$



La placa debe diseñarse en este caso bajo tres casos primero aplastamiento, segundo por el momento y por último al cortante.

### VERIFICACIÓN AL APLASTAMIENTO

$\phi_c = 0.60$  Es el factor de resistencia del hormigón

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_1 = \frac{Pu}{1.7 * \phi_c * f'_c}$$

$$A_1 = \frac{11307,17}{1.7 * 0.60 * 210} = 52.79 \text{ cm}^2 \cong 53 \text{ cm}^2$$

Cálculo de dimensiones de la placa de base

$$\Delta = 0.5 * (0.95 * d - 0.80 * bf) = 0.5 * (0.95 * 50 - 0.80 * 8) = 20.55 \text{ cm}$$

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta = \sqrt{53} + 20.55 = 27.83 \text{ cm}$$

$$B = \frac{A_1}{N} = \frac{53}{27.83} = 1.90 \text{ cm}$$

Se adopta por construcción:

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

$$B = 40 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0.80 * bf}{2} = \frac{40 - 0.80 * 8}{2} = 16.8 \text{ cm}$$

Espesor de la placa

$$t_p = n * \sqrt{\frac{2 * Pu}{0.90 * f_y * B * N}} = 16.8 * \sqrt{\frac{2 * 11307.17}{0.90 * 2530 * 40 * 50}} = 1.18 \text{ cm}$$

Luego la sección de hormigón será:

$$A_2 = 4 * N * B = 8000 \text{ cm}^2$$

## VERIFICACIÓN AL MOMENTO

Cálculo de la excentricidad:

$$e = \frac{Mu}{Pu} = \frac{374582}{11307.17} = 33.13$$

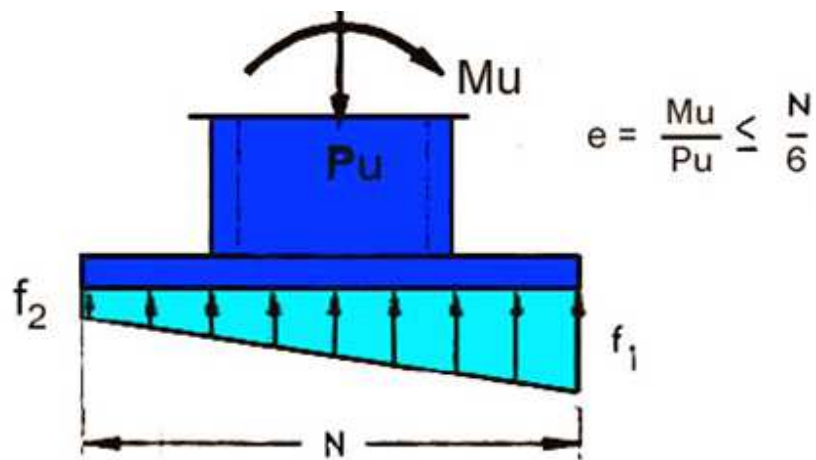
Comparación:

Si  $e \leq \frac{N}{6}$  Entonces la placa está sometida a baja excentricidad

$$0.33 \leq \frac{50}{6}$$

$$0.33 \leq 8.33$$

La distribución de esfuerzos ocurre de la siguiente manera:



Si cumple la placa tiene baja excentricidad por lo tanto su diseño será aplicando las relaciones que vienen a continuación:

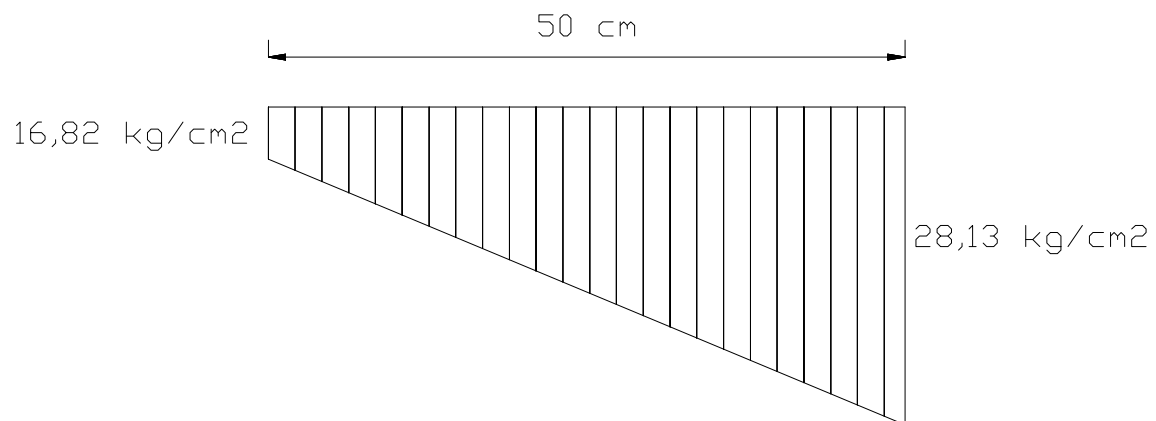
$$F_p = 0.85 * \phi_c * f_c' * \sqrt{A_2/A_1} = 0.85 * 0.6 * 210 * \sqrt{8000/53} = 1315.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$c = \frac{N}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{B * N^3}{12} = \frac{40 * 50^3}{12} = 416666.67 \text{ cm}^4$$

$$f_1 = \frac{Pu}{B * N} + \frac{Mu * c}{I} = \frac{11307.17}{40 * 50} + \frac{374582 * 25}{416666.67} = 28.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{Pu}{B * N} - \frac{Mu * c}{I} = \frac{11307.17}{40 * 50} - \frac{374582 * 25}{416666.67} = -16.82 \text{ kg/cm}^2$$



Ahora las dimensiones son las adecuadas para que verifiquen

$$f_1 \leq Fp$$

$$28.13 \leq 1315.82 \quad \text{cumple}$$

### CÁLCULO DEL ESFUERZO CRÍTICO

Este se producirá a una distancia de m por ello

$$m = \frac{N - 0.95 * d}{2} = \frac{50 - 0.95 * 50}{2} = 1.25 \text{ cm} \cong 2 \text{ cm}$$

Ya que el esfuerzo es trapezoidal interpolamos el valor entre  $f_1$  y  $f_2$

$$f_{crit} = 17.27 \text{ kg/cm}^2$$

Luego calculamos el  $M_{PLU}$  :

$$M_{PLU} = \frac{f_{crit} * m^2}{2} + \frac{0,67 * (f_{crit} - f_1) * m^2}{2}$$

$$M_{PLU} = \frac{17.27 * 2^2}{2} + \frac{0.67 * (17.27 - 28.13) * 2^2}{2} = 19.99 \text{ kg/cm}^2$$

Y calculamos el valor del espesor de la placa.

$$M_{PLU} = 19.99 \text{ kg/cm}^2 = 0.28 \text{ ksi}$$

$$t_p = \sqrt{\frac{4 * M_{PLU}}{0,90 * f_y}}$$

$$t_p = \sqrt{\frac{4 * 0.28}{0.90 * 36}} = 0.19 \text{ pulg} \cong 0.48 \text{ cm}$$

### VERIFICACIÓN AL CORTANTE DE VIENTO

$$W = 253.23 \text{ kg}$$

$$D = 791.82 \text{ kg}$$

$$V_{lg u} = 1.3W - \mu * (0.90 * D) = 1.3 * 253.23 - 0.55 * 0.9 * 791.82 = -62.75$$

Por tanto no son necesarias arrancaderas para resistir el corte.

### 3.9. DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE

Datos de cargas:

$$T_u = P_u = 11307.17 \text{ kg} = 24.93 \text{ kip}$$

$$F_u = 58000 \text{ psi} = 4077.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_t = 0.75$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 = 3 \text{ ksi}$$

## ÁREA REQUERIDA DEL PERNO DE ANCLAJE

$$A_g = \frac{Tu/8}{0.75 * \varphi_t * Fu}$$

$$A_g = \frac{11307,17/8}{0.75 * 0.75 * 4077.80} = 0.62 \text{ cm}^2$$

Si colocamos un perno de 16 mm. De diámetro el área es:

$$A_g = \frac{\pi * 1.6^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Con lo que cumple satisfactoriamente.

## DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE LA SUPERFICIE REQUERIDA

$$A_{psf} = \frac{Tu}{4 * \varphi_t * \sqrt{f_c}}$$

$$A_{psf} = \frac{24.93}{4 * 0.75 * \sqrt{3}} = 4.80 \text{ pulg}^2$$

## LONGITUD DEL PERNO DE ANCLAJE

$$L = \sqrt{\frac{A_{psf}}{3.14}}$$

$$L = \sqrt{\frac{4.80}{3.14}} = 1.24 \text{ pulg} = 3.15 \text{ cm}$$

Pero la longitud mínima del perno que debe ir embebida es de 12d

$$L_{perno} = 12 * d = 12 * 1.6 = 19.2 \text{ cm}$$

Adoptamos una longitud de 20 cm. de longitud embebida del perno con lo que cumpliría.

### 3.10. DISEÑO DE SOLDADURA TIPO FILETE

Las pruebas determinaron que la soldadura de filete es más resistente a los esfuerzos axiales que al corte, de esta manera se determina la capacidad de la soldadura, la longitud mínima necesaria y si es que hace falta o no soldadura adicional.

#### TAMAÑO MÁXIMO

A lo largo del borde de una parte menor de ¼” de espesor, el tamaño de filete máximo es igual al espesor de dicha parte. Para partes más gruesas, el tamaño máximo es  $t-1/16$ ” donde  $t$  es el espesor de la sección y considerando electrodo E60 (60Ksi=414Mpa) tenemos.

Perfil cuadrado 80x80x3.2 mm

$$\text{Máximo tamaño de soldadura} = 0.126 - \frac{1}{16} = 0.06 \text{ pulg.}$$

$$\text{Espesor de la garganta efectiva} = 0.707 * 0.06 = 0.04 \text{ pulg.}$$

Capacidad de la soldadura:

$$\phi * F_w = 0.75 * 0.60 * 60 * 0.04 = 1.08 \text{ kip/pulg}$$

$$\text{Longitud requerida} = \frac{20.37 \text{ kip}}{1.08 \text{ kip/pulg}} = 18.86 \text{ pulg} \cong 47.90 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud mínima} = 4 * \frac{1}{8} = 0.5 \text{ pulg} \cong 1.27 \text{ cm}$$

### 3.11. DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA

#### ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO

### 3.12. ANÁLISIS DE CARGAS

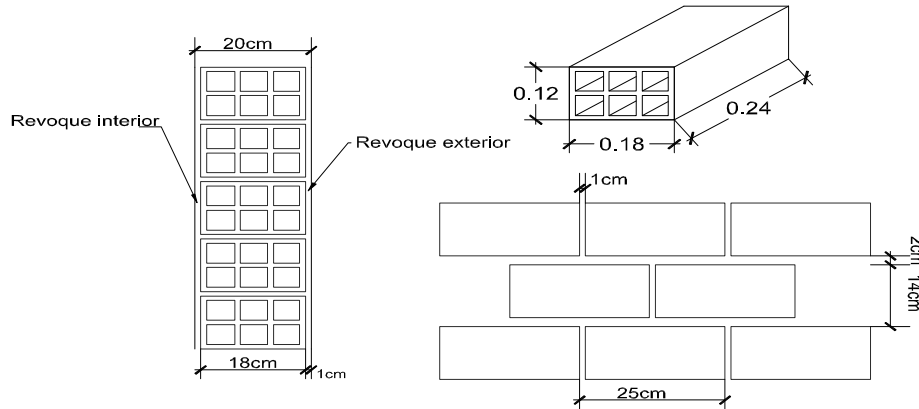
#### CARGA ACTUANTE EN CADA VIGA

Carga de muro: Se refiere al peso del ladrillo sobre las vigas.

$$\text{Número de ladrillos en 1 ml Horizontal} = \frac{100 \text{ cm}}{24 + 1 \text{ cm}} = 4 \frac{\text{pza}}{\text{ml}}$$

$$\text{Número de ladrillos en 1 ml Vertical} = \frac{100\text{cm}}{12 + 2\text{cm}} = 7.14 \frac{\text{pza}}{\text{ml}}$$

Figura 18 Característica técnicas del Muro de ladrillo.



Fuente: Elaboración propia

$$\text{Número de ladrillos en } 1 \text{ m}^2 \text{ de muro} = 4 * 7.14 = 28.56 \frac{\text{pza}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Vol. de ladrillo en } 1 \text{ m}^2 \text{ de muro} = 18 * 12 * 24 * 28.56 = 148\,055.04 \text{ cm}^3/\text{m}^2$$

$$\text{Vol. de mortero en } 1 \text{ m}^2 \text{ de muro} = 100 * 100 * 18 - 148\,055.04 = 31\,944.96 \text{ cm}^3/\text{m}^2$$

$$\text{Vol. de mortero en } 1 \text{ m}^2 \text{ de muro} = 0.0319 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

Por laboratorio un 1 ladrillo pesa = 4.5 kg, el mortero de cemento y arena puede ser cuantificado como = 2100 kg/m<sup>3</sup>, también para el revoque exterior de cemento se tiene = 20 kg/m<sup>2</sup>.cm y para el revoque interior de yeso se tiene = 12 kg/m<sup>2</sup> .cm por lo que el peso de muro por m<sup>2</sup> es:

$$P = 28.56 \frac{\text{pza}}{\text{m}^2} 4.5 \frac{\text{kg}}{\text{Pza}} + 20 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \text{cm}} 1\text{cm} + 12 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \text{cm}} 1\text{cm} + 2100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} 0.0319 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} = 227.51 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{El peso del muro} = 228 \text{ kg/m}^2$$

### ALTURA EQUIVALENTE PARA MUROS

El muro de ladrillo no será uniforme, existen huecos debidos a puertas y ventanas, las cuales deben ser tomadas en cuenta en el diseño, para lo cual se puede aplicar un artificio para calcular una altura equivalente del muro dado por la siguiente ecuación.

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

Donde:

H Altura equivalente del muro (m)

H<sub>r</sub> Altura real del muro (m)

L Longitud del muro (m)

A<sub>v</sub> Área de vacíos (puertas y ventanas) (m<sup>2</sup>)

Y con la altura equivalente la multiplicamos con la carga del muro por metro cuadrado y se obtiene la carga lineal y uniforme para el tramo de diseño.

### **CARGAS ACTUANTES EN CADA PÓRTICO**

Carga de viento: La presión dinámica en el cálculo de la edificación es función de:

Ancho de la construcción (B):31.88 m.

Largo de la construcción (L):48.34 m.

$$\frac{L}{B} = \frac{48.34}{31.88} = 1.52$$

$$q_h = 0.0613 * 0.75 * 1 * 0.85 * \left( 33.33 \frac{m}{s} \right)^2 * 1.00 = 43.41 \frac{kg}{m^2}$$

El viento produce sobre cada elemento de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria  $q_h (kg/m^2)$ .

$$C_1 = 0.8 \text{ barlovento}$$

$$C_2 = -0.5 \text{ sotavento}$$

$$C_3 = -0.4 \text{ sotavento}$$

$$C_4 = -0.7 \text{ sotavento}$$

$$p = q_h GC_p - q_h (GC_{pi})$$

$$P_1 = 43.41 * 0.85 * (0.8) - (43.41 * 0) = 29.52 \text{ kg/m}^2$$

$$P_2 = 43.41 * 0.85 * (-0.5) - (43.41 * 0) = -18.45 \text{ kg/ m}^2$$

$$P_3 = 43.41 * 0.85 * (-0.4) - (43.41 * 0) = -14.76 \text{ kg/ m}^2$$

$$P_4 = 43.41 * 0.85 * (-0.7) - (43.41 * 0) = -25.83 \text{ kg/ m}^2$$

Reacciones de la cubierta metálica: Se transmitió las reacciones obtenidas por el programa SAP-2000 luego de haber cargado la cubierta como se explicó anteriormente.

### **CARGAS DE GRADERÍAS**

Se refiere al peso propio de las mismas y la sobrecarga que sujetan.

### **CARGA ESTÁTICA**

En estructura para espectáculos deportivos como coliseos y estadios, se debe considerar cargas adicionales por impacto y vibración o un coeficiente de mayoración de la sobrecarga.

$$CV = \mu * SC$$

CV Carga viva aplicada sobre las vigas de graderías

$\mu$  1.5 (coeficiente de amplificación dinámica que transforma la carga dinámica en carga estática)

SC 500 kg/m<sup>2</sup> sobrecarga de uso aplicada sobre las vigas de graderías

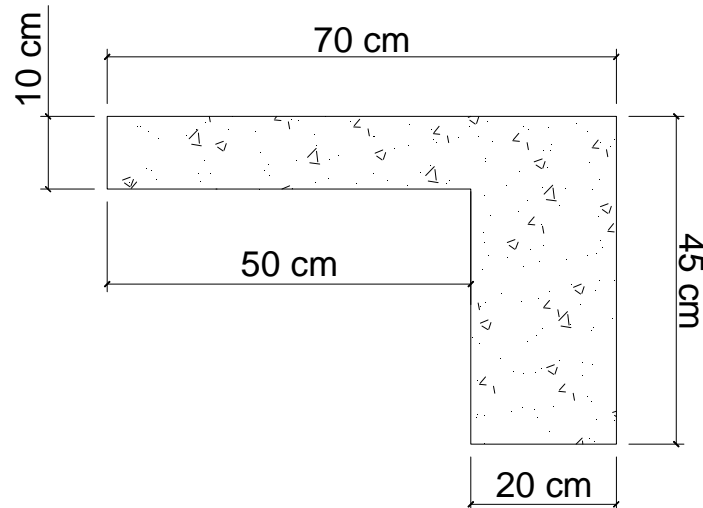
### **3.13. DISEÑO DE GRADERÍAS**

Para el diseño de las vigas de la gradería se tomó como forma de la misma en “L” la forma de la modelación de la gradería fue una viga hiperestática continua, la modelación a continuación.



## DETERMINACIÓN DE CARGAS

Para el diseño de la viga de la gradería se tomaron en cuenta dos tipos de cargas: peso propio del elemento y sobrecarga de uso.



El peso propio del elemento se lo determino calculando el área de la sección transversal del mismo multiplicado por el peso específico del H°A° ( $2400\text{kg}/\text{m}^3$ )

$$PP = A * \gamma_{H^\circ A^\circ} = [(0.1 * 0.70) + (0.2 * 0.35)]\text{m}^2 * 2400\text{kg} / \text{m}^3 = 336\text{kg} / \text{m}$$

Para la sobrecarga de uso se utilizara una carga para edificios de espectáculos y/o locales con tribuna, es decir, una carga de  $500\text{kg}/\text{m}^2$ . Esta carga se la multiplica por la longitud de aporte que, en este caso es  $0.7\text{m}$  para obtener una carga uniformemente distribuida a lo largo de la viga.

$$C_{\text{sobrecarga}} = 500\text{kg} / \text{m}^2 * 0.7\text{m} = 350\text{kg} / \text{m}$$

$$C_{\text{sobrecarga}} = 350\text{kg} / \text{m} * 1.5 = 525\text{kg} / \text{m}$$

## HIPÓTESIS DE CARGA

Para el diseño de las vigas de la gradería se considera una sola hipótesis de carga

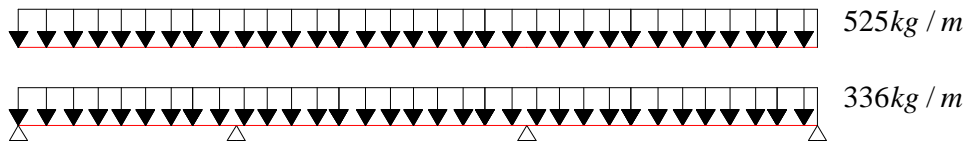
$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2 * 336 + 1.6 * 525 = 1243.20\text{kg}/\text{m}$$

## HIPÓTESIS DE COMBINACIÓN DE CARGAS PARA VIGA LATERAL N° 1

La ubicación de la sobrecarga de uso determino dos tipos de hipótesis.

Hipótesis: 1



Hipótesis: 2

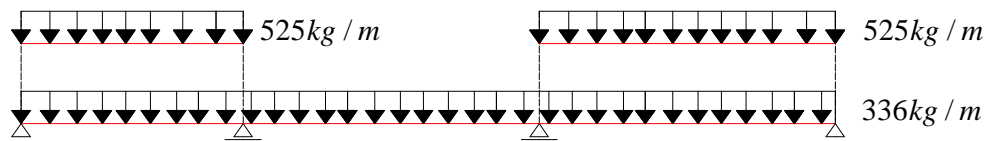
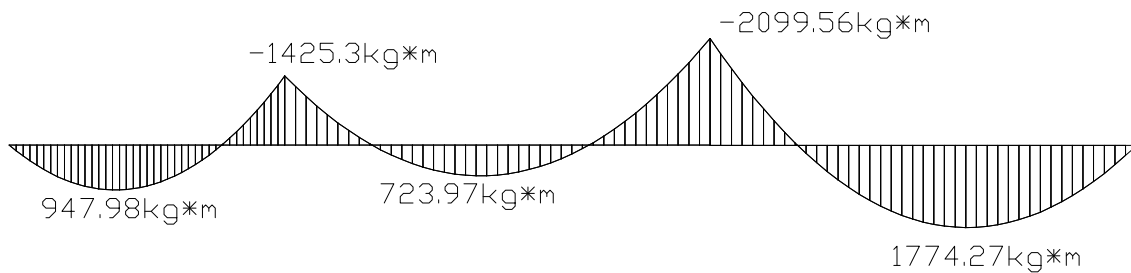


Figura 19 Diagrama de momento para la hipótesis 1



Fuente: Elaboración propia

### ESFUERZOS MÁXIMOS

Después de haber realizado el diseño estático de la viga para ambas hipótesis, se llegaron a obtener los siguientes esfuerzos.

Momento Positivo=177427 kg\*cm

Momento Negativo=209956 kg\*cm

Cortante=3110.62 kg

### DIMENSIONADO DE LA VIGA DE GRADERÍA

Para realizar el dimensionado de dicha viga se debe conocer si esta actúa como viga "L" o rectangular de ancho "b" debiendo calcular el valor de "a".

## DISEÑO PARA EL MOMENTO POSITIVO

Para un:

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.90, \quad h_f = 10 \text{ cm}, \quad d = 45 - 2 = 43 \text{ cm}, \quad b = 70 \text{ cm}, \quad b_w = 20 \text{ cm}$$

$$a = 43 - \sqrt{43^2 - \frac{2 * 177427}{0.85 * 0.90 * 210 * 70}} = 0.37 \text{ cm} < h_f$$

La viga será diseñada como un viga rectangular de ancho  $b = 70$  cm, debido a que el valor de “ $a$ ” se encuentra en el ala de la viga.

Armadura necesaria

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - a/2)} = \frac{177427}{0.90 * 4200 * (43 - 0.37/2)} = 1.10 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{\min} = \rho * b * d = 0.0033 * 70 * 43 = 9.9 \text{ cm}^2$$

Determinación de número de barras

$$\text{Si: } \phi = 16 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad A_\phi = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ \text{ barras} = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{9.9}{1.98} = 5.0 \cong 5 \text{ barras}$$

Se tomará como armadura de diseño la armadura necesaria

$$\text{Para } 5 \phi = 16 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad A_s = 9.90 \text{ cm}^2$$

## DISEÑO PARA EL MOMENTO NEGATIVO

Para un:

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

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.90, \quad h_f = 10 \text{ cm}, \quad d = 45 - 2 = 43 \text{ cm}, \quad b = 70 \text{ cm}, \quad b_w = 20 \text{ cm}$$

$$a = 43 - \sqrt{43^2 - \frac{2 * 209956}{0.85 * 0.90 * 210 * 70}} = 0.44 \text{ cm} < h_f$$

La viga será diseñada como un viga rectangular de ancho  $b = 70 \text{ cm}$ , debido a que el valor de “ $a$ ” se encuentra en el ala de la viga.

Armadura necesaria.

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - a/2)} = \frac{209956}{0.90 * 4200 * (43 - 0.44/2)} = 1.30 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima.

$$A_{\min} = \rho * b_w * d = 0.0033 * 70 * 43 = 9.9 \text{ cm}^2$$

Determinación de número de barras

$$\text{Si: } \phi = 16 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad A_\phi = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ \text{ barras} = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{9.9}{1.98} = 5.0 \cong 5 \text{ barras}$$

Se tomará como armadura de diseño la armadura necesaria

$$\text{Para } 5 \phi = 16 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad A_s = 9.90 \text{ cm}^2$$

## DISEÑO A CORTE

Fuerza de cortante nominal

$$V_n = \frac{Vu}{\phi} = \frac{3110.62}{0.75} = 4147.49 \text{ kg}$$

Resistencia del concreto al corte

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} = 7.68 \text{ kg}$$

Cálculo del refuerzo a corte

$$V_s = V_n - V_c = 4147.49 - 7.68 = 4139.81 \text{ kg}$$

$$V_s \text{ max} = 1.06 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_s \text{ max} = 1.06 * \sqrt{210} * 70 * 43 = 46236.19 \text{ kg}$$

$$4139.81 \leq 46236.19 \quad \text{cumple}$$

Se utilizará estribos de 6 mm de diámetro con un área unitaria de 0.32 cm<sup>2</sup>

$$A_v = 2 * A = 0.64 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la separación entre estribos

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

$$s = \frac{0.64 * 4200 * 43}{4139.81} = 27.92 \text{ cm} \cong 28 \text{ cm}$$

Número de estribos

$$N^\circ \text{ estribos} = \frac{4.20}{0.28} + 1 = 16 \text{ estribos}$$

### 3.14. DISEÑO DE VIGAS

Para el diseño de las vigas se procedió a cargar los pórticos en el programa SAP-2000 para obtener las máximas solicitaciones, luego se dividieron las vigas en dos grupos; el Grupo I corresponde a vigas inclinadas que sostiene las graderías de sección 40cm\*50cm, Grupo II corresponde a las restantes de sección 20cm\*30cm. Posteriormente se identificó a la viga más solicitada de cada grupo, a continuación se realizara la verificación manual para comprobar si los resultados coinciden con los obtenidos por el programa SAP-2000.

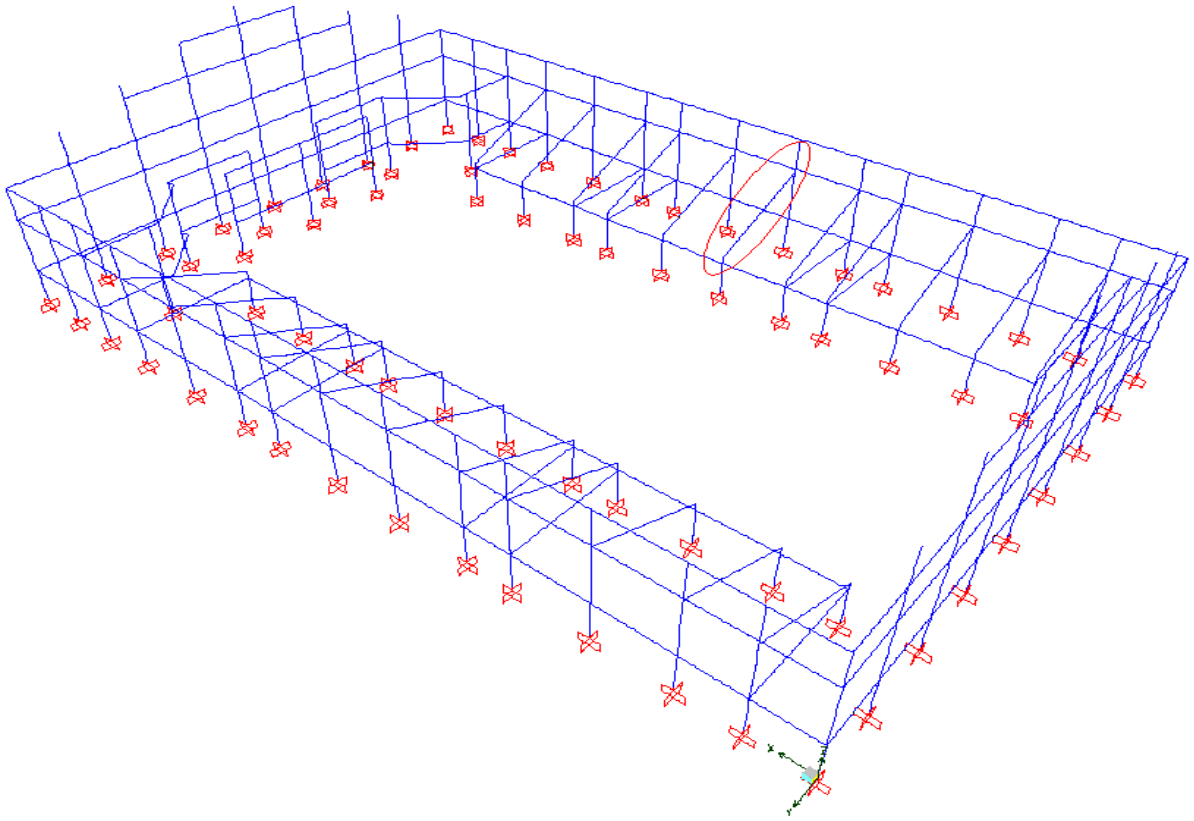


Diagrama "M" del pórtico.

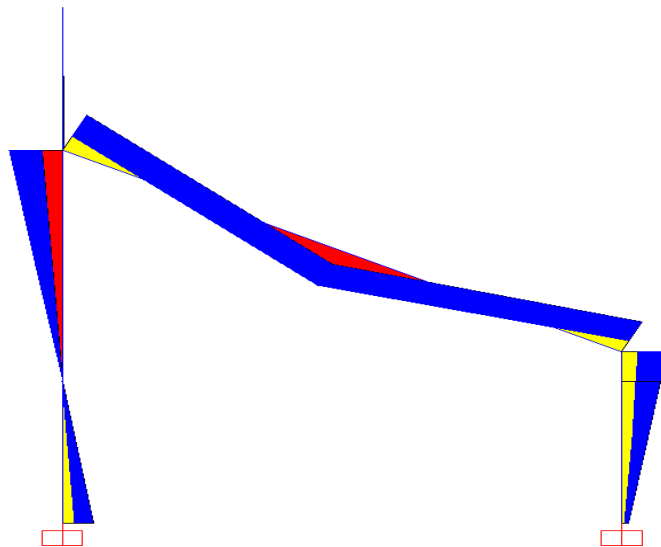


Diagrama "V" del pórtico.

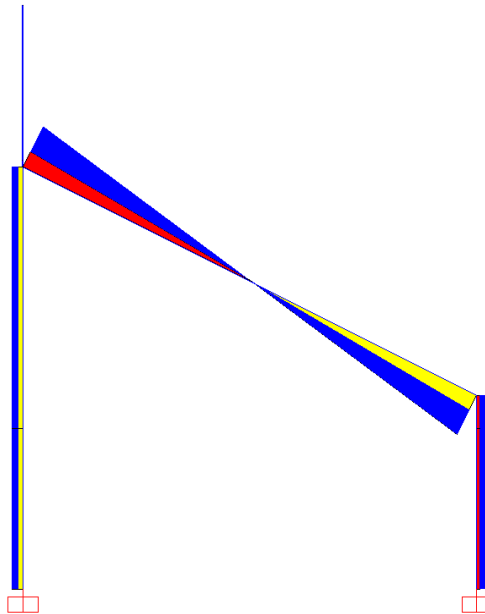


Diagrama "M" y "V" bajo cargas últimas.

Diagrama "M".

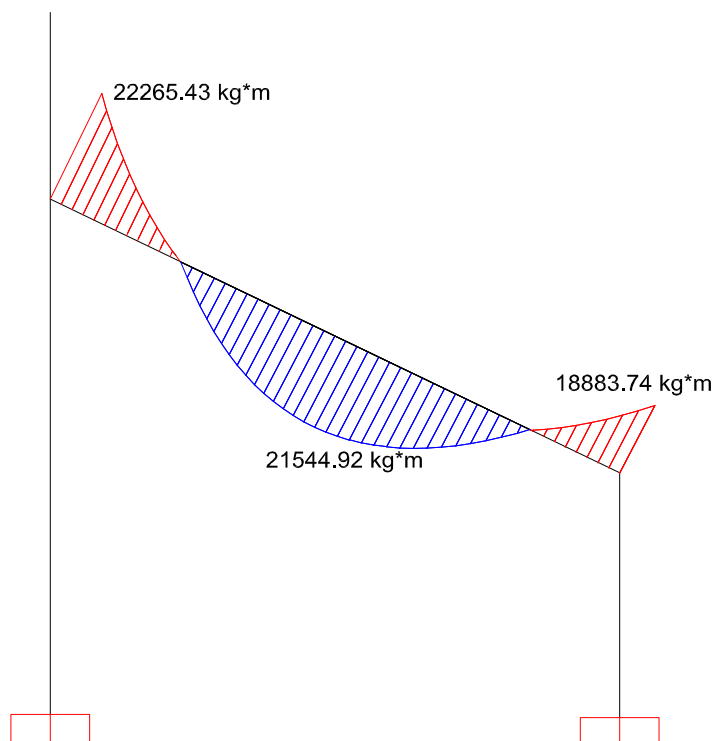


Diagrama “V”.



### DISEÑO DE LA VIGA GRUPO I MÁS SOLICITADA

$$f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b=40 \text{ cm, } h=50 \text{ cm, } r=2 \text{ cm, } d=48 \text{ cm, } \phi=0.90, \beta_1= 0.85$$

Determinación de la cuantía  $\rho$

$$Mu^+ = 2226543.00 \text{ kg*cm}$$

$$\rho = \frac{f_c' \left( \phi b d \pm \sqrt{\phi^2 b^2 d^2 - 2.36 b \phi \frac{Mu^+}{f_c'}} \right)}{1.18 \phi b d f_y}$$

$$\rho = \frac{210 * \left( 0.9 * 40 * 48 \pm \sqrt{0.9^2 * 40^2 * 48^2 - 2.36 * 40 * 0.9 * 2226543.00 / 210} \right)}{1.18 * 0.9 * 40 * 48 * 4200}$$

$$\rho = 0.00696$$

Cuantía mínima

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

Cuantía máxima

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

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f_c'}{f_y} \frac{6090}{6090 + f_y} = 0.85 * 0.85 \frac{210}{4200} * \frac{6090}{6090 + 4200} = 0.0214$$

$$\rho_{\max} = 0.75 * 0.0214 = 0.016$$

Donde debe cumplir

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

Armadura necesaria

$$A_s = \rho * b * d = 0.00696 * 40 * 48 = 13.36 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{\min} = \frac{14}{f_y} * b * d = \frac{14}{4200} * 40 * 48 = 6.4 \text{ cm}^2$$

Determinación de número de barra.

$$\text{Si: } \phi = 20 \text{ mm} \rightarrow A_{\phi} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{\phi}} = \frac{13.36}{2.85} = 4.69 \cong 5 \text{ barras}$$

Se tomará como armadura de diseño la armadura necesaria

$$\text{Para } 5 \phi = 20 \text{ mm} \rightarrow A_s = 14.25 \text{ cm}^2$$

$$Mu^- = 2154492.00 \text{ kg*cm}$$

$$\rho = 0.00672 > \rho_{\min}$$

Armadura necesaria

$$A_s = \rho * b * d = 0.00672 * 40 * 48 = 12.90 \text{ cm}^2$$

Determinación de número de barras.

Si:  $\phi = 20\text{mm} \rightarrow A_\phi = 2.85 \text{ cm}^2$

$$N^\circ \text{ barras} = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{12.90}{2.85} = 4.53 \cong 5 \text{ barras}$$

Se tomará como armadura de diseño la armadura necesaria

Para  $5 \phi = 20\text{mm} \rightarrow A_s = 14.25 \text{ cm}^2$

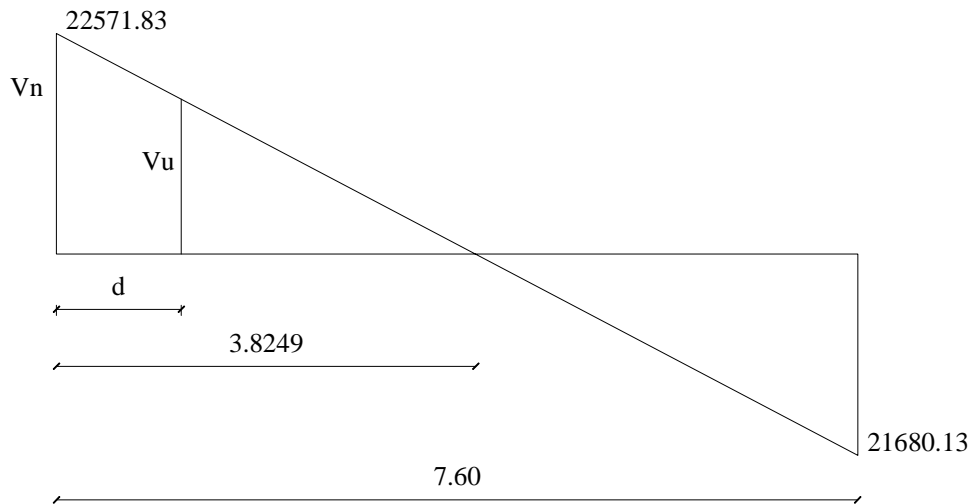
### DISEÑO A CORTE

$V_n = 22571.83 \text{ kg}$

$d = 50 - 2 = 48\text{cm}$

$L = 382.49\text{cm}$

Cálculo de  $vu$  a una distancia  $d$



$$\frac{L}{V_n} = \frac{L - d}{vu} \rightarrow \frac{382.49}{22571.83} = \frac{382.49 - 48}{vu} \Rightarrow vu = 19739.21 \text{ kg}$$

$$Vu = \frac{vu}{\phi * bw * d} = \frac{19739.21 \text{ kg}}{0.75 * 40 * 48} = 13.71 \text{ kg / cm}^2$$

## RESISTENCIA DEL CONCRETO

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} = 0.53 * \sqrt{210} = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{V_c}{2} = \frac{7.68}{2} = 3.84 \text{ kg}$$

$V_u > V_c \rightarrow$  Por lo que necesita armadura de corte

## ESFUERZO DEL ACERO

$$(V_u - V_c) = 13.71 - 7.68 = 6.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$2.12 * \sqrt{f'_c} = 2.12 * \sqrt{210} = 30.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$6.03 < 30.72$$

Determinación de las distancias donde se requiere armadura mínima

$$\frac{V}{3.8249} = \frac{V_u}{3.8249 - 0.48}$$

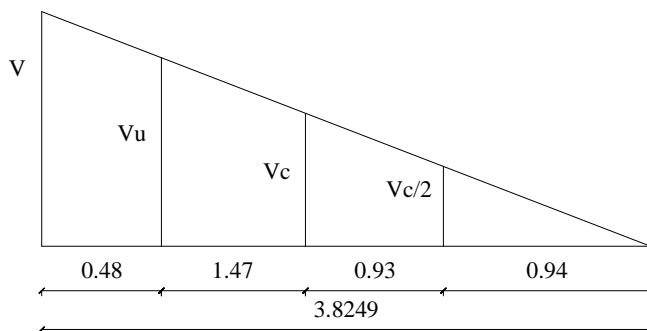
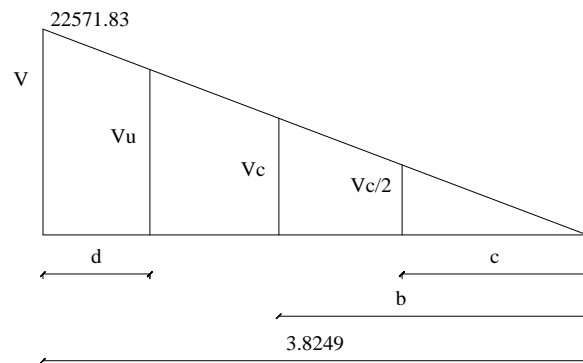
$$V = \frac{13.71}{3.8249 - 0.48} * 3.8249 = 15.68$$

$$\frac{15.68}{3.8249} = \frac{7.68}{b}$$

$$b = \frac{7.68 * 3.8249}{15.68} = 1.87 \text{ cm}$$

$$\frac{15.68}{3.8249} = \frac{3.84}{c}$$

$$c = \frac{3.84 * 3.8249}{15.68} = 0.94 \text{ cm}$$



Se utilizará estribos de 8 mm de diámetro con un área unitaria de  $0.49 \text{ cm}^2$  a una separación de 30 cm

$$A_v = 2 * A = 0.98 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la separación entre estribos

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

$$s = \frac{0.98 * 4200 * 48}{22571.83} = 8.75 \text{ cm} \cong 9 \text{ cm}$$

$$s_{\max} = \frac{A_v * f_y}{3.5 * b} = \frac{0.98 * 4200}{3.5 * 40} = 29.4 \cong 30 \text{ cm}$$

Número de estribos

$$N^{\circ} \text{ estribos} = \frac{7.60}{0.30} + 1 = 26 \text{ estribos}$$

## DISEÑO A TORSIÓN

$$f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{cp} = 40 * 48 = 1920 \text{ cm}^2$$

$$P_{cp} = 2 * (40 + 48) = 176 \text{ cm}^2$$

$$Tu = 415.1 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$\phi = 0.75$$

$$Tu \leq \phi * Tn$$

$$Tu \leq 0.27 * \phi * \sqrt{f_c'} * \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

$$415.1 \text{ kg} * \text{cm} \leq 61464.52 \text{ kg} * \text{cm} \quad \text{cumple}$$

## VERIFICACIÓN A LA DEFLEXIÓN

Para hacer esta verificación tomamos la misma viga y calculamos la deflexión bajo condiciones de carga de servicio.

$$I_{cr} < I_e < I_g$$

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 * I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] * I_{cr} \leq I_g$$

Donde:

$M_{cr}$  = Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_t}$$

$f_r$  = Módulo de rotura del hormigón

$$f_r = 2 * \sqrt{f_c'} = 2 * \sqrt{210} = 28.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_g = \frac{b * h^3}{12} = \frac{40 * 50^3}{12} = 416666.67 \text{ cm}^2$$

$$y_t = \frac{h}{2} = \frac{50}{2} - 2 - 1.27 = 21.73$$

$M_a = 911484 \text{ kg*cm}$

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_t} = \frac{28.98 * 416666.67}{21.73} = 555683.39 \text{ kg * cm}$$

Si  $\frac{M_{cr}}{M_a} < \frac{1}{3}$  es aceptable utilizar  $I_e = I_{cr}$

$$\frac{555683.39}{911484} < \frac{1}{3}$$

0.61 < 0.33      no cumple

Por ello utilizaremos las siguientes relaciones para calcular la inercia de la sección fisurada:

$$kd = \frac{\sqrt{2 * B * d + 1} - 1}{B}$$

$$d = 50 - \left(2 - \frac{2.85}{2}\right) = 49.43$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \cdot 10^6}{15000 \cdot \sqrt{210}} = 9.2$$

$$B = \frac{b}{n \cdot A_s} = \frac{40}{9.2 \cdot 13.36} = 0.33 \frac{1}{cm}$$

$$kd = \frac{\sqrt{2 \cdot 0.33 \cdot 49.43 + 1} - 1}{0.33} = 9.94 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{b \cdot kd^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - kd)^2 = \frac{40 \cdot 9.94^3}{3} + 9.2 \cdot 13.36 \cdot (49.43 - 9.94)^2 = 204771.13 \text{ cm}^4$$

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 * I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right) \right] * I_{cr} \leq I_g$$

$$I_e = \left( \frac{555683.39}{911484} \right)^3 * 416666.67 + \left[ 1 - \left( \frac{555683.39}{911484} \right) \right] * 204771.13 = 252783.92 \text{ cm}^4$$

$$y_{\max} = \frac{1}{384} * \frac{7.50 \cdot (760)^4}{15000 \cdot \sqrt{210} * 252783.92} = 0.12 \text{ cm}$$

$$y_{\text{admissible}} = \frac{L}{200} = \frac{760}{200} = 3.8 \text{ cm}$$

$$y_{\max} \leq y_{\text{admissible}}$$

$$0.12 \leq 3.8 \quad \text{cumple}$$

## DISEÑO DE LA VIGA GRUPO II MÁS SOLICITADA

Diagrama "M" del pórtico.

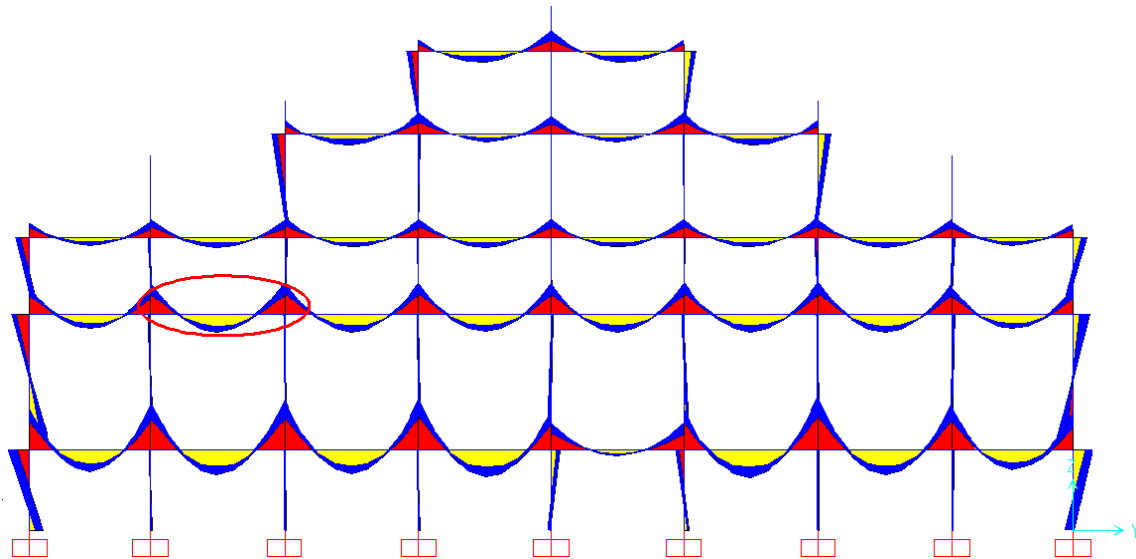


Diagrama "V" del pórtico.

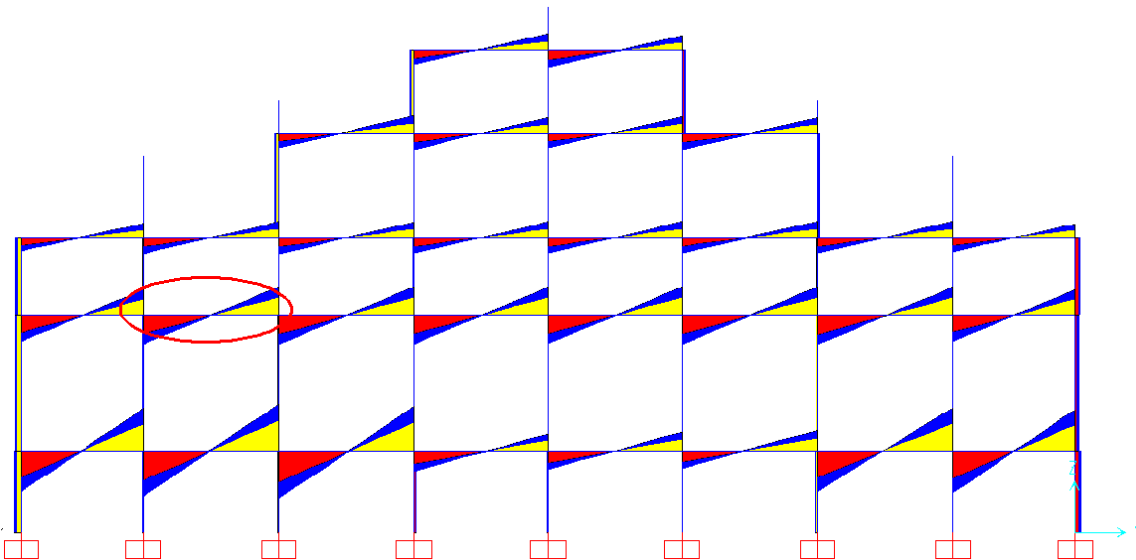


Diagrama “M” y “V” bajo cargas últimas.

Diagrama “M”.

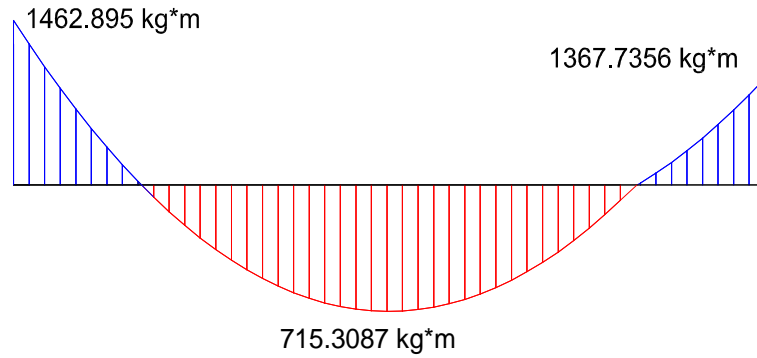
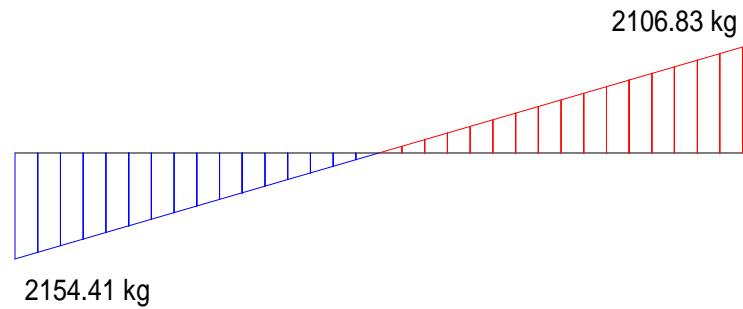


Diagrama “V”.



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

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b=20 \text{ cm}, \quad h=30 \text{ cm}, \quad r=2 \text{ cm}, \quad d=28 \text{ cm}, \quad \phi=0.90, \quad \beta_1=0.85$$

Determinación de la cuantía  $\rho$

$$Mu^+ = 71530.87 \text{ kg* cm}$$

$$\rho = \frac{f_c' \left( \phi b d \pm \sqrt{\phi^2 b^2 d^2 - 2.36 b \phi \frac{Mu^+}{f_c'}} \right)}{1.18 \phi b d f_y}$$

$$\rho = \frac{210 * \left( 0.9 * 20 * 28 \pm \sqrt{0.9^2 * 20^2 * 28^2 - 2.36 * 20 * 0.9 * 71530.87 / 210} \right)}{1.18 * 0.9 * 20 * 28 * 4200}$$

$$\rho = 0.00122 < \rho_{\min}$$

Armadura necesaria

$$A_s = \rho * b * d = 0.00122 * 20 * 28 = 0.68 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{\min} = \frac{14}{f_y} * b * d = \frac{14}{4200} * 20 * 28 = 1.87 \text{ cm}^2$$

Determinación de número de barras

$$\text{Si: } \phi = 12 \text{ mm} \rightarrow A_\phi = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ \text{ barras} = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{1.87}{1.27} = 1.47 \cong 2 \text{ barras}$$

Se tomará como armadura de diseño la armadura necesaria

$$\text{Para } 2 \phi = 12 \text{ mm} \rightarrow A_s = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$Mu^- = 146289.5 \text{ kg*cm}$$

$$\rho = 0.002544 < \rho_{\min}$$

Armadura necesaria

$$A_s = \rho * b * d = 0.00254 * 20 * 28 = 1.42 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_s = \rho * b * d = 0.00333 * 20 * 28 = 1.86 \text{ cm}^2$$

Determinación de número de barras

$$\text{Si: } \phi = 12 \text{ mm} \rightarrow A_\phi = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ \text{ barras} = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{1.86}{1.27} = 1.46 \cong 2 \text{ barras}$$

Se tomará como armadura de diseño la armadura necesaria

$$\text{Para } 2 \phi = 12 \text{ mm} \rightarrow A_s = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$Mu^- = 136773.56 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$\rho = 0.00237 < \rho_{\min}$$

Armadura necesaria

$$A_s = \rho * b * d = 0.00237 * 20 * 28 = 1.33 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_s = \rho * b * d = 0.00333 * 20 * 28 = 1.86 \text{ cm}^2$$

Determinación de número de barras

$$\text{Si: } \phi = 12\text{mm} \rightarrow A_\phi = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ \text{ barras} = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{1.86}{1.27} = 1.46 \cong 2 \text{ barras}$$

Se tomará como armadura de diseño la armadura necesaria

$$\text{Para } 2\phi = 12\text{mm} \rightarrow A_s = 2.54 \text{ cm}^2$$

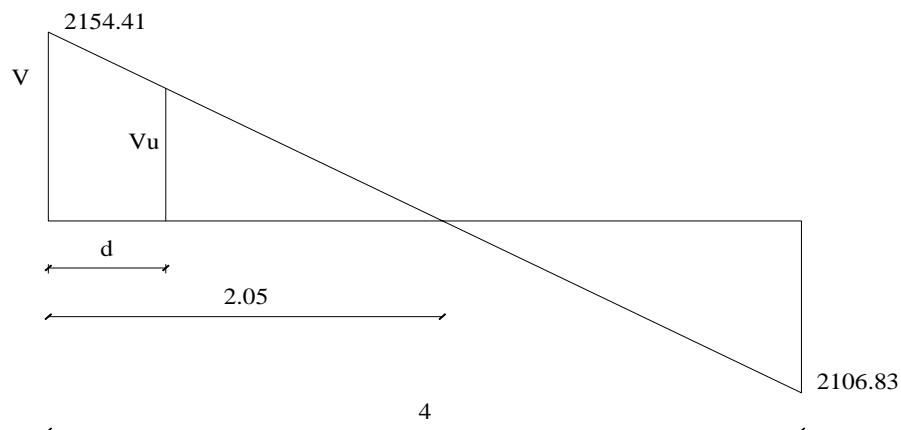
## DISEÑO A CORTE

$$V_n = 2154.41 \text{ kg}$$

$$d = 30 - 2 = 28\text{cm}$$

$$L = 205\text{cm}$$

Cálculo de  $v_u$  a una distancia  $d$



$$\frac{L}{V_n} = \frac{L-d}{vu} \rightarrow \frac{205}{2154.41} = \frac{205-28}{vu} \Rightarrow vu = 1860.15 \text{ kg}$$

$$Vu = \frac{vu}{\phi * bw * d} = \frac{1860.15 \text{ kg}}{0.75 * 20 * 28} = 4.43 \text{ kg/cm}^2$$

## RESISTENCIA DEL CONCRETO

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} = 0.53 * \sqrt{210} = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{V_c}{2} = \frac{7.68}{2} = 3.84 \text{ kg}$$

$Vu > V_c \rightarrow$  Por lo que no necesita armadura de corte

Determinación de las distancias donde se requiere armadura mínima

$$\frac{V}{2.05} = \frac{Vu}{2.05 - 0.28}$$

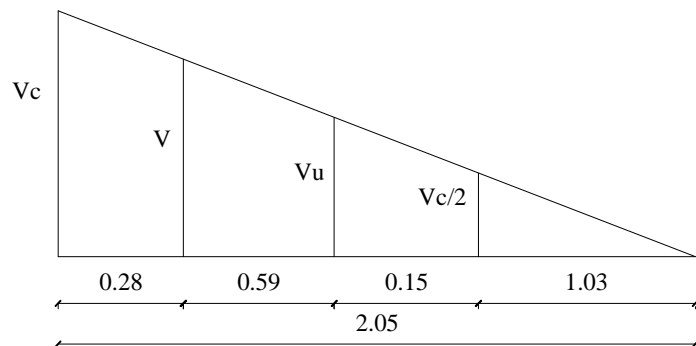
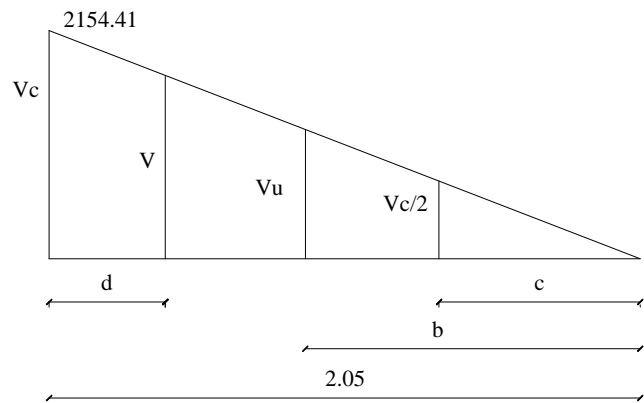
$$V = \frac{4.43}{2.05 - 0.28} * 2.05 = 5.13$$

$$\frac{7.68}{2.05} = \frac{4.43}{b}$$

$$b = \frac{4.43 * 2.05}{7.68} = 1.18 \text{ cm}$$

$$\frac{7.68}{2.05} = \frac{3.84}{c}$$

$$c = \frac{3.84 * 2.05}{7.68} = 1.03 \text{ cm}$$



Se utilizará estribos de 6 mm de diámetro con un área unitaria de  $0.32 \text{ cm}^2$  a una separación de 22 cm

$$A_v = 2 * A = 0.64 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la separación entre estribos

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

$$s = \frac{0.64 * 4200 * 28}{2154.41} = 34.93 \text{ cm} \cong 35 \text{ cm}$$

$$s_{\max} = \frac{A_v * f_y}{3.5 * b} = \frac{0.64 * 4200}{3.5 * 20} = 38.4 \text{ cm} \cong 39 \text{ cm}$$

Número de estribos

$$N^{\circ} \text{ estribos} = \frac{4}{0.22} + 1 = 19 \text{ estribos}$$

## VERIFICACIÓN A LA DEFLEXIÓN

Para hacer esta verificación tomamos la misma viga y calculamos la deflexión bajo condiciones de carga de servicio.

$$I_{cr} < I_e < I_g$$

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 * I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] * I_{cr} \leq I_g$$

Donde:

$M_{cr}$  = Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_t}$$

$f_r$  = Módulo de rotura del hormigón

$$f_r = 2 * \sqrt{f'_c} = 2 * \sqrt{210} = 28.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_g = \frac{b * h^3}{12} = \frac{20 * 30^3}{12} = 45000 \text{ cm}^2$$

$$y_t = \frac{h}{2} = \frac{30}{2} - 2 - 1.27 = 11.73$$

$$M_a = 50390.18 \text{ kg*cm}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_t} = \frac{28.98 * 45000}{11.73} = 111176.47 \text{ kg * cm}$$

Si  $\frac{M_{cr}}{M_a} < \frac{1}{3}$  es aceptable utilizar  $I_e = I_{cr}$

$$\frac{111176.47}{50390.18} < \frac{1}{3}$$

$$2.21 < 0.33 \quad \text{no cumple}$$

Por ello utilizaremos las siguientes relaciones para calcular la inercia de la sección fisurada:

$$kd = \frac{\sqrt{2 * B * d + 1} - 1}{B}$$

$$d = 30 - \left(2 - \frac{1.27}{2}\right) = 28.64$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 * 10^6}{15000 * \sqrt{210}} = 9.2$$

$$B = \frac{b}{n * A_s} = \frac{20}{9.2 * 1.87} = 1.16 \frac{1}{cm}$$

$$kd = \frac{\sqrt{2 * 1.16 * 28.64 + 1} - 1}{1.16} = 7.03 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{b * kd^3}{3} + n * A_s * (d - kd)^2 = \frac{20 * 7.03^3}{3} + 9.2 * 1.87 * (28.67 - 7.03)^2 = 10372.65 \text{ cm}^4$$

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 * I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)\right] * I_{cr} \leq I_g$$

$$I_e = \left(\frac{111176.47}{50390.18}\right)^3 * 45000 + \left[1 - \left(\frac{111176.47}{50390.18}\right)\right] * 10372.65 = 382267.50 \text{ cm}^4$$

$$y_{\max} = \frac{1}{384} * \frac{6 * (400)^4}{15000 * \sqrt{210} * 382267.50} = 0.0048 \text{ cm}$$

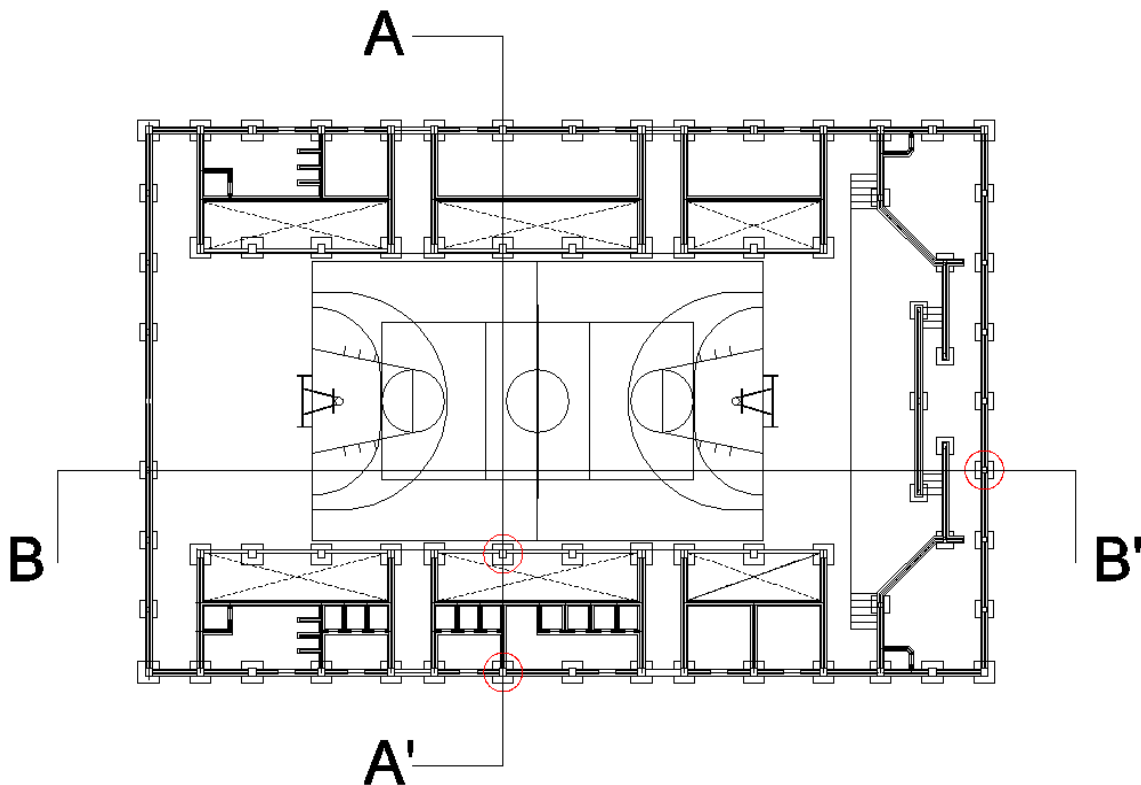
$$y_{admissible} = \frac{L}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm}$$

$$y_{max} \leq y_{admissible}$$

$$0.0048 \leq 2 \quad \text{cumple}$$

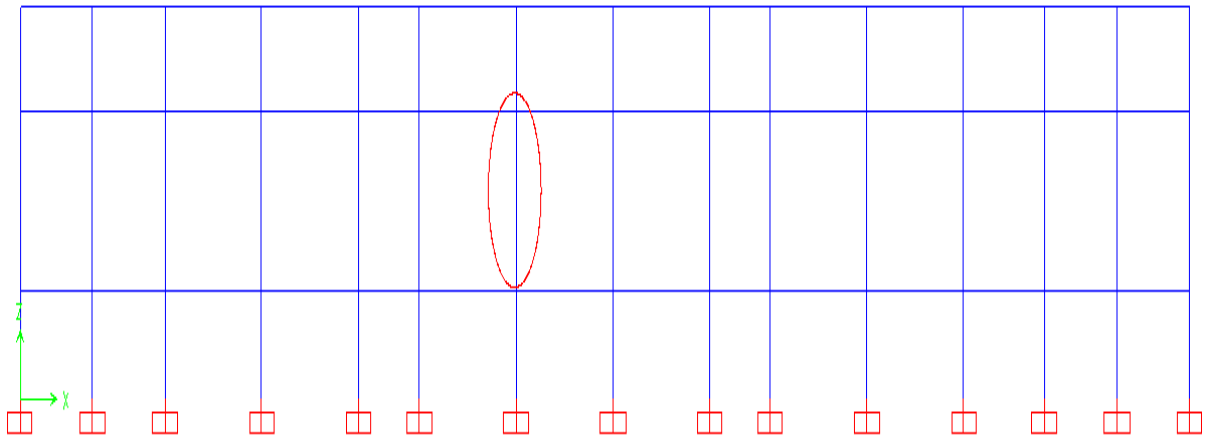
### 3.15. COMPROBACIÓN DE COLUMNAS

Para el dimensionamiento de las columnas se procedió a cargar los pórticos en el programa SAP-2000 para obtener las máximas solicitaciones, luego se dividieron las columnas en dos grupos; el Grupo I corresponde a columnas que sostiene la viga inclinada y graderías de sección 50cm\*40cm, Grupo II corresponde a todas las columnas restantes de sección 35cm\*20cm. Posteriormente se identificó a la columna más solicitada de cada grupo, a continuación se realizara la verificación manual para comprobar si los resultados coinciden con los obtenidos por el programa SAP-2000.

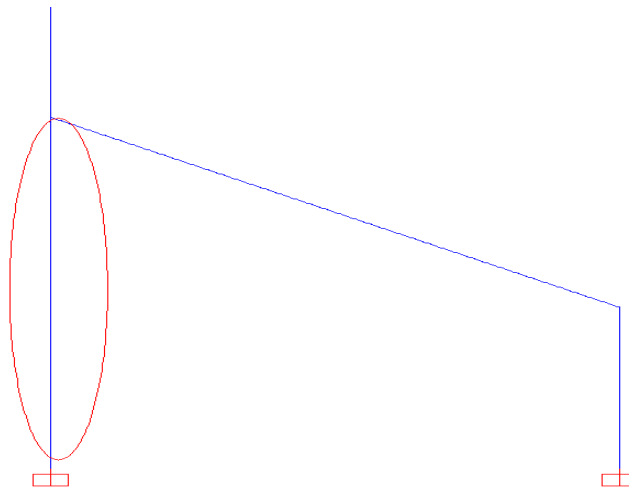


## DISEÑO DE LA COLUMNA GRUPO I EXTERIOR MÁS SOLICITADA

Pórtico del corte B-B'.



Pórtico del corte A-A'.



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

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

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

$$A = 2000 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 27.96 \text{ cm}^2$$

$$L = 365 \text{ cm}$$

$$P_u = 30171.38 \text{ kg}$$

$$M_x = 2150027.64 \text{ kg*cm}$$

$$M_y = 7192.61 \text{ kg*cm}$$

$$V = 5551.43 \text{ kg}$$

### VERIFICACIÓN DE LA ESBELTEZ

#### RADIO DE GIRO DE LA COLUMNA

$$r_y = 0.30 * h = 0.30 * 50 = 15 \text{ cm}$$

$$r_x = 0.30 * b = 0.30 * 40 = 12 \text{ cm}$$

#### RELACIÓN DE RIGIDEZ EN LOS PUNTOS A Y B EXTREMOS DE LA COLUMNA

$$\psi_A, \psi_B = \frac{\sum EI/L \text{ de las columnas}}{\sum EI/L \text{ de las vigas}} \qquad \psi_m = \frac{\psi_A + \psi_B}{2}$$

$$\psi_{A_y} = \frac{\frac{266666.67}{2.30} + \frac{266666.67}{4}}{\frac{20000}{4} + \frac{20000}{4} + \frac{416666.67}{7.60}} = 2.82$$

$$\psi_{B_y} = \frac{\frac{266666.67}{4} + \frac{266666.67}{2.4}}{\frac{266666.67}{4} + \frac{266666.67}{4}} = 13.33$$

$$\left. \begin{array}{l} \psi_{A_y} = 2.82 \\ \psi_{B_y} = 13.33 \end{array} \right\} \psi_m = 8.08$$

$$\psi_{A_x} = \frac{\frac{416666.7}{2.30} + \frac{416666.7}{4}}{\frac{45000}{4} + \frac{45000}{4} + \frac{266666.7}{7.60}} = 4.95$$

$$\psi_{B_x} = \frac{\frac{416666.7}{4} + \frac{416666.7}{2.4}}{\frac{106666.67}{4} + \frac{106666.67}{4}} = 5.21$$

$$\left. \begin{array}{l} \psi_{A_x} = 4.95 \\ \psi_{B_x} = 5.21 \end{array} \right\} \psi_m = 5.08$$

$$k_y = 0.9 * \sqrt{1 + \psi_m} = 0.9 * \sqrt{1 + 8.08} = 2.71$$

$$k_x = 0.9 * \sqrt{1 + \psi_m} = 0.9 * \sqrt{1 + 5.08} = 2.22$$

### RELACIÓN DE ESBELTEZ

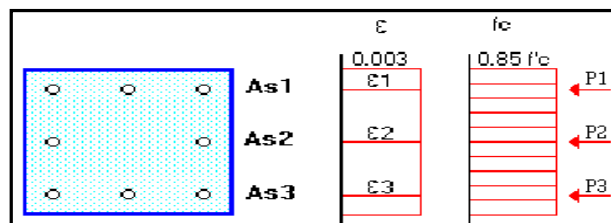
$$\lambda_y = \frac{k_y * L}{r_y} = \frac{2.71 * 365}{15} = 65.94 > 22$$

Diseño como columna esbelta

$$\lambda_x = \frac{k_x * L}{r_x} = \frac{2.22 * 365}{12} = 67.53 > 22$$

Diseño como columna esbelta

**PUNTO 1 DEL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN:** Se supone que todas las fibras tienen una deformación unitaria igual a la máxima deformación permitida en el hormigón  $\epsilon=0.003$  lo que equivale a que el eje neutro se encuentre en el infinito.



As1	12.12	cm <sup>2</sup>
As2	3.96	cm <sup>2</sup>
As3	12.12	cm <sup>2</sup>

Cálculo de deformaciones unitarias

$\epsilon_y$	0.002	
$\epsilon_{c1}$	0.003 >	0.002
$\epsilon_{c2}$	0.003 >	0.002
$\epsilon_{c3}$	0.003 >	0.002

Cálculo de esfuerzo en el acero

f <sub>s1</sub>	4200	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>s2</sub>	4200	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>s3</sub>	4200	kg/cm <sup>2</sup>

Cálculo de la fuerza de compresión en el hormigón

C <sub>c</sub>	357000	kg
----------------	--------	----

Cálculo de las fuerzas de compresión en el acero

P1	50904	kg
P2	16632	kg
P3	50904	kg

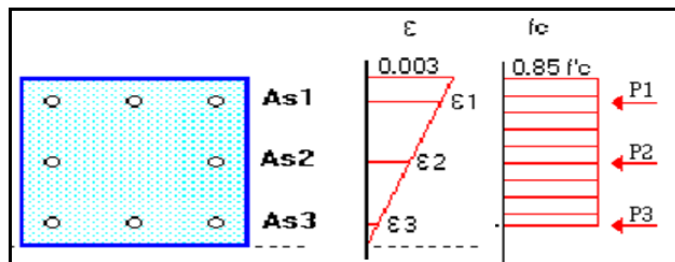
Cálculo de la carga axial nominal

Pn	475440	kg
----	--------	----

Cálculo del momento flector nominal con respecto al eje centroidal **x**:

Mn	0	Kg*cm
----	---	-------

**PUNTO 2 DEL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN:** El eje neutro es paralelo al eje **x**, y coincide con el borde inferior de la sección transversal de la columna. La deformación unitaria en el borde superior es la máxima admitida en el hormigón  $\epsilon = 0.003$ .



Cálculo de deformaciones unitarias

$\epsilon_{c1}$	0.0027 >	0.002
$\epsilon_{c2}$	0.0015 <	0.002
$\epsilon_{c3}$	0.0003 <	0.002

Cálculo de esfuerzo en el acero

$f_{s1}$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{s2}$	3150	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{s3}$	630	kg/cm <sup>2</sup>

Cálculo de la fuerza de compresión en el hormigón

Cc	321300	kg
----	--------	----

Cálculo de las fuerzas de compresión en el acero

P1	50904	kg
P2	12474	kg
P3	7635.6	kg

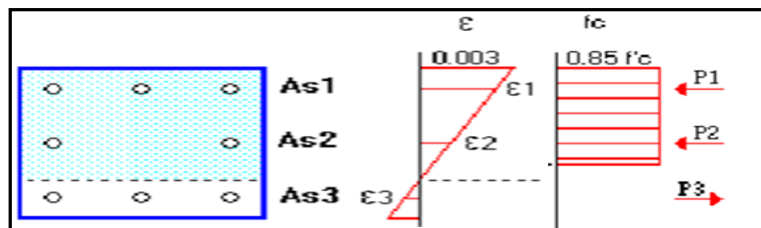
Cálculo de la carga axial nominal

Pn	392313.6	kg
----	----------	----

Cálculo del momento flector nominal con respecto al eje centroidal **x**:

Mn	1668618	Kg*cm
----	---------	-------

**PUNTO 3 DE DIAGRAMA DE INTERACCIÓN:** El eje neutro es paralelo al eje **x**, y está por encima del borde inferior de la sección transversal de la columna. La deformación unitaria en el borde superior es la máxima admitida en el hormigón  $\epsilon = 0.003$ .



Cálculo de deformaciones unitarias

$\epsilon c1$	0.00263 >	0.002
$\epsilon c2$	0.00113 <	0.002
$\epsilon c3$	0.00038 <	0.002

Cálculo de esfuerzo en el acero

$f_{s1}$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{s2}$	2373	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{s3}$	798	kg/cm <sup>2</sup>

Cálculo de la fuerza de compresión en el hormigón

Cc	217770	kg
----	--------	----

Cálculo de las fuerzas de compresión en el acero

P1	50904	kg
P2	9397.08	kg
P3	9671.76	kg

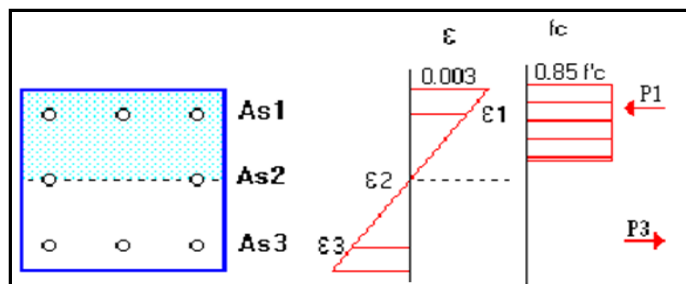
Cálculo de la carga axial nominal

Pn	268399.32	kg
----	-----------	----

Cálculo del momento flector nominal con respecto al eje centroidal x:

Mn	3334772.7	Kg*cm
----	-----------	-------

**PUNTO 4 DE DIAGRAMA DE INTERACCIÓN:** El eje neutro es paralelo al eje x, y por encima del centro de la sección transversal de la columna. La deformación unitaria en el borde superior es la máxima admitida en el hormigón  $\epsilon = 0.003$ .



Cálculo de deformaciones unitarias

$\epsilon_1$	0.0024 >	0.002
$\epsilon_2$		
$\epsilon_3$	0.0024 >	0.002

Cálculo de esfuerzo en el acero

$f_{s1}$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{s2}$		
$f_{s3}$	4200	kg/cm <sup>2</sup>

Cálculo de la fuerza de compresión en el hormigón

Cc	157080	kg
----	--------	----

Cálculo de las fuerzas de compresión en el acero

P1	50904	kg
P2		
P3	50904	kg

Cálculo de la carga axial nominal

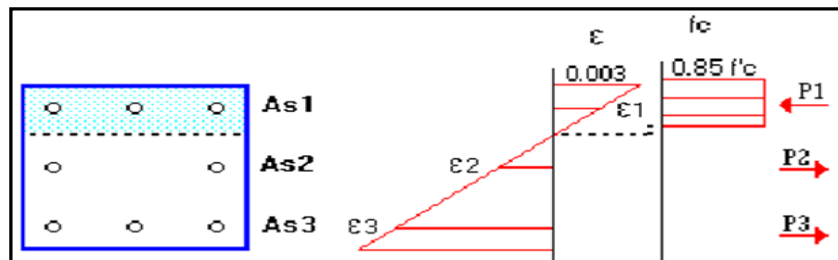
Pn	157080	kg
----	--------	----

Cálculo del momento flector nominal con respecto al eje centroidal  $x$ :

Mn	4235280	Kg*cm
----	---------	-------

**PUNTO 5 DE DIAGRAMA DE INTERACCIÓN:** El eje neutro es paralelo al eje  $x$ , y está por encima del centro de la sección transversal de la columna (la posición fue obtenida por tanteo hasta alcanzar flexión pura). La deformación unitaria en el borde superior es la máxima admitida en el hormigón  $\epsilon = 0.003$ .

Cálculo de deformaciones unitarias



$\epsilon c1$	0.00063 <	0.002
$\epsilon c2$	0.00883 >	0.002
$\epsilon c3$	0.01829 >	0.002

Cálculo de esfuerzo en el acero

fs1	1323	kg/ cm <sup>2</sup>
fs2	4200	kg/ cm <sup>2</sup>
fs3	4200	kg/ cm <sup>2</sup>

Cálculo de la fuerza de compresión en el hormigón

Cc	36699.6	kg
----	---------	----

Cálculo de las fuerzas de compresión en el acero

P1	16034.76	kg
P2	16632	kg
P3	50904	kg

Cálculo de la carga axial nominal

Pn	0	kg
----	---	----

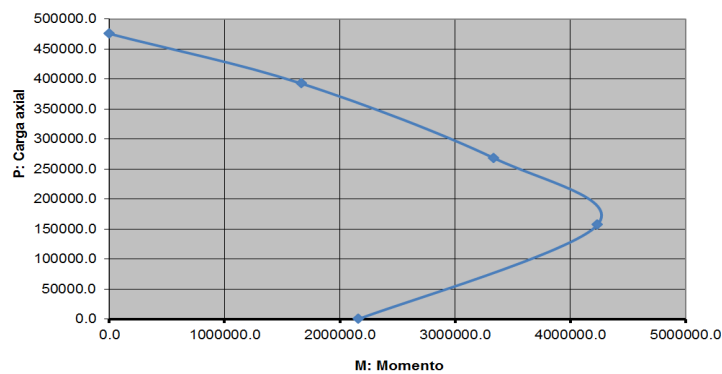
Cálculo del momento flector nominal con respecto al eje centroidal  $x$ :

Mn	2161947.23	Kg*cm
----	------------	-------

### MOMENTO ALREDEDOR DE EJE HORIZONTAL

Punto	Carga Nominales		Carga Ultimas f=0,90	
	Pn	Mn	Pn1	Mn1
1	475440	0	427896	0
2	392313.6	1668618	353082.24	1501756.2
3	268399.32	3334772.7	241559.39	3001295.4
4	157080	4235280	141372	3811752
5	0	2161947.228	0	1945752.5

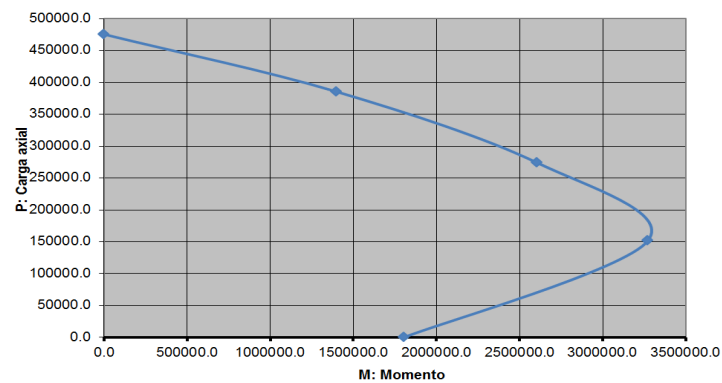
### CURVA DE INTERACCIÓN DE LA COLUMNA



### MOMENTO ALREDEDOR DE EJE VERTICAL

Punto	Carga Nominales		Carga Ultimas f=0,90	
	Pn	Mn	Pn1	Mn1
1	475440	0	427896	0
2	385424.8	1399421.1	346882	1259479.0
3	274081.5	2604459.4	246673.4	2344013.4
4	151725	3271957.5	136552.5	2944761.8
5	0	1803674	0	1623307

### CURVA DE INTERACCIÓN DE LA COLUMNA



## MÉTODO DE LA CARGA INVERSA

$$P_n \leq \frac{1}{\frac{1}{P_{ox}} + \frac{1}{P_{oy}} - \frac{1}{P_o}}$$

$$P_o = 0.85 * f'_c * (A_g - A_s) + A_s * f_y$$

$$P_o = 0.85 * 210 * (2000 - 27.96) + 27.96 * 4200 = 469441.14 \text{ kg}$$

$$P_{ox} = 270410.16 \text{ kg}$$

$$P_{oy} = 474888.74 \text{ kg}$$

$$P_n = 46417.51 \text{ kg}$$

$$46417.51 \text{ kg} \leq 272208.86 \text{ kg} \quad \text{cumple}$$

## MÉTODO DEL CONTORNO DE CARGA

$$P_o = 469441.14 \text{ kg}$$

$$P_n = 46417.51 \text{ kg}$$

De la figura (ver anexo) sacar  $\beta = 0.7$

$$\rho_b = \frac{A_s}{A_g} = \frac{27.96}{2000} = 0.014 \quad \omega = \frac{\rho_b * f_y}{f'_c} = \frac{0.014 * 4200}{210} = 0.3$$

$$\frac{P_n}{P_o} = \frac{46417.51}{469441.14} = 0.1 \quad \frac{\log 0.5}{\log \beta} = 1.9$$

$$M_{nx} = 3307734.8 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_{ny} = 11065.6 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_{nox} = 6319546.04 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_{noy} = 6319546.04 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$\left( \frac{M_{nx}}{M_{nox}} \right)^{\left( \frac{\log 0.5}{\log \beta} \right)} + \left( \frac{M_{ny}}{M_{noy}} \right)^{\left( \frac{\log 0.5}{\log \beta} \right)} \leq 1.0$$

$$0.3 \leq 1.0 \quad \text{cumple}$$

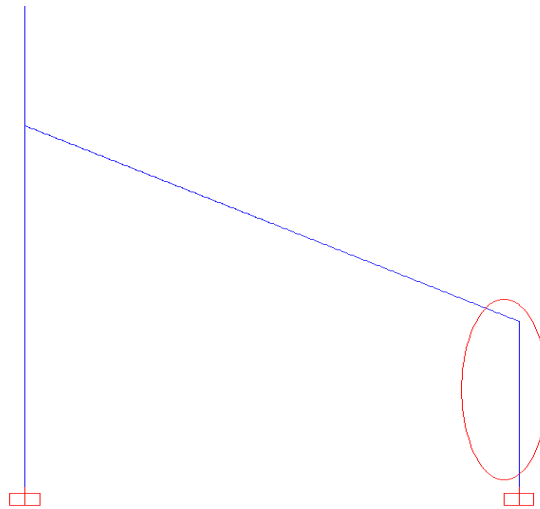
Se tomará como armadura de diseño la armadura necesaria:

$$\text{Para: } 4\phi=25\text{mm} \rightarrow A_s=20.27\text{cm}^2$$

$$4\phi=16\text{mm} \rightarrow A_s=7.92\text{ cm}^2$$

## DISEÑO DE LA COLUMNA GRUPO I INTERIOR MÁS SOLICITADA

Pórtico del corte A-A'



$$P_u = 29471.64 \text{ Kg}$$

$$A_g = 50 * 40 = 2000\text{cm}^2$$

$$A_s = 21.04 \text{ cm}^2 \text{ dato obtenido del programa}$$

$$\phi = 0.65$$

Como:

$$\phi P_n = \phi * 0.80 * [0.85 * f'_c * (A_g - A_s) + f_y * A_s]$$

$$\phi P_n = 0.65 * 0.80 * [0.85 * 210 * (2000 - 21.04) + 4200 * 21.04]$$

$$\phi P_n = 0.52 * [178.50 * (1978.96) + 88368]$$

$$\phi P_n = 229638.43$$

$$P_u \leq \phi P_n$$

$$29471.64 \leq 229638.43 \quad \text{cumple}$$

Se tomará como armadura de diseño la armadura necesaria:

$$\text{Para } 8\phi=20\text{mm} \rightarrow A_s=22.8 \text{ cm}^2$$

### SEPARACIÓN DE LOS ESTRIBOS

$$S=16.\phi = 16*1.6 = 25.6 \text{ cm}$$

$$S=18.\phi_{\text{estr}} = 18*0.8 = 14.4 \text{ cm}$$

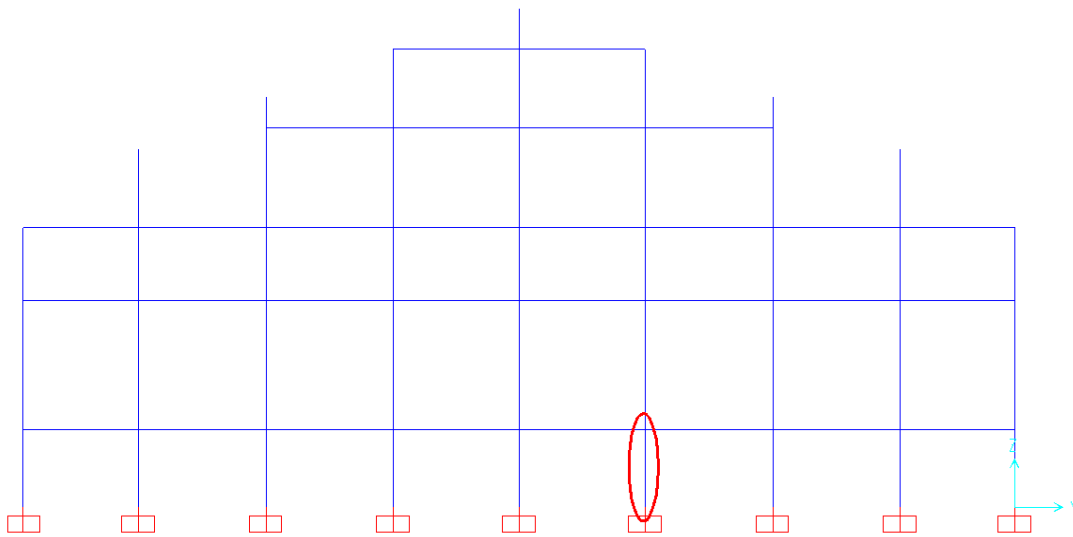
Dimensión menor de la sección = 40cm

Adoptó S = 15 cm

Diámetro estribo = 8 mm

### DISEÑO DE LA COLUMNA GRUPO II MÁS SOLICITADA

Pórtico del corte A-A'



$$P_u = 19418.39 \text{ Kg}$$

$$A_g = 25 * 30 = 750 \text{ cm}^2$$

$A_s = 7.50 \text{ cm}^2$  dato obtenido del programa

$$\phi = 0.65$$

Como:

$$\phi P_n = \phi * 0.80 * [0.85 * f'_c * (A_g - A_s) + f_y * A_s]$$

$$\phi P_n = 0.65 * 0.80 * [0.85 * 210 * (750 - 7.50) + 4200 * 7.50]$$

$$\phi P_n = 0.52 * [178.50 * (742.50) + 31500]$$

$$\phi P_n = 85298.85$$

$$P_u \leq \phi P_n$$

$$19418.39 \leq 85298.85 \quad \text{cumple}$$

Se tomará como armadura de diseño la armadura necesaria:

$$\text{Para } 4\phi = 16\text{mm} \rightarrow A_s = 7.92 \text{ cm}^2$$

### SEPARACIÓN DE LOS ESTRIBOS

$$S = 16\phi = 16 * 1.2 = 19.2 \text{ cm}$$

$$S = 18\phi_{\text{estr}} = 18 * 0.6 = 10.8 \text{ cm}$$

Dimensión menor de la sección = 20 cm

Adoptó S = 20 cm

Diámetro estribo = 6 mm

### 3.16. DISEÑO DE ZAPATAS

Para el diseño de las zapatas se procedió a cargar los pórticos en el programa SAP-2000 para obtener las máximas solicitaciones.

#### DISEÑO DE ZAPATA EXTERIOR

$$P_{CM} = 15809.458 \text{ kg}$$

$$P_{CV} = 6872.024 \text{ kg}$$

$$V_x = 46.6 \text{ kg}$$

$$V_y = 602.2 \text{ kg}$$

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

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_n = 1.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

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

$$\phi = 0.75$$

**DETERMINACIÓN DE PESO PROPIO ENTRE 5 A 10 % DE CV+CM  
TOMAREMOS 7 %**

$$P_p = 0.07 * (P_{CM} + P_{CV}) = 0.07 * (15809.458 + 6872.024) = 1587.70 \text{ kg}$$

**PESO TOTAL**

$$P_T = P_{CM} + P_{CV} + P_p = 15809.458 + 6872.024 + 1587.70 = 24269.18 \text{ kg}$$

**ÁREA REQUERIDA**

$$A_Z = \frac{P_T}{\sigma_n} = \frac{24269.18}{1.70} = 14275.99 \text{ cm}^2$$

Donde se determina los lados de la zapata

$$L = \sqrt{A_Z} + \frac{a-b}{2} = \sqrt{14275.99} + \frac{50-40}{2} = 124.48 \text{ cm}$$

$$S = \sqrt{A_Z} - \frac{a-b}{2} = \sqrt{14275.99} - \frac{50-40}{2} = 114.48 \text{ cm}$$

Adoptó

$$\mathbf{L = 140 \text{ cm} \quad , \quad \mathbf{S = 140 \text{ cm}}$$

Mi área adoptada será  $A_{ZA}$

$$A_{ZA} = 140 * 140 = 19600 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{nu} = \frac{P_T}{A_{ZA}} = \frac{24269.18}{19600} = 1.24 \text{ kg/cm}^2 < 1.70 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{cumple}$$

Cargas mayoradas

$$P_u = 1.2 * P_{CM} + 1.6 P_{CV} = 1.2 * (15809.458 + 1587.70) + 1.6 * 6872.024 = 31871.83 \text{ kg}$$

$$\sigma_{mu} = \frac{P_u}{A_{ZA}} = \frac{31871.83}{19600} = 1.63 \text{ kg/cm}^2 < 1.70 \quad \text{cumple}$$

$$\beta_c \leq 2 \quad \Rightarrow \quad V_c = 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$\beta_c = \frac{\text{lado mayor}}{\text{lado menor}} = \frac{140}{140} = 1 \quad \Rightarrow \quad 1 \leq 2 \quad \text{cumple}$$

$$b_o = 2 * (m + d) + 2 * (n + d) \quad \Leftrightarrow \quad b_o = 2 * (50 + d) + 2 * (40 + d) = 180 + 4d$$

$$V_c = 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d \quad \Leftrightarrow \quad V_c = 1.06 * \sqrt{f'_c} * (180 + 4d) * d$$

$$V_u = P_u - \sigma_{nu} * m * n \quad \Leftrightarrow \quad V_u = 31871.83 - 1.63 * (50 + d) * (40 + d)$$

$$\frac{V_u}{\phi} \leq V_c$$

$$31871.83 - 1.63 * (200 + 90d + d^2) = 0.75 * 1.06 * \sqrt{210} * (180 * d + 4d^2)$$

Resolviendo la ecuación obtenemos:

$$d = 11.41 \text{ cm}$$

Por lo tanto la altura  $d$  será de 15 cm mínimo como recomienda la norma por su colocación esta altura se debe añadirle un recubrimiento de 7.5 m.

La altura total de la zapata está dada de la siguiente forma:

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

Por tanto:

$$d = 30 - 7.5 - \frac{1.2}{2} = 21.9 \text{ cm}$$

## VERIFICACIÓN A VUELCO

Dirección en " x "

$$M_{estabilizante} = 31871.83 * 70 = 2231028.10 \text{ kg*cm}$$

$$M_{desestabilizante} = 46.6 * 21.9 = 1020.54 \text{ kg*cm}$$

$$\gamma = \frac{2231028.10}{1020.54} = 2186.125 > 1.5 \quad \text{cumple}$$

Dirección en " y "

$$M_{estabilizante} = 31871.83 * 70 = 2231028.10 \text{ kg*cm}$$

$$M_{desestabilizante} = 602.2 * 21.9 = 13188.18 \text{ kg*cm}$$

$$\gamma = \frac{M_{estabilizante}}{M_{desestabilizante}}$$

$$\gamma = \frac{2231028.10}{13188.18} = 169.17 > 1.5 \quad \text{cumple}$$

### VERIFICACIÓN AL DESLIZAMIENTO

$$A_{ZA} * Cd \geq V_{x,y} * \gamma_s \quad \Leftrightarrow \quad \lambda_s = \frac{A_{ZA} * Cd}{V_{x,y}} \geq 1.5$$

$$Cd = 0.5 * C = 0.5 * 0.1 = 0.05$$

Dirección en " x "

$$\lambda_s = \frac{19600 * 0.05}{46.6} = 21.03 \geq 1.5 \quad \text{cumple}$$

Dirección en " y "

$$\lambda_s = \frac{19600 * 0.05}{602.2} = 1.63 \geq 1.5 \quad \text{cumple}$$

### VERIFICACIÓN AL CORTANTE

$$V_{du} = (\sigma_{nu} * S) * (Lv - d) = (1.63 * 140) * \left( \left( \frac{140 - 40}{2} \right) - 21.29 \right) = 6551.62 \text{ kg}$$

$$V_n = \frac{V_{du}}{\phi} = \frac{6551.62}{0.75} = 8735.49 \text{ kg}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.53 * \sqrt{210} * 140 * 21.9 = 23548.19 \text{ kg}$$

$$V_c > V_n$$

$$23548.19 > 8753.49 \quad \text{cumple}$$

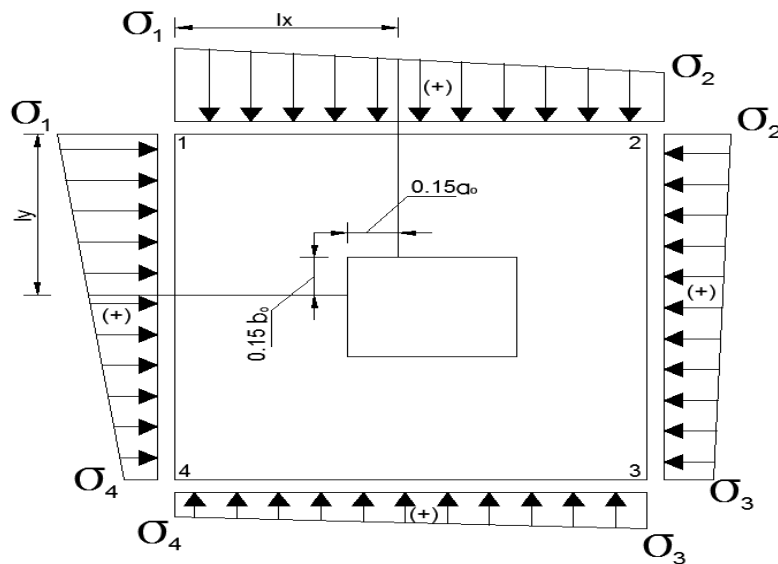
## DISEÑO POR FLEXION

$$\sigma_1 = \frac{31871.83}{19600} + \frac{6 \cdot 1020.54}{140 \cdot 140^2} + \frac{6 \cdot 13188.18}{140^2 \cdot 140} = 1.66 \text{ kg/cm}^2 < 1.7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_2 = \frac{31871.83}{19600} - \frac{6 \cdot 1020.54}{140 \cdot 140^2} + \frac{6 \cdot 13188.18}{140^2 \cdot 140} = 1.65 \text{ kg/cm}^2 < 1.7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{cumple}$$

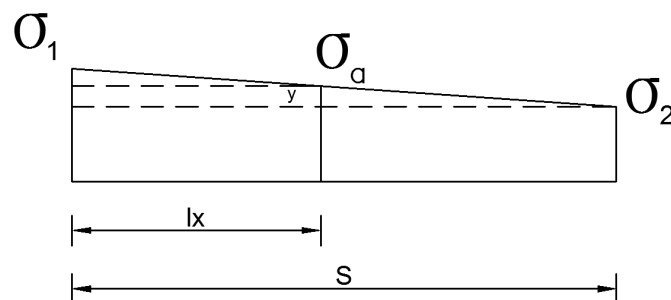
$$\sigma_3 = \frac{31871.83}{19600} + \frac{6 \cdot 1020.54}{140 \cdot 140^2} - \frac{6 \cdot 13188.18}{140^2 \cdot 140} = 1.60 \text{ kg/cm}^2 < 1.7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_4 = \frac{31871.83}{19600} - \frac{6 \cdot 1020.54}{140 \cdot 140^2} - \frac{6 \cdot 13188.18}{140^2 \cdot 140} = 1.59 \text{ kg/cm}^2 < 1.7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{cumple}$$



Dirección en "x"

$$l_x = \frac{(S-a)}{2} \cdot 0.15 \cdot a = \frac{(140-50)}{2} + 0.15 \cdot 50 = 52.5 \text{ cm}$$



Por trigonometría

$$y = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{S} * (S - l_x) = \frac{(1.66 - 1.65)}{140} * (140 - 52.5) = 0.006 \text{ cm}$$

$$\sigma_a + y = 1.65 + 0.006 = 1.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_a = \frac{\sigma_a * l_x^2}{2} + \frac{1}{3} * (\sigma_1 - \sigma_2) * l_x^2$$

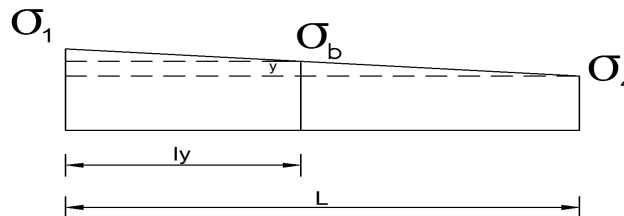
$$M_a = \frac{1.66 * 52.5^2}{2} + \frac{1}{3} * (1.66 - 1.65) * 52.5^2 = 2296.87 \text{ kg * cm}$$

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * S * d}{f_y} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_a}{0.85 * \phi * f'_c * L * d^2}} \right]$$

$$A_s = \frac{0.85 * 210 * 140 * 21.9}{4200} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2296.87}{0.85 * 0.9 * 210 * 140 * 21.9^2}} \right] = 0.028 \text{ cm}^2$$

Dirección en " y "

$$l_y = \frac{(L - b)}{2} * 0.15 * b = \frac{(150 - 40)}{2} + 0.15 * 40 = 61 \text{ cm}$$



Por trigonometría

$$y = \frac{(\sigma_1 - \sigma_4)}{L} * (L - l_y) = \frac{(1.66 - 1.59)}{140} * (140 - 61) = 0.040 \text{ cm}$$

$$\sigma_b + y = 1.59 + 0.040 = 1.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_a = \frac{\sigma_b * l_y^2}{2} + \frac{1}{3} * (\sigma_1 - \sigma_4) * l_y^2$$

$$M_b = \frac{1.63 * 61^2}{2} + \frac{1}{3} * (1.66 - 1.59) * 61^2 = 3119.43 \text{ kg * cm}$$

$$A_s = \frac{0.85 * 210 * 140 * 21.9}{4200} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3119.43}{0.85 * 0.9 * 210 * 140 * 21.9^2}} \right] = 0.038 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} * L * d = 0.0018 * 140 * 21.9 = 5.52 \text{ cm}^2$$

Determinación de número de barras

$$\phi = 12 \text{ mm} \quad A_{\phi} = 1.27 \text{ cm}^2 \quad N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{\phi}} = \frac{5.52}{1.27} = 4.35 \cong 6 \text{ barras}$$

$$s = \frac{b - 2 * r * \phi}{n - 1} = \frac{140 - 2 * 7.5 * 1.27}{6 - 1} = 24.19 \text{ cm} \cong 25 \text{ cm}$$

Por lo tanto asumo armadura de:

$$A_s = 5.52 \text{ cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad \text{Ø } 12 \text{ mm} \quad c/25 \text{ cm}$$

### DISEÑO DE ZAPATA INTERIOR

$$P_{CM} = 13479.419 \text{ kg}$$

$$P_{CV} = 8310.22 \text{ kg}$$

$$V_x = 49.08 \text{ kg}$$

$$V_y = 599.96 \text{ kg}$$

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

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_n = 1.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

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

$$\phi = 0.75$$

**DETERMINACIÓN DE PESO PROPIO ENTRE 5 A 10 % DE CV+CM  
TOMAREMOS 7 %**

$$Pp = 0.07 * (P_{CM} + P_{CV}) = 0.07 * (13479.419 + 8310.22) = 1525.27 \text{ kg}$$

## PESO TOTAL

$$P_T = P_{CM} + P_{CV} + P_p = 13479.419 + 8310.22 + 1525.27 = 23314.91 \text{ kg}$$

## ÁREA REQUERIDA

$$A_z = \frac{P_T}{\sigma_n} = \frac{23314.91}{1.70} = 13714.65 \text{ cm}^2$$

Donde se determina los lados de la zapata

$$L = \sqrt{A_z} + \frac{a-b}{2} = \sqrt{13714.65} + \frac{50-40}{2} = 122.11 \text{ cm}$$

$$S = \sqrt{A_z} - \frac{a-b}{2} = \sqrt{13714.65} - \frac{50-40}{2} = 112.11 \text{ cm}$$

Adoptó

$$\mathbf{L = 140 \text{ cm} \quad , \quad \mathbf{S = 140 \text{ cm}}$$

Mi área adoptada será  $A_{ZA}$

$$A_{ZA} = 140 * 140 = 19600 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{nu} = \frac{P_T}{A_{ZA}} = \frac{23314.91}{19600} = 1.19 \text{ kg/cm}^2 < 1.70 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{cumple}$$

Cargas mayoradas

$$P_u = 1.2 * P_{CM} + 1.6 P_{CV} = 1.2 * (13479.419 + 1525.27) + 1.6 * 8310.22 = 31301.98 \text{ kg}$$

$$\sigma_{nu} = \frac{P_u}{A_{ZA}} = \frac{31301.98}{19600} = 1.60 \text{ kg/cm}^2 < 1.70 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\beta_c \leq 2 \quad \Rightarrow \quad V_c = 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$\beta_c = \frac{\text{lado mayor}}{\text{lado menor}} = \frac{140}{140} = 1 \quad \Rightarrow \quad 1 \leq 2 \quad \text{cumple}$$

$$b_o = 2 * (m + d) + 2 * (n + d) \quad \Leftrightarrow \quad b_o = 2 * (50 + d) + 2 * (40 + d) = 180 + 4d$$

$$V_c = 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d \quad \Leftrightarrow \quad V_c = 1.06 * \sqrt{f'_c} * (180 + 4d) * d$$

$$Vu = P_u - \sigma_{nu} * m * n \quad \Leftrightarrow \quad Vu = 31301.98 - 1.60 * (50 + d) * (40 + d)$$

$$\frac{Vu}{\phi} \leq Vc$$

$$31301.98 - 1.60 * (200 + 90d + d^2) = 0.75 * 1.06 * \sqrt{210} * (180 * d + 4d^2)$$

Resolviendo la ecuación obtenemos:

$$d = 11.25 \text{ cm}$$

Por lo tanto la altura  $d$  será de 15 cm mínimo como recomienda la norma por su colocación esta altura se debe añadirle un recubrimiento de 7.5 m.

La altura total de la zapata está dada de la siguiente forma:

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

Por tanto:

$$d = 30 - 7.5 - \frac{1.27}{2} = 21.9 \text{ cm}$$

## VERIFICACIÓN A VUELCO

Dirección en " x "

$$M_{estabilizante} = 31301.98 * 70 = 2191138.60 \text{ kg*cm}$$

$$M_{desestabilizante} = 49.08 * 21.9 = 1074.85 \text{ kg*cm}$$

$$\gamma = \frac{2191138.60}{1074.85} = 2038.6 > 1.5 \quad \text{cumple}$$

Dirección en " y "

$$M_{estabilizante} = 31301.98 * 70 = 2191138.60 \text{ kg*cm}$$

$$M_{desestabilizante} = 599.96 * 21.9 = 13139.1 \text{ kg*cm}$$

$$\gamma = \frac{M_{estabilizante}}{M_{desestabilizante}}$$

$$\gamma = \frac{2191138.60}{13139.1} = 166.8 > 1.5 \quad \text{cumple}$$

### VERIFICACIÓN AL DESLIZAMIENTO

$$A_{ZA} * Cd \geq V_{x,y} * \gamma_s \quad \Leftrightarrow \quad \lambda_s = \frac{A_{ZA} * Cd}{V_{x,y}} \geq 1.5$$

$$Cd = 0.5 * C = 0.5 * 0.1 = 0.05$$

Dirección en " x "

$$\lambda_s = \frac{19600 * 0.05}{49.08} = 199.67 \geq 1.5 \quad \text{cumple}$$

Dirección en " y "

$$\lambda_s = \frac{19600 * 0.05}{599.96} = 1.63 \geq 1.5 \quad \text{cumple}$$

### VERIFICACIÓN AL CORTANTE

$$V_{du} = (\sigma_{nu} * S) * (Lv - d) = (1.60 * 140) * \left( \left( \frac{140 - 40}{2} \right) - 21.9 \right) = 6294.4 \text{ kg}$$

$$V_n = \frac{V_{du}}{\phi} = \frac{6294.4}{0.75} = 8392.5 \text{ kg}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d = 0.53 * \sqrt{210} * 140 * 21.9 = 23548.2 \text{ kg}$$

$$V_c > V_n$$

$$23548.2 > 8392.5 \quad \text{cumple}$$

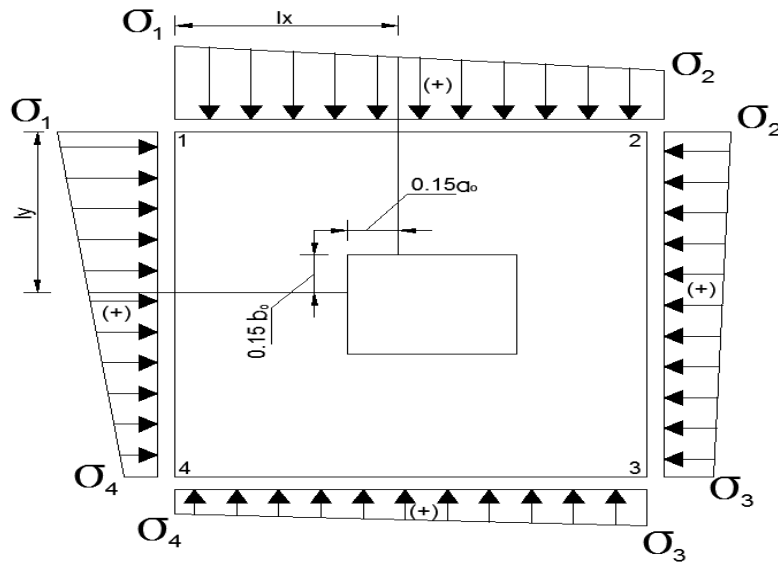
### DISEÑO POR FLEXION

$$\sigma_1 = \frac{31301.98}{19600} + \frac{6 * 1074.85}{140 * 140^2} + \frac{6 * 13139.1}{140^2 * 140} = 1.63 \text{ kg/cm}^2 < 1.7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_2 = \frac{31301.98}{19600} - \frac{6 * 1074.85}{140 * 140^2} + \frac{6 * 13139.1}{140^2 * 140} = 1.62 \text{ kg/cm}^2 < 1.7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{cumple}$$

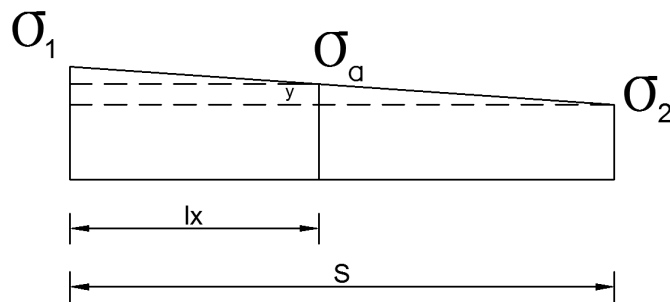
$$\sigma_3 = \frac{31301.98}{19600} + \frac{6 * 1074.85}{140 * 140^2} - \frac{6 * 13139.1}{140^2 * 140} = 1.57 \text{ kg/cm}^2 < 1.7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_4 = \frac{31301.98}{19600} - \frac{6 * 1074.85}{140 * 140^2} - \frac{6 * 13139.1}{140^2 * 140} = 1.56 \text{ kg/cm}^2 < 1.7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{cumple}$$



Dirección en " x "

$$l_x = \frac{(S-a)}{2} * 0.15 * a = \frac{(140-50)}{2} + 0.15 * 50 = 52.5 \text{ cm}$$



Por trigonometría

$$y = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{S} * (S - l_x) = \frac{(1.63 - 1.62)}{140} * (140 - 52.5) = 0.0063 \text{ cm}$$

$$\sigma_a + y = 1.62 + 0.0063 = 1.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_a = \frac{\sigma_a * l_x^2}{2} + \frac{1}{3} * (\sigma_1 - \sigma_2) * l_x^2$$

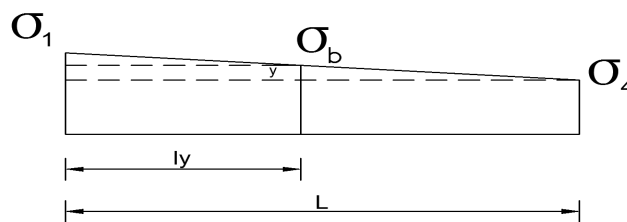
$$M_a = \frac{1.63 * 52.5^2}{2} + \frac{1}{3} * (1.63 - 1.62) * 52.5^2 = 2255.5 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$A_s = \frac{0.85 * f_c' * S * d}{f_y} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_a}{0.85 * \phi * f_c' * L * d^2}} \right]$$

$$A_s = \frac{0.85 * 210 * 140 * 21.9}{4200} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2255.5}{0.85 * 0.9 * 210 * 140 * 21.9^2}} \right] = 0.03 \text{ cm}^2$$

Dirección en " y "

$$l_y = \frac{(L-b)}{2} * 0.15 * b = \frac{(140-40)}{2} + 0.15 * 40 = 56 \text{ cm}$$



Por trigonometría

$$y = \frac{(\sigma_1 - \sigma_4)}{L} * (L - l_y) = \frac{(1.63 - 1.56)}{140} * (140 - 56) = 0.042 \text{ cm}$$

$$\sigma_b + y = 1.56 + 0.042 = 1.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_a = \frac{\sigma_b * l_y^2}{2} + \frac{1}{3} * (\sigma_1 - \sigma_4) * l_y^2$$

$$M_b = \frac{1.60 * 56^2}{2} + \frac{1}{3} * (1.63 - 1.56) * 56^2 = 2581.97 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$A_s = \frac{0.85 * 210 * 140 * 21.9}{4200} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2581.97}{0.85 * 0.9 * 210 * 140 * 21.9^2}} \right] = 0.03 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} * L * d = 0.0018 * 140 * 21.9 = 5.52 \text{ cm}^2$$

Determinación de número de barras

$$\phi = 12\text{mm} \quad A_{\phi} = 1.27\text{cm}^2 \quad N^{\circ} \text{barras} = \frac{A_s}{A_{\phi}} = \frac{5.52}{1.27} = 4.35 \cong 6 \text{barras}$$

$$s = \frac{b - 2 * r * \phi}{n - 1} = \frac{140 - 2 * 7.5 * 1.27}{6 - 1} = 24.19\text{cm} \cong 25\text{cm}$$

Por lo tanto asumo armadura de:

$$A_s = 5.52 \text{ cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad \text{Ø}12 \text{ mm} \quad \text{c/ } 25\text{cm}$$

### DISEÑO DE ZAPATA FRONTAL

$$P_{CM} = 13870.23 \text{ kg}$$

$$P_{CV} = 1428.96 \text{ kg}$$

$$V_x = 47.22 \text{ kg}$$

$$V_y = 68.29 \text{ kg}$$

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

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_n = 1.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

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

$$\phi = 0.75$$

**DETERMINACIÓN DE PESO PROPIO ENTRE 5 A 10 % DE CV+CM  
TOMAREMOS 7 %**

$$Pp = 0.07 * (P_{CM} + P_{CV}) = 0.07 * (13870.23 + 1428.96) = 1070.94 \text{ kg}$$

**PESO TOTAL**

$$P_T = P_{CM} + P_{CV} + Pp = 13870.23 + 1428.96 + 1070.94 = 16370.13 \text{ kg}$$

## ÁREA REQUERIDA

$$A_z = \frac{P_T}{\sigma_n} = \frac{16370.13}{1.70} = 9629.49 \text{ cm}^2$$

Donde se determina los lados de la zapata

$$L = \sqrt{A_z} + \frac{a-b}{2} = \sqrt{9629.49} + \frac{30-25}{2} = 100.63 \text{ cm}$$

$$S = \sqrt{A_z} - \frac{a-b}{2} = \sqrt{9629.49} - \frac{30-25}{2} = 97.15 \text{ cm}$$

Adoptó

$$L = 110 \text{ cm} \quad , \quad S = 110 \text{ cm}$$

Mi área adoptada será  $A_{ZA}$

$$A_{ZA} = 110 * 110 = 12100 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{nu} = \frac{P_T}{A_{ZA}} = \frac{16370.13}{12100} = 1.35 \text{ kg/cm}^2 < 1.70 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{cumple}$$

Cargas mayoradas

$$P_u = 1.2 * P_{CM} + 1.6 P_{CV} = 1.2 * (13870.23 + 1070.94) + 1.6 * 1428.96 = 20215.74 \text{ kg}$$

$$\sigma_{nu} = \frac{P_u}{A_{ZA}} = \frac{20215.74}{12100} = 1.67 \text{ kg/cm}^2 < 1.70 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\beta_c \leq 2 \quad \Rightarrow \quad V_c = 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$\beta_c = \frac{\text{lado mayor}}{\text{lado menor}} = \frac{140}{140} = 1 \quad \Rightarrow \quad 1 \leq 2 \quad \text{cumple}$$

$$b_o = 2 * (m + d) + 2 * (n + d) \quad \Leftrightarrow \quad b_o = 2 * (30 + d) + 2 * (25 + d) = 110 + 4d$$

$$V_c = 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d \quad \Leftrightarrow \quad V_c = 1.06 * \sqrt{f'_c} * (110 + 4d) * d$$

$$V_u = P_u - \sigma_{nu} * m * n \quad \Leftrightarrow \quad V_u = 20215.74 - 1.67 * (30 + d) * (25 + d)$$

$$\frac{Vu}{\phi} \leq Vc$$

$$20215.74 - 1.67 * (750 + 55d + d^2) = 0.75 * 1.06 * \sqrt{210} * (110 * d + 4d^2)$$

Resolviendo la ecuación obtenemos:

$$d = 10.78 \text{ cm}$$

Por lo tanto la altura d será de 15 cm mínimo como recomienda la norma por su colocación esta altura se debe añadirle un recubrimiento de 7.5 m.

La altura total de la zapata está dada de la siguiente forma:

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

Por tanto:

$$d = 30 - 7.5 - \frac{1.27}{2} = 21.9 \text{ cm}$$

## VERIFICACIÓN A VUELCO

Dirección en " x "

$$M_{estabilizante} = 20215.74 * 55 = 1111865.70 \text{ kg*cm}$$

$$M_{desestabilizante} = 47.22 * 21.9 = 1034.12 \text{ kg*cm}$$

$$\gamma = \frac{1111865.70}{1034.12} = 1075.18 > 1.5 \quad \text{cumple}$$

Dirección en " y "

$$M_{estabilizante} = 20215.74 * 55 = 111865.70 \text{ kg*cm}$$

$$M_{desestabilizante} = 68.29 * 21.9 = 1495.55 \text{ kg*cm}$$

$$\gamma = \frac{M_{estabilizante}}{M_{desestabilizante}}$$

$$\gamma = \frac{111865.70}{1495.55} = 74.80 > 1.5 \quad \text{cumple}$$

## VERIFICACIÓN AL DESLIZAMIENTO

$$A_{ZA} * Cd \geq V_{x,y} * \gamma_s \quad \Leftrightarrow \quad \lambda_s = \frac{A_{ZA} * Cd}{V_{x,y}} \geq 1.5$$

$$Cd = 0.5 * C = 0.5 * 0.1 = 0.05$$

Dirección en " x "

$$\lambda_s = \frac{12100 * 0.05}{47.22} = 12.81 \geq 1.5 \quad \text{cumple}$$

Dirección en " y "

$$\lambda_s = \frac{12100 * 0.05}{68.29} = 8.86 \geq 1.5 \quad \text{cumple}$$

## VERIFICACIÓN AL CORTANTE

$$V_{du} = (\sigma_{nu} * S) * (L_v - d) = (1.67 * 110) * \left( \left( \frac{110 - 25}{2} \right) - 21.9 \right) = 3784.22 \text{ kg}$$

$$V_n = \frac{V_{du}}{\phi} = \frac{3784.22}{0.75} = 5045.63 \text{ kg}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.53 * \sqrt{210} * 110 * 21.9 = 18502.16 \text{ kg}$$

$$V_c > V_n$$

$$18502.16 > 5045.63 \quad \text{cumple}$$

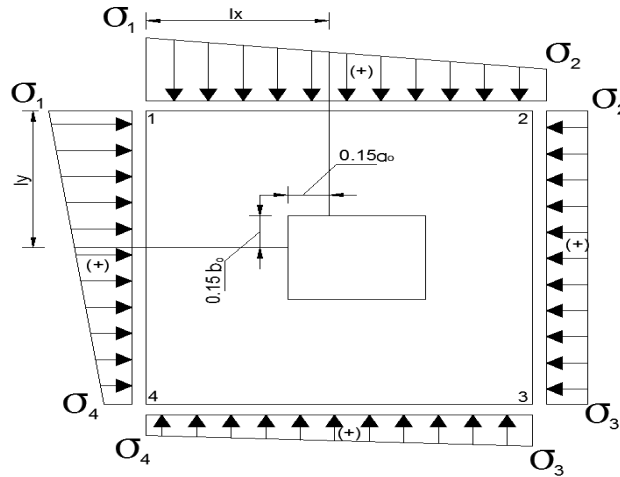
## DISEÑO POR FLEXION

$$\sigma_1 = \frac{20215.74}{12100} + \frac{6 * 1034.12}{110 * 110^2} + \frac{6 * 1495.55}{110^2 * 110} = 1.68 \text{ kg/cm}^2 < 1.7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_2 = \frac{20215.74}{12100} - \frac{6 * 1034.12}{110 * 110^2} + \frac{6 * 1495.55}{110^2 * 110} = 1.67 \text{ kg/cm}^2 < 1.7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{cumple}$$

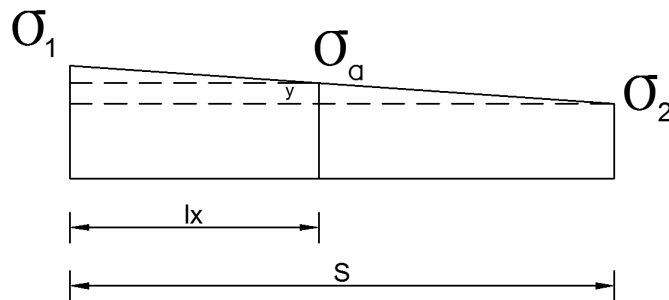
$$\sigma_3 = \frac{20215.74}{12100} + \frac{6 * 1034.12}{110 * 110^2} - \frac{6 * 1495.55}{110^2 * 110} = 1.67 \text{ kg/cm}^2 < 1.7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_4 = \frac{20215.74}{12100} - \frac{6 * 1034.12}{110 * 110^2} - \frac{6 * 1495.55}{110^2 * 110} = 1.66 \text{ kg/cm}^2 < 1.7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{cumple}$$



Dirección en "x"

$$l_x = \frac{(S-a)}{2} * 0.15 * a = \frac{(110-30)}{2} + 0.15 * 30 = 44.5 \text{ cm}$$



Por trigonometría

$$y = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{S} * (S - l_x) = \frac{(1.68 - 1.67)}{110} * (110 - 44.5) = 0.01 \text{ cm}$$

$$\sigma_a + y = 1.67 + 0.01 = 1.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_a = \frac{\sigma_a * l_x^2}{2} + \frac{1}{3} * (\sigma_1 - \sigma_2) * l_x^2$$

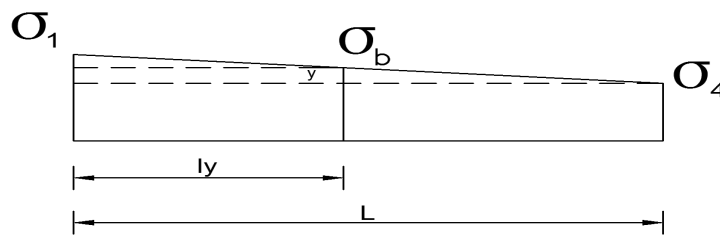
$$M_a = \frac{1.68 * 44.5^2}{2} + \frac{1}{3} * (1.68 - 1.67) * 44.5^2 = 1670.01 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * S * d}{f_y} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_a}{0.85 * \phi * f'_c * L * d^2}} \right]$$

$$A_s = \frac{0.85 * 210 * 110 * 21.9}{4200} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1670.01}{0.85 * 0.9 * 210 * 110 * 21.9^2}} \right] = 0.020 \text{ cm}^2$$

Dirección en " y "

$$l_y = \frac{(L-b)}{2} * 0.15 * b = \frac{(110-25)}{2} + 0.15 * 25 = 46.25 \text{ cm}$$



Por trigonometría

$$y = \frac{(\sigma_1 - \sigma_4)}{L} * (L - l_y) = \frac{(1.68 - 1.66)}{110} * (110 - 46.25) = 0.012 \text{ cm}$$

$$\sigma_b + y = 1.66 + 0.012 = 1.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_a = \frac{\sigma_b * l_y^2}{2} + \frac{1}{3} * (\sigma_1 - \sigma_4) * l_y^2$$

$$M_b = \frac{1.67 * 46.25^2}{2} + \frac{1}{3} * (1.68 - 1.66) * 46.25^2 = 1800.38 \text{ kg * cm}$$

$$A_s = \frac{0.85 * 210 * 110 * 21.9}{4200} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1800.38}{0.85 * 0.9 * 210 * 110 * 21.9^2}} \right] = 0.02 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} * L * d = 0.0018 * 110 * 21.9 = 4.34 \text{ cm}^2$$

Determinación de número de barras

$$\phi = 12 \text{ mm} \quad A_\phi = 1.27 \text{ cm}^2 \quad N^\circ \text{ barras} = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{4.34}{1.27} = 3.42 \cong 6 \text{ barras}$$

$$s = \frac{b - 2 * r * \phi}{n - 1} = \frac{110 - 2 * 7.5 * 1.27}{6 - 1} = 18.19 \text{ cm} \cong 19 \text{ cm}$$

Por lo tanto asumo armadura de:

$$A_s = 4.34 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \text{Ø}12 \text{ mm} \quad \text{c}/19\text{cm}$$

### VERIFICACIÓN DE CIMIENTOS

$$\gamma_{H^{\circ}} = 2400 \text{ kg/ m}^3$$

$$\gamma_{ladrillo} = 1200 \text{ kg/ m}^3$$

$$\sigma_n = 1.70 \text{ kg/cm}^2$$

Comprobación de las dimensionamiento de los cimientos por metro lineal.

Cálculo del Peso propio del muro

$$P_1 = 1200 * 0.20 * 1 * 3.65 = 876 \text{ kg}$$

Cálculo del peso propio de sobrecimiento

$$P_2 = 2400 * 0.20 * 1 * 0.35 = 168 \text{ kg}$$

Cálculo del peso propio del cimiento

$$P_3 = 2400 * 0.4 * 1 * 0.4 = 384 \text{ kg}$$

Cálculo del esfuerzo que producen los tres pesos:

$$\sigma_{real} \leq \sigma_n$$

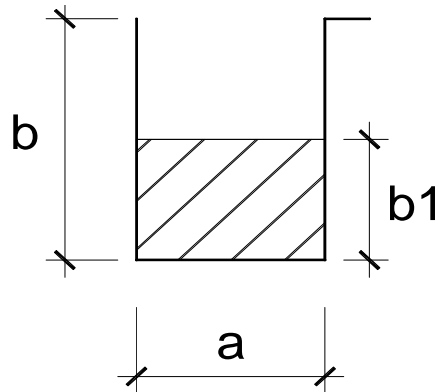
$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{876\text{kg} + 168\text{kg} + 384\text{kg}}{40\text{cm} * 100\text{cm}} = 0.36\text{kg} / \text{cm}^2$$

$$0.36\text{kg} / \text{cm}^2 \leq 1.70\text{kg} / \text{cm}^2 \quad \text{cumple}$$

## DRENAJE PLUVIAL

El drenaje pluvial es la necesidad de evacuar debidamente y sin afectar a propiedades vecinas, el agua de lluvia.

## CANALETA GALVANIZADA



Donde:

$V_m$  Velocidad media del agua

$C$  Coeficiente de CHEZY

$Q$  Caudal

$n$  Coeficiente que depende de la aspereza de las paredes

$\frac{1}{n} = 90$  Canaletas de calamina galvanizada

$R$  Radio hidráulico

$$V_m = C \cdot \sqrt{R \cdot S} \quad , \quad C = \frac{1}{n} \cdot \sqrt[6]{R} \quad , \quad Q = A \cdot V_m$$

## DIMENSIONES

$a=0.1 \text{ m}$  ,  $b=0.14 \text{ m}$  ,  $b1=0.07 \text{ m}$  ,  $P_m = 0.24 \text{ m}$

$S = 0.3839$  pendiente de la cubierta

$$A = a \cdot b1 = 0.1 \cdot 0.07 = 0.007 \text{ cm}^2$$

$$C = 90 \cdot \sqrt[6]{0.0292} = 49.94 \quad , \quad R = \frac{A}{P_m} = \frac{0.007}{0.24} = 0.0292 \text{ m}$$

$$V_m = C * \sqrt{R * S}$$

$$V_m = 49.94 * \sqrt{0.0292 * 0.3839} = 5.29 \text{ m/s}$$

$$Q = 0.007 * 5.29 = 0.04 \text{ m}^3 / \text{s} \cong 144 \text{ m}^3 / \text{h}$$

La precipitación máxima de lluvia de la zona donde se construirá el proyecto es de 125 mm/h por un metro cuadrado equivale a 0.125 m<sup>3</sup>/h.

La canaleta puede resistir a las precipitaciones máximas de lluvia, el bajante tendrá las mismas dimensiones que de la canaleta.

### **CÁLCULO DE DIÁMETRO DE TUBERIA**

Asumiendo que nos hay pérdidas se da un margen de seguridad del 50 % al caudal de diseño

Datos:

$$Q_d = 0.125 \text{ m}^3 / \text{h}$$

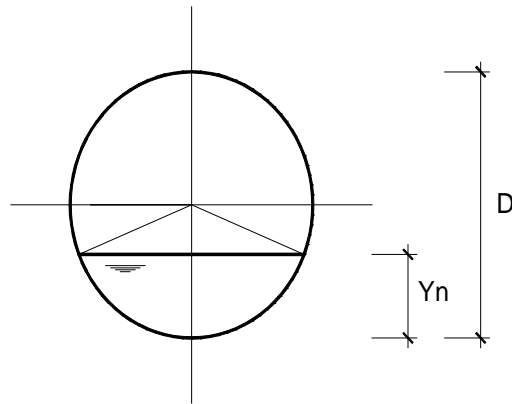
Pendiente mínima del 10%

Rugosidad de 0.01

D= 8 plg La Norma Boliviana recomienda este diámetro para la evacuación de aguas de lluvia.

$$V = \frac{S^{1/2}}{n} * \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} = \frac{0.1^{1/2}}{0.01} * \left(\frac{0.2032}{4}\right)^{2/3} = 4.34 \text{ m/s}$$

Verificación del funcionamiento real



$$\theta = 2 * \arccos * \left( \frac{D - 2 * y}{D} \right) \quad , \quad A_m = \frac{D^2}{8} * (\theta_r * \text{sen} * \theta)$$

$$P_m = \frac{D * \theta_r}{2} \quad , \quad \theta_r = \frac{\phi * \pi}{180}$$

$$Y_n = \frac{1.31576}{D^{0.3558}} * \left[ \frac{n * Q}{S^{1/2}} \right]^{0.504827} = \frac{1.31576}{0.2032^{0.3558}} * \left[ \frac{0.01 * 0.125}{0.1^{0.5}} \right]^{0.504827} = 0.14$$

Debe estar en un rango de:

$$0.2D \leq Y_n \leq 0.75D$$

$$0.041 \leq 0.14 \leq 0.152 \quad \text{cumple}$$

Se asume como diámetro de evacuación de las aguas de lluvia a la cámara de D= 8 plg

### 3.17. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Las especificaciones técnicas realizado para cada ítem, comprende los siguientes puntos: definición, materiales, herramientas y equipo, procedimiento para la ejecución, forma de medición, y forma de pago; cada uno de estos puntos deben ser estrictamente cumplidos en el momento de la ejecución del proyecto.

Las especificaciones técnicas detalladas por cada ítem se encuentran en el Anexo C.

### **3.18. CÓMPUTOS MÉTRICOS**

El análisis de cantidades y volúmenes comprende un factor de magnitud ya que al contar con dicho punto se sabrá la cantidad de volúmenes que se desarrollaran a construir para cuantificar un costo total para la construcción de la infraestructura. Los cómputos métricos desarrollados por cada ítem se detallan en el Anexo D.

### **3.19. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

Para el análisis de precios unitarios realizado para cada ítem, se considerara los siguientes puntos: materiales, mano de obra, maquinaria; tomado en cuenta como beneficios sociales el 55% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, como gastos generales el 10% y como utilidad el 7%. Para los impuestos se tomara un valor de IVA del 14,94 % y un valor de IT del 3,09 %.

En el análisis de precios unitarios se considera los siguientes.

Costos directos aquellos componentes básicos, como ser mano de obra (que puede dividirse en mano de obra calificada y no calificada) materiales, herramientas, maquinaria y equipo de construcción.

Costos indirectos comprenden la administración central y la dirección de la obra o sea son los gastos generales específicos necesarios para la realización de las obras que se ejecutan y que son calculados de acuerdo con el volumen total de la obra dividido entre el tiempo en que se consideran los gastos.

El análisis de precios unitarios desarrollados por cada ítem se encuentra detallado en el Anexo D.

### **3.20. PRESUPUESTO GENERAL DE LA OBRA**

Para la ejecución del proyecto se considera una serie de gastos, determinados a partir del análisis de los precios unitarios para todas las actividades del proyecto definidas las cantidades y volúmenes de obras se presenta en forma de listado el presupuesto de cada ítem considerando la unidad de cada actividad, precio unitario y el precio total.

### **3.21. PLAZO DE EJECUCIÓN**

Para la construcción del coliseo se tiene un plazo de ejecución de 314 días calendario. En el Anexo E se presenta el cronograma de ejecución de actividades para el proyecto.

## CAPÍTULO IV

### 4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 4.1. CONCLUSIONES

Después de haber realizado el diseño estructural del coliseo, se tiene las siguientes conclusiones.

- Para el diseño de la estructura metálica se aplicó el método LRFD.
- Con el reglamento CIRSOC 102 se encontraron los coeficientes eólicos de la estructura metálica y de la estructura de hormigón que sirven para determinar la presión de viento en función a la ubicación del proyecto.
- Determinar la presión de viento; resultado tan importante para el diseño porque en la zona hay registro de grandes corrientes de viento.
- Como la longitud del cordón superior es 17.07 m se vio conveniente utilizar los perfiles laminados en caliente por la resistencia, el peso y la economía a la hora de su adquisición.
- La separación entre correas es de 1.02 m esta longitud evita que las dimensiones sean grandes.
- En las combinaciones de carga la más desfavorable es la combinación número cuatro esto es debido a la sobrecarga, con esta combinación más desfavorable se determina las dimensiones de la correa, si cumple o no en la verificación.
- En el diseño de la estructura en la descripción diagonal no cumplían con el diseño a compresión y se tuvo que dividir estas barras diagonales para que cumplan.
- Se tuvo que diseñar una estructura independiente que se encuentra en la parte inferior donde se une la columna interior y el cordón inferior a la estructura general para que pueda disminuir a los momentos flectores máximos.
- Se aplicó las normativas ACI, de acuerdo a cada caso requerido, con las consideraciones necesarias.
- Por motivo de facilitar la construcción se tomó la decisión de realizar las vigas de graderías como vigas prefabricadas cuyo diseño se encuentra detallado en planos.
- No usar simultáneamente barras muy diferentes dentro del diseño de un mismo elemento.

- Se realizo con éxito el diseño de planos estructurales de los respectivos elementos de acuerdo a las escalas correspondientes.
- La resistencia de diseño para todos los elementos estructurales de hormigón armado fue de  $210 \text{ kg/cm}^2$ , ya que este valor puede ser alcanzado con un buen control en obra según las especificaciones.

#### **4.2. RECOMENDACIONES**

- En la introducción de datos a un programa estructural elegido, realizarlo de una forma clara, minuciosa pero sencilla, con lo que puede evitar errores y visualizar gráficamente la estructura para confirmar su configuración geométrica correcta.
- Corregir las coordenadas en nudos y barras, depurando elementos y nudos superpuestos duplicados o que están sueltos y no conectados, esto evitara varios errores como en el cálculo de esfuerzos internos y la longitud de cada elemento estructural entre otros.
- El cálculo de las cargas que actúan sobre la estructura se lo realiza siguiendo los procedimientos correspondientes, buscando no omitir ningún peso y estimar las combinaciones de cargas más desfavorable, que estén a favor de la seguridad.
- Se recomienda un estricto control de los materiales para la ejecución del proyecto cemento, arena, grava y agua; con la finalidad de que los elementos estructurales de H°A° adquieran la resistencia requerida.
- En cuanto a los elementos de H° A° una vez vaciados en obra se recomienda un curado lo más frecuente posible para que los mismos no pierdan su resistencia característica.
- Los aceros deberán ser bastantes controlados en cuanto almacenado por el peligro de la oxidación.
- Se recomienda contratar personal calificado para el armado de la cubierta metálica dado que es una estructura con grande luz.