

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

CAPÍTULO I: ANTECEDENTES

1.1. Introducción

1.1.1. Nombre del proyecto

Diseño estructural de la “Unidad Educativa Comunidad de Bella Vista Módulo II” (Provincia Cercado - Departamento de Tarija).

1.1.2. Localización

El proyecto se encuentra ubicado en el municipio de Tarija, Provincia Cercado en el Departamento de Tarija. Se encuentra entre las coordenadas geográficas 21,65 latitud y 64,85 longitud.

1.1.3. Aspectos demográficos

1.1.3.1. Población del área de influencia del proyecto.

El proyecto beneficiará a toda la comunidad de Bella Vista y comunidades cercanas a ésta. En el último censo realizado en Bolivia en 2012, según registros del I.N.E. la Comunidad de Bella Vista, tiene una población de 1105 habitantes.

1.2. Servicios existentes en el área del proyecto

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

1.3. El problema

La infraestructura actual de la Unidad Educativa, no brinda las condiciones necesarias para un centro educativo, debido a la reducida cantidad de aulas, ambientes que ya cumplieron su vida útil, como consecuencia no se estaría garantizando el acceso de las personas a la educación en la Comunidad Bella Vista de la Provincia Cercado (Departamento de Tarija)

1.3.1. Planteamiento

El incremento de la población estudiantil en estos últimos años origina el peligro inminente de no garantizar el acceso a la educación.

Las principales causas que no garantizan el acceso de las personas a la educación son:

- ✓ Aumento de la población en la Comunidad de Bella Vista.
- ✓ Falta de infraestructura y equipamiento en el área de educación.
- ✓ Espacio insuficiente para nuevos estudiantes.

De mantenerse la situación actual, la educación de los niños y jóvenes podría verse afectada debido a los altos costos, que supone para las familias el llevar a sus hijos a centros educativos de otros distritos muy alejados de sus viviendas, por lo cual se hace necesario plantear como solución las siguientes:

- ✓ Alquiler de ambientes como Unidad Educativa.
- ✓ Construcción de la Unidad Educativa Comunidad de Bella Vista Módulo II.

1.3.2. Formulación

Con la construcción de la infraestructura de la Unidad Educativa para la comunidad de Bella Vista, se puede solucionar el problema de garantizar el acceso de las personas a la educación, por la mayor capacidad de estudiantes que podrá recibir. En consecuencia de la alternativa a la solución planteada, como el alquiler de ambientes traería problemas a lo largo del tiempo como inestabilidad económica, necesariamente se debe analizar la construcción de la Unidad Educativa Comunidad de Bella Vista.

1.3.3. Sistematización

Del planteamiento de la alternativa de la construcción de la Unidad Educativa, se deberá elegir la más apropiada técnica (planteamientos estructurales) y económicamente.

Según el perfil y la propuesta realizados en el anterior semestre durante la materia CIV 501 proyecto de ingeniería civil I, se optó por la alternativa más adecuada que es una nueva construcción que dará solución al problema planteado.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Realizar el diseño estructural de la Unidad Educativa Comunidad de Bella Vista Módulo II, que responda a las necesidades de los usuarios, dotándoles de una infraestructura.

1.4.2. Objetivos específicos

- ✓ Realizar el diseño de la estructura metálica aplicando el método de diseño LRFD bajo Normativa AISC-2010.
- ✓ Diseñar todos los elementos estructurales de H^oA^o y verificar cada uno con el software CYPECAD 2016.0 ; con la aplicación del Código Boliviano del Hormigón CBH-87.
- ✓ Diseñar los forjados reticulares en la edificación, como estructura de entrepiso mediante el método directo.
- ✓ Realizar el estudio de suelos
- ✓ Determinar el presupuesto general de la obra.
- ✓ Definir las especificaciones técnicas para la ejecución de la obra.
- ✓ Realizar un cronograma de ejecución del proyecto.

1.5. Justificación

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

1.5.1. Académica

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

1.5.2. Técnica

Elaborar el diseño estructural de la edificación según un análisis de acciones, sobrecargas destinadas a Unidades Educativas, tomando en cuenta la normativa vigente en nuestro País, para su respectivo diseño estructural.

1.5.3. Social

Contribuir a la Comunidad de Bella Vista con el diseño estructural de la Unidad Educativa, para mejorar las condiciones educativas de los niños y jóvenes, proporcionándoles unas instalaciones amplias y adecuadas para un mejor aprendizaje.

1.6. Alcance del proyecto

El proyecto contempla el diseño estructural de la Unidad Educativa Comunidad de Bella Vista Módulo II, se analizará previamente la información del estudio de suelos y plano topográfico brindado por la institución, y en base a estos documentos se elaborará el planteamiento estructural y posterior diseño de todos los elementos pertenecientes a la estructura como ser: Fundaciones, columnas, vigas, escaleras de H^oA^o, losas reticulares, y también el diseño de la cubierta metálica mediante lo estipulado por la normativa vigente CBH-87.

En el diseño estructural se plasmará el siguiente contenido: memoria de cálculo, planos estructurales, especificaciones técnicas, presupuesto, volúmenes de obra y tiempo de ejecución física del proyecto.

1.7. Restricciones del proyecto

El proyecto queda limitado en hacer el cálculo estructural, aclarando que no se realizará el cálculo de ninguna instalación.

1.8. Descripción de la estructura diseñada

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

- ✓ La estructura de cubierta será conformada por cerchas compuestas de perfiles metálicos en sus miembros.
- ✓ El elemento de cubierta será calamina galvanizada N° 28.
- ✓ Los forjados o entrepisos será conformado por losa reticular plana.

- ✓ La estructura consta de vigas, columnas, sobrecimientos, escalera y zapatas de hormigón armado.

1.9. Descripción del área de emplazamiento

En lo que respecta al lugar de elaboración del proyecto, el terreno cuenta con una superficie útil de 4350 m².

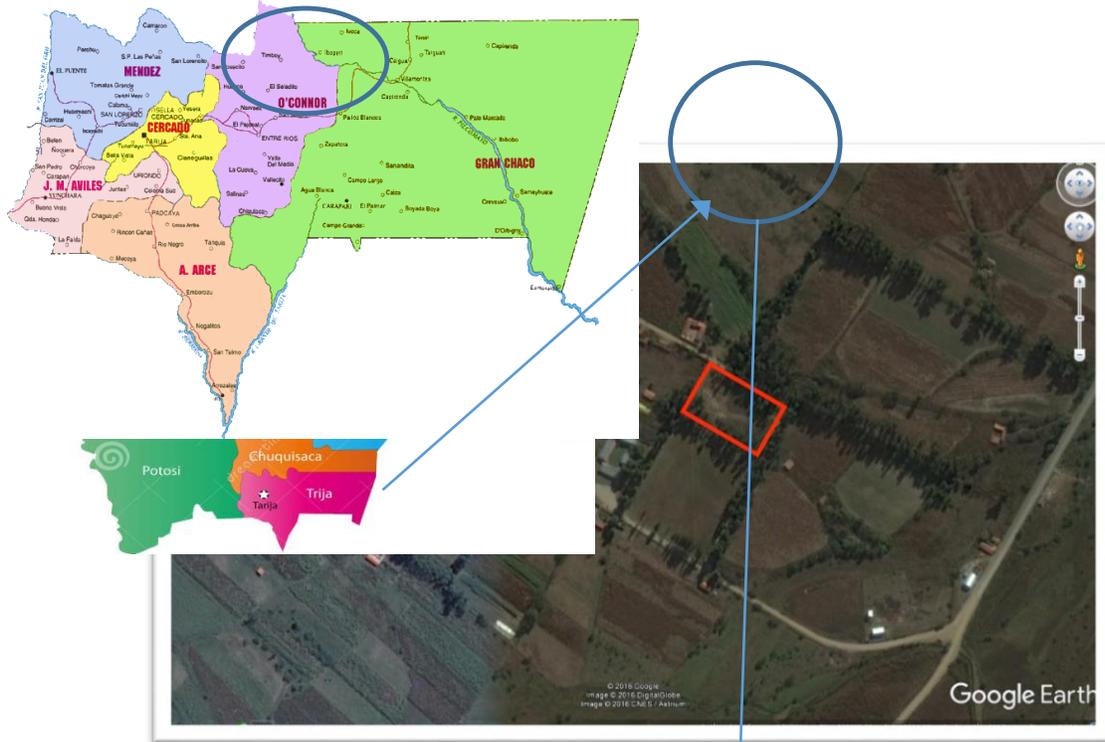


Ilustración 1. Ubicación referencial del proyecto

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Generalidades

En el siguiente capítulo se detallará la definición de cada uno de los materiales, la metodología a utilizar para realizar los cálculos y el diseño de cada uno de los elementos estructurales del proyecto. Para garantizar los resultados de diseño se aplicarán las recomendaciones del Código Boliviano del Hormigón CBH-87, y el método AISC-LRFD para el diseño de estructuras metálicas.

2.2. Estudio Topográfico

Un estudio topográfico se podría definir como un conjunto de acciones realizadas sobre un terreno con herramientas adecuadas para obtener una representación gráfica o plano. Una vez obtenido el plano, éste resulta muy útil para cualquier obra que se vaya a realizar sobre el terreno. De ésta forma podemos conocer la posición de los puntos de interés y su posición exacta mediante la latitud, longitud y elevación o cota.

2.3. Estudio de suelos

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

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

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

El equipo necesario es el siguiente:

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

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

2.4. Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico consiste en la creación de espacios que cumplan características tanto en lo estético, lo tecnológico y la funcional, los que serán objeto de uso por la sociedad. Entre los elementos a tener en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno físico, el método constructivo, la morfología, además de otros, éste, se lo realiza por medio de una representación gráfica a escala en planos arquitectónicos, tales como : Planos en corte, en planta, fundaciones, cubiertas y fachadas, además de la ubicación y emplazamiento.

2.5. Hormigón armado

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

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

2.6. Coeficientes de minoración de resistencias y mayoración de cargas

Los valores de los coeficientes de minoración para el acero y el hormigón y de ponderación para las acciones según el nivel de control adoptado y los daños previsibles, se establecen según Normativa¹:

2.7. Hipótesis de cargas

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

¹ CBH 87, Normativa.; *Código Boliviano del Hormigón*. (1.ed.). Art. 7.3 Coeficientes. En 7.3.1.- Estados Límites de seg. P 51-52.

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

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

Dónde:

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

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

W = Valor característico de la carga del viento.

γ_{fg} = Coeficiente de ponderación de cargas permanentes, si su efecto es desfavorable se tomará $\gamma_{fg} = \gamma_f$ aplicando simultáneamente a todas las acciones del mismo

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

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

Los coeficientes de ponderación γ , para el caso de control normal de ejecución que recomienda la CBH-87 son los siguientes:

$\gamma_{fg} = 0,9$ si el efecto de las cargas permanentes es favorable.

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

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

$\gamma_{fq} = 1,60$ si el efecto de las cargas variables es desfavorable².

2.7.1. Sobrecarga del viento

El viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria W (kg/m²) en la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión), de valor:

$$W = C * P$$

Dónde:

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

C1 = -0,5 (barlovento) y C2=-0,27(sotavento). Caso de la cubierta se encuentra a succión.

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

W = Sobrecarga unitaria del viento (kg/m²).

2.7.1.1. Presión dinámica del viento

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

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

² CBH 87, Normativa.; Código Boliviano del Hormigón. (1.ed.). Art. 7.3 Coeficientes. En 7.3.1.- Estados Límites P 51.

Dónde:

V=Velocidad del viento (m/s), para el proyecto se adoptó 86 km/h (SENAMI) \approx 24 m/s

P=Presión dinámica del viento (kg/m^2), para el proyecto se adoptó 0,36 kN/m^2

2.7.2. Cargas Permanentes y accidentales

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

2.7.3. Determinación de esfuerzos

Los esfuerzos se determinaron y verificaron usando el software especializado para el cálculo y el diseño estructural, CYPECAD, el cual nos proporciona las envolventes de los momentos flectores, fuerzas cortantes.

En este programa primero se debe dibujar la estructura o en su defecto transportarla del AutoCAD, posteriormente se deben introducir los datos necesarios que nos pide el programa. Se procede a ubicar las columnas, vigas, losas, cimientos, y las cargas que actuarán en la estructura, una vez finalizado se proceden a corregir los posibles errores que se pudieron cometer. Realizada la corrección, el programa nos muestra los esfuerzos que actúan en todos los elementos de la estructura de una manera detallada, presentando primero el diagrama de cortantes seguido del diagrama de momentos flectores, donde en el eje X se encuentra la longitud del elemento y en el eje Y los esfuerzos.

2.8. Cubiertas

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

2.8.1. Formas de Cubiertas

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

2.8.2. Inclinación de las Cubiertas

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

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

2.8.3. Carga de viento

En el caso de cubiertas se debe tomar en cuenta la influencia del viento para lo cual se necesita un estudio detallado del sotavento y barlovento³:

2.8.4. Cubierta con cercha metálica, estructuras metálicas

2.8.4.1. Combinaciones de carga para la cubierta

El método AISC-LRFD nos muestra las combinaciones a considerar.

2.8.4.2 Análisis de miembros de acero

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

2.8.4.2.1. Diseño de miembros en tensión

“El diseño de miembros a tensión implica encontrar un miembro con áreas totales y netas adecuadas. Si el miembro tiene una conexión atornillada la selección de una sección transversal adecuada requiere tomar en cuenta del área perdida debajo de los agujeros. Para un miembro con una sección transversal rectangular, los cálculos son relativamente directos. Sin embargo si va a usarse un perfil laminado el área por deducirse no puede producirse de antemano porque el espesor del miembro en la localidad de los agujeros no se conoce”

“Una consideración secundaria en el diseño de miembros en tensión es la esbeltez. Si un miembro estructural tiene una sección transversal pequeña en relación con su longitud, se dice que es esbelto, una medida más precisa es la relación de esbeltez L/r , donde L es la longitud del miembro y r el radio de giro mínimo de área de sección transversal⁴.

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

2.8.4.2.2. Diseño de miembros a compresión

Los miembros en compresión son elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de compresión; es decir las cargas son aplicadas a lo largo de un eje longitudinal que pasa por el centroide de la sección transversal del miembro y el esfuerzo puede calcularse con

³ LRFD, Normativa.; *Diseño de estructuras de acero*. (2ª.ed.). Cap. 2 *Especificaciones, cargas y métodos*. En 2.4.- Cargas vivas. P 44.

⁴ LRFD, Normativa.; *Diseño de estructuras de acero*. (2ª.ed.). Cap. 3 *Análisis de miembros a tensión*. En 3.2.- Diseño a tracción. P 63-67

$f_c = P/A$, donde f_c se considera uniforme sobre toda la sección transversal. En realidad este estado ideal nunca se alcanza y alguna excentricidad de la carga es inevitable se tendrá entonces flexión que pueda considerarse como secundaria y ser despreciada si la condición de carga teórica puede aproximarse en buena medida. La flexión no puede despreciarse si existe un momento flexionante calculable⁵.

2.9. Diseño de losas

2.9.1. Losas con viguetas de hormigón pretensado

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares a su plano, por lo que su comportamiento es de flexión. El proyecto se elaborará con losas alivianadas, compuestas por viguetas prefabricadas de hormigón pretensado, carpeta de hormigón y complemento aligerante de plastoformo (Poliestireno expandido).

No se realizará el diseño de la losa alivianada, porque en el medio existen viguetas pretensadas y, el proveedor, será el encargado del dimensionamiento en función del tipo de estructura. En los planos se especifica la disposición de las viguetas.

2.9.1.1. Esfuerzos admisibles

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

2.9.1.2. Pérdidas de Pre esfuerzo

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

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

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

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

⁵LRFD, Normativa.; *Diseño de estructuras de acero*. (2ª.ed.). Cap. 6 *Diseño a compresión*. En 6.1.- Factores de reducción. P 158-181.

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

- **Relajación del acero en la transferencia.**- Es la pérdida de esfuerzo en un material esforzado con longitud constante, esta varía dependiendo del tipo y grado del acero, pero los parámetros más significativos son el tiempo y la intensidad del esfuerzo inicial⁶.

2.9.2. Losa armada en dos direcciones

✓ Losa maciza

Se llama así cuando el hormigón ocupa todo el espesor de la losa, estas losas están soportadas por vigas compactas de mayor peralte, o por vigas de otros materiales independientes e integrados a la losa. Las losas macizas generalmente resultan más caras, a menos que se vuelvan competitivas al hacerlas más delgadas.

La resistencia y rigidez de estas losas es muy buena. Las solicitaciones de diseño dependen de las cargas y las condiciones de apoyos. Además la relación entre la dimensión mayor y la dimensión menor de lados de la losa debe ser ≤ 2 porque trabaja en sus dos direcciones⁷.

Existen tablas para el diseño de losas como ser las de Czerny. La armadura de flexión bien sea de momentos positivos o negativos, debe disponerse con una disposición transversal.

✓ Principales características y descripción de losas macizas

Materiales y equipo

Los materiales requeridos para su construcción son: hormigón y acero, además del encofrado y el apuntalamiento que requiere debido a su posición. En cuanto al equipo es el mismo que se usa para la ejecución de los otros elementos una mezcladora con equipo necesario para elevar el hormigón fresco y depositarlo en el encofrado correspondiente.

Funcionalidad

Al tener espesor constante se apoyan en sus cuatro bordes cualquiera sea la forma de sustentación de cada uno de ellos. Su canto total no debe ser menor a $l/40$ ni a 8 cm. Cuando trabaja en sus dos direcciones genera momentos flexionantes máximos positivos y máximos negativos los que se calculan aplicando las tablas de Czerny. Tienen como ventaja fundamental su sencillez de armado, encofrado y además que soportan grandes sobrecargas.

2.9.2.1. Dimensionamiento de secciones placas en T o L

✓ Anchura eficaz de la cabeza.-

⁶HERNÁNDEZ MONTES, Enrique.; *Hormigón Pretensado*. (1ª.ed.). Cap. 4 *La fuerza de pretensado*. En 4.1.- Pérdidas de pretensado. P 103

⁷MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 24 *Placas de Hormigón Armado*. En 24.6.- Métodos clásicos. P 550-553.

La anchura eficaz b_e , de la cabeza de compresión de una viga T, simplemente apoyada, sometida a una carga uniformemente repartida, se tomará, en función de la anchura real b , sacado de tablas, según se trate de vigas aisladas o múltiples respectivamente.

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

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

1. Los valores indicados en las tablas son válidos también para cargas triangulares, parabólicas o sinusoidales, así como para el caso de momentos constantes.
2. Las tablas son igualmente aplicables al caso de vigas continuas, considerando como valor de la luz la distancia que resulte, para cada estado de carga, entre puntos de momento nulo.
3. En las proximidades de un apoyo, la anchura eficaz de la cabeza de compresión, a cada lado del nervio, $0.5 \cdot (b_e - b_w)$, no será superior a la distancia entre apoyo y sección considerada
4. En el caso de piezas T provistas de cartelas de anchuras b_c y altura h_c , se sustituirá la anchura real b_w , del nervio, por otra ficticia b'_w :

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

✓ Viga T aislada

Anchura de la cabeza de compresión $b_1 = \frac{b_e \cdot b_w}{2}$ que debe tomarse a uno y otro lado del nervio, en centro luz, cuando la viga este sometida a carga uniformemente repartida⁸.

El ancho de colaboración o ancho efectivo depende de:

- ✓ La forma de la carga: uniforme, puntual directa o indirecta.
- ✓ Las condiciones de apoyo: viga simple, viga continua o en voladizo.
- ✓ La forma de la sección: vigas T simétricas o asimétricas.
- ✓ Relación entre espesor del ala y altura del nervio.
- ✓ Las condiciones de borde de la placa: empotramiento perfecto o no.
- ✓ La luz de la viga (l); y la distancia entre nervios (a).

2.9.2.1.1. Resistencia de las vigas Losa

Al analizar la resistencia de una viga placa se presentan diferentes situaciones según la posición que ocupe el eje neutro. Eje neutro dentro del ala de la viga, o sea $c \leq h_f$; la altura del área comprimida es menor que el espesor del ala. Es muy frecuente que al calcular en

⁸ MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 16 Secciones T. En 16.1.- Generalidades. P 309-311.

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

✓ **Armadura mínima**

En losas de espesor constante, cuando se utilice acero de refuerzo con $f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$, la cuantía mínima para resistir cambios de temperatura y retracción de fraguado ω_{min} será de 0.0028. En las losas reticulares, la cuantía mínima de flexión ω_{min} se calculará como una viga, tomando como ancho de la franja de hormigón el ancho de los nervios.

Cálculo de la resistencia al cortante

De acuerdo con la experimentación en que se basa la "Teoría de Líneas de Rotura" cuando una losa rectangular, sustentada en todo su perímetro sobre vigas de mayor peralte y sometida a una carga uniforme distribuida que actúa en toda la superficie, se encuentra al borde del colapso, se fisura conformando triángulos y trapecios⁹.

2.10. Vigas

Son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a flexión. Solamente se analizará secciones rectangulares de hormigón armado, ya que el proyecto está diseñado con vigas rectangulares.

2.10.1. Cálculo a flexión simple

✓ Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_s

$$M_d = \gamma_s * M$$

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

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

Donde:

b_w = Ancho de la viga

d = Es la distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura

f_{cd} = Resistencia de diseño del hormigón.

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

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

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

1) Con el valor del momento reducido se entra a la tabla 13 y se obtiene la cuantía mecánica.

⁹NILSON, Arthur.; *Design of Concrete Structures*. (14ª.ed.). Cap. 13 Analysis and Design of slabs. En 13.10.- Sharp of Beams. P 462-476.

2) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo¹⁰

Donde:

$$w = \text{Cuantía mecánica de la armadura} \quad A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

A_s = Área de la armadura a tracción.

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

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

La ecuación que se muestra, sólo es para secciones rectangulares

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

✓ Cuando el momento reducido es mayor que el momento mínimo.

$$\text{si } \rightarrow \mu_{\text{lim}} \leq \mu_d \text{ necesita armadura a compresion}$$

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

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

Donde:

w_{lim} = Este valor se obtiene del cuadro Nº 2.15.

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

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

\int = Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r = Recubrimiento geométrico

$$\int = r / d$$

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

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

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

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

Dónde:

A_{s1} = Área de la armadura a tracción.

A_{s2} = Área de la armadura a compresión.

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

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

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

4) Se tomará la mayor (A_{s1} - A_{s2}) armadura de los dos valores anteriores mencionados¹¹

¹⁰MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 14 Vigas rectangulares. En 14.1.- Generalidades. P 268-279.

¹¹MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 14 Vigas rectangulares. En 14.1.- Generalidades. P 268-279.

2.10.2. Esfuerzo cortante

En caso particular de inercias constantes tenemos que la tensión de cizallamiento es definida por la ecuación ya conocida de la resistencia de los materiales¹².

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

τ =Esfuerzo cortante

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

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

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

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

2.10.2.1. Cálculo de la armadura transversal

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

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

$$V_{cu} \geq V_d$$

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

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

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

$$V_d > V_{cu}$$

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

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

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

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

2.11. Columnas

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

¹² MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 18 Soportes de Hormigón Armado. En 18.1.- Generalidades. P 327-328.

La misión principal de los soportes es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra y, en último extremo, al terreno de cimentación, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad resistente¹³”.

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

2.11.1. Excentricidad mínima de cálculo

La norma toma una excentricidad mínima ficticia, en dirección principal más desfavorable, igual al mayor de los valores, $h/20$ y 2cm siendo h el canto en la dirección considerada.

2.11.2. Disposición relativa de las armaduras

Las armaduras estarán constituidas por barras longitudinales y una armadura transversal formada por estribos. Con objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes rectangulares debe ser 25cm y 25cm en sección circular.

2.11.2.1. Armaduras longitudinales

Tendrán un diámetro no menor de 1.2cm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la sección. En los soportes de sección circular debe colocarse un mínimo de 6 barras. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones.

- ✓ La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 35cm . Por otra parte, toda barra que diste más de 15cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar pandeo.
- ✓ Para que el hormigón pueda entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor que 2cm , que el diámetro de la mayor y que $6/5$ del tamaño máximo del árido.

2.11.2.2. Cuantías límites

El Código Boliviano del hormigón armado recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas, A_1 y A_2 , las siguientes limitaciones:

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

¹³ MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 18 Soportes de Hormigón Armado. En 18.1.- Generalidades. P 327-328.

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

$$A_2 * f_{yd} \leq 0.5 * A_c * f_{cd} \quad A_2 * f_{yd} \geq 0.05 * N_d$$

Que para el caso de compresión simple, con armadura total A_s , puede ponerse en la forma¹⁴:

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

Dónde:

A_c = El área de la sección bruta de hormigón

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

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

N_d = Esfuerzo axial de cálculo

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

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

2.11.2.3. Armadura transversal

La misión de los estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados y, eventualmente, contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes, ya que los esfuerzos cortantes en los pilares suelen ser más reducidos y la mayoría de las veces pueden ser absorbidos por el hormigón¹⁵.

2.11.3. Pandeo en piezas comprimidas de hormigón armado

2.11.3.1. Longitud de pandeo

Una estructura se llama intraslacional si sus nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto y traslacional en caso contrario. La longitud de pandeo ℓ_o de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo.

*“La longitud de pandeo de soportes pertenecientes a pórticos depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de los monogramas que se indica en esta parte, siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico puede considerarse intraslacional o debe considerarse traslacional”*¹⁶.

2.11.3.2. Esbeltez geométrica y mecánica

La esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación $\lambda_g = \ell_o/h$ entre la longitud de pandeo y la dimensión h de la sección en el plano de pandeo, y la esbeltez

¹⁴ MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 18 Soportes de Hormigón Armado. En 18.1.- Generalidades. P 327-328.

¹⁵ MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 18 Soportes de Hormigón Armado. En 18.1.- Generalidades. P 327-328.

¹⁶ MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 18 Soportes de Hormigón Armado. En 18.6.- Pandeo en columnas. P 340

mecánica a la relación $\lambda = \ell_o / i_c$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro i_c , de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que $i_c = \sqrt{I/A}$, siendo I y A respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón. Los valores límites para la esbeltez mecánica que recomienda la Norma Boliviana son los siguientes:

- ✓ Para esbelteces mecánicas $\lambda < 35$ (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores a 10), la pieza puede considerarse corta, Para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$ (geométricas $10 \leq \lambda_o < 29$).
- ✓ Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda_o < 58$), debe aplicarse el método general, para soportes de secciones y armadura constante.
- ✓ No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda > 200$ (geométricas $\lambda_o > 58$)¹⁷.

2.11.4. Flexión esviada

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

- ✓ En aquellas secciones que por su forma, no presentan un plano de simetría, como las secciones en L de lados desiguales.
- ✓ En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.
- ✓ En último caso es sin duda el más frecuente. En el que se encuentran: La mayoría de los pilares, pues aunque formen parte de pórticos planos, la acción de viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultaría de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión. La razón de regir el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad y ausencia, de métodos prácticos para su tratamiento.

2.11.4.1. Sección rectangular con armadura simétrica

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

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

¹⁷CBH 87, Normativa.; Código Boliviano del Hormigón. (1.ed.). Art. 8.3 Pandeo. En 8.3.1.1- Aplicación. P 82.

2.11.4.1.1. Ábacos adimensionales en roseta

Del mismo modo que al variar la cuantía, se obtenía para cada sección un conjunto de diagramas de interacción (N, M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N, Mx, My). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos N=cte. En cada hoja pueden agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta). Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos (v, μ_x, μ_y), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón.¹⁸

2.11.4.1.2. Columnas cortas y largas

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

- ✓ Columnas Cortas y Largas

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

2.11.4.1.3. Relación de esbeltez

$$\lambda = \frac{l_o}{\sqrt{A}} \leq 35 \quad \text{Esbeltez mecánica}$$
$$\lambda = \frac{l_o}{h} \leq 10 \quad \text{Esbeltez geométrica}$$
$$l_o = k \cdot l$$

} La pieza puede considerarse corta

Donde:
 l_o : Longitud de pandeo
 i : Radio de giro
 k : Coeficiente de pandeo

2.11.4.1.4. Compresión simple

La compresión simple corresponde al caso ideal en que la sollicitación exterior es un esfuerzo normal N que actúa en el *baricentro plástico de la sección*. En la práctica es muy difícil que se presente una compresión simple, dada la incertidumbre del punto de aplicación del esfuerzo normal. Por esta causa, la mayor parte de las normas recomiendan que las piezas sometidas a compresión se calculen con una excentricidad mínima accidental.

- ✓ Excentricidad mínima de cálculo

Debido a la dificultad que se tiene en la práctica para que la carga actúe realmente en el baricentro, el Código Boliviano del Hormigón considera una excentricidad constructiva:

Donde:

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

h: Canto total en la dirección considerada

¹⁸ MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 27 Ábacos y diagramas. En 27.7.- Soportes. P 641-643.

✓ **Resistencia del hormigón**

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

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

✓ **Excentricidad de primer orden**

Sera la correspondiente al extremo de mayor momento $e_o = \frac{M}{N_d}$

✓ **Excentricidad ficticia**

Para piezas de sección rectangular viene dada por¹⁹:

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

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

Excentricidad total: $e_T = e_o + e_{fic}$

✓ **Armadura Longitudinal**

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

Momento reducido.

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

Axil reducido.

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

De los ábacos en rosetas (ANEXO 1) → w

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

La armadura mínima es: $A_{s \text{ mín}} = 0,006 \cdot A_c$

Siendo A_c : Área de la sección bruta del hormigón.

✓ **Armadura transversal**

¹⁹CBH 87, Normativa.; Código Boliviano del Hormigón. (1.ed.). Art. 8 Cálculo en Estados Limites. En 8.3.5.2.1.- Excentricidad ficticia. P 88.

Para el cálculo de la armadura transversal en las columnas, la separación entre estribos será²⁰:

$$s \leq \begin{cases} b \text{ o } h \text{ (el de menor dimensión)} \\ 12 * \Phi_{\text{min armadura longitudinal}} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

El diámetro del estribo será:

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

2.12. Estructuras complementarias (escaleras)

2.12.1. Definición

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

2.12.2. Proceso de cálculo

p = huella

cp = contra huella

Si los apoyos son vigas o zapatas el momento de diseño será: $M_{U \text{ Diseño}} = \alpha * M_{\text{max}}$

Dónde: $\alpha = 0,8-1,0$

✓ Cálculo del espesor de la losa de la escalera

$$t = \frac{L_n}{25} = \frac{L_n}{20} \quad \cos \theta = \frac{p}{\sqrt{p^2 + cp^2}} \quad h_o = \frac{t}{\cos \theta}$$

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

Donde:

t = Espesor de la losa de la escalera

L_n = Longitud horizontal de la escalera

h = Proyección vertical de t

h_m = Altura media

✓ Cálculo de la carga última

²⁰CBH 87, Normativa.; Código Boliviano del Hormigón. (1.ed.). Art. 8 Cálculo en Estados Límites. En 8.1.7.2.- Compresión . P 64.

Donde:

q_u = Carga última que actúa sobre la escalera

$$q_u = P_p + A_{cab} + S_c$$

P_p = Peso propio

A_{cab} = Acabados

S_c = Sobrecarga de uso

Una vez que se obtiene la carga última que actuará sobre la escalera se calculará como una viga sometida a flexión²¹.

✓ Cálculo del canto útil

Donde:

t = Espesor de la losa de la escalera

r = Recubrimiento

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

ϕ = Diámetro del hierro

✓ Cálculo de la armadura positiva

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

Donde:

A_s = Área de armadura positiva

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

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

✓ Disposición de la armadura

$$A_s = \frac{N^{\circ} \text{ barras} \cdot \pi \cdot \phi^2}{4} \quad S = \frac{b - 2 \cdot r - \phi}{N^{\circ} \text{ barras} - 1} \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$
$$\rho_{\min} \quad 0,0018 < \rho < \rho_{\max} \quad 0,0133$$

Donde:

S = Espaciamiento entre barras

✓ Refuerzo de momento negativo

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

$$A_{s \min} = 0,0018 \cdot b \cdot d$$

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

✓ Refuerzo transversal por temperatura

²¹CALAVERA RUIZ, José.; Estructuras de Hormigón Armado. (2ª.ed.). Cap. 62 Escaleras. En 62.1.- Introducción y calculo. P 673-678.

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

Donde:

A_{st} = Área de armadura transversal

A_{ϕ} = Área de la barra de hierro

2.13. Fundaciones

2.13.1. Zapatas aisladas

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

El comportamiento resistente de las zapatas aisladas es muy complejo. Sin embargo, los métodos de cálculo admitidos por las normas son muy seguros ya que están basados en una extensa experimentación. Tanto las Recomendaciones del Comité Euro-Internacional del Hormigón como la instrucción española y boliviana distinguen entre zapatas rígidas y flexibles. Se consideran como zapatas rígidas aquellas en las que el vuelo v , en ambas direcciones principales, no supera a $2h$, siendo h el canto máximo²². En las zapatas rígidas puede admitirse una distribución plana de las tensiones del terreno. Pero dada su gran rigidez no se cumple la ley de Bernoulli sobre la conservación de las secciones planas del hormigón. Por el contrario, se consideran como zapatas flexibles aquellas en las que el vuelo v es superior a $2h$, en alguna de las direcciones principales.

2.13.1.1. Dimensionamiento de zapatas aisladas con carga centrada

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

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

En donde N es la carga centrada de servicio y P el peso propio de la zapata. Al no conocerse inicialmente el valor de P , será necesario operar por tanteos admitiendo, en principio, para el peso propio un valor del orden del 5% de N . Cualquiera que sea el tipo de zapata, para el cálculo resistente del hormigón siempre puede considerarse una

²² MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 23 Cimentaciones. En 23.2.- Zapatas.- generalidades. P 491-497.

tensión uniforme del terreno, en favor de la seguridad, pero prescindiendo del peso propio de la zapata, ya que al fraguar el hormigón queda en un estado en el que las tensiones son nulas. Por lo tanto, como acción del terreno sobre la zapata se considera la tensión uniforme, $\sigma_t = N/(a * b)^{23}$.

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

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

2.13.1.2. Determinación de las armaduras de tracción

Realmente, la determinación de las armaduras de tracción de las zapatas rígidas debería hacerse por el método de las bielas y, para las zapatas flexibles, por el método de flexión. Pero dadas las pequeñas diferencias que se obtienen, suele adoptarse el método general de flexión para ambos tipos de zapatas. Por ello son de aplicación las tablas, ábacos y fórmulas simplificadas. Las armaduras se determinan en las secciones 1-1 y 1'-1', distanciadas de los paramentos del soporte de hormigón, $0,15 * a_o$ y $0,15 * b_o$, respectivamente (fig. 2.23). El momento de cálculo en la sección 1-1, debido a la carga del terreno $a_l = N/(a * b)$ es:

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

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

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

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

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

²³ MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 23 Cimentaciones. En 23.3.- Pre dimensionamiento. P 507-508.

No debiendo adaptarse cantos que requieran cuantías superiores a 0,01 ($\rho \leq 0,01$), por consideraciones de adherencia²⁴.

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

2.13.1.3. Comprobación a cortante y punzonamiento

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

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

Cuando el vuelo sea, $v \leq 1,5 \cdot b$, la comprobación se efectúa a punzonamiento por secciones independientes. Así, la sección de referencia 2 - 2 se sitúa a una distancia d_2 del paramento del soporte, su ancho es $b_o + d \leq b$, y su canto $d_2 \leq 1,5 \cdot V_2$.

La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuando sea:

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \cdot \frac{(b \cdot b_o + d) \cdot (a - a_o - d)}{4} \leq 2 \cdot f_{vd} \cdot (b_o + d) \cdot d_2$$

Cuando el vuelo sea $v > 1,5 \cdot b$ (zapatas estrechas), la comprobación se efectúa a cortante en la sección de referencia 3-3, separada una distancia d del paramento del soporte, de ancho b y canto d_3 . Debe ser:

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \left(\frac{a - a_o}{2} - d \right) \leq d_3 \cdot f_{vd}$$

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

En las zapatas flexibles es necesario efectuar una doble comprobación: a esfuerzo cortante y a punzonamiento. La comprobación a cortante es idéntica a la indicada para las zapatas rígidas en el apartado anterior.

Esta comprobación debe efectuarse en la sección 3-3 cuando sea $a - a_o \geq b - b_o$; en caso contrario se comprobará en la sección ortogonal.

²⁴MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 23 Cimentaciones. En 23.3.- Disposición de armaduras. P 511

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

La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuando sea:

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

2.13.1.6. Comprobación de adherencia.-

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

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

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

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

En donde n es el número de barras de diámetro ϕ , y k una constante con el valor $k=0,95$ para las zapatas rígidas, y $k = 2,00$ para las flexibles²⁵.

2.14. Presupuesto.-

La estimación del costo de construcción es necesariamente el resultado de un proceso de cálculo de cantidades (volúmenes de obra) y Valores (precios unitarios) de todos los ítems y/o actividades que forman parte de una construcción, en ningún caso deben considerarse probabilidades porque éstas no siempre podrán dar un resultado positivo.

2.14.1. Presupuesto por análisis de precios unitarios.-

Es la determinación del costo con la máxima aproximación, mediante sistema analítico, por el cuál el calculista en base a los pliegos de condiciones y especificaciones y a los planos a diseño final, calcula los precios unitarios de cada una de las actividades que forman parte de la obra. Sus partes son:

²⁵ MONTROYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 23 Cimentaciones. En 23.3.- Comprobación adherencia. P 513

2.14.1.1. Cómputo métrico

Por medio del cómputo métrico, se miden las estructuras que forman parte de una obra de ingeniería, con el objeto de : establecer el costo de la obra y determinar la cantidad de materiales necesarios para ejecutarla.

2.14.1.2. Pliego de especificaciones técnicas

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

2.14.1.3. Precios unitarios

El precio unitario puede definirse como el importe de la remuneración o pago total, que debe cubrirse al contratista por unidad de obra de cada uno de los conceptos de trabajo que realice.

2.14.1.4. Presupuesto general de la obra

La sumatoria de los precios unitarios de cada uno de los ítems que forman parte de la obra.

2.14.1.5. Plazo de ejecución

Es el tiempo establecido desde el inicio de la obra hasta la entrega provisional de la obra, de acuerdo a lo establecido en el contrato y computado a partir de la emisión de orden de proceder.

CAPÍTULO III
INGENIERÍA DEL PROYECTO

CAPÍTULO III: INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Levantamiento Topográfico

El plano del levantamiento topográfico fue otorgado por el Gobierno Autónomo Municipal de la Ciudad de Tarija.

El terreno cuenta con una superficie útil de 4350 m², ir a (ANEXO 2).

3.2. Análisis del Ensayo de Suelo

El estudio de suelos fue otorgado por el Gobierno Autónomo Municipal de la Ciudad de Tarija, dicho ensayo se la realizo por S.P.T. en dos pozos, ubicadas en lugares estratégicamente y con profundidades variables. El tipo de suelo es GW, según la clasificación del Sistema Unificado. (ANEXO 3).

Tabla 1. Capacidad portante del suelo en los distintos pozos

Pozo N°	Profundidad m	Golpes N°	Resistencia σ_{adm} (MPa)
1	3,00	14	0,21
2	3,10	14	0,21

Fuente. Elaboración propia

3.3. Diseño Arquitectónico

El diseño arquitectónico fue proporcionado por el Gobierno Autónomo Municipal de la Ciudad de Tarija y consta de los siguientes ambientes: **Planta baja:** Dirección, Secretaría, Cocineta más baño, Sala de docentes, Gabinete de psicología, Ambiente para cámaras de seguridad, 2 baterías de baños varones y mujeres y 7 aulas. **Primer piso:** Depósito, 2 baterías de baños varones y mujeres, 9 aulas. **Segundo piso:** Depósito, 2 Laboratorios, Batería de baños varones y mujeres y 4 aulas.

3.4. Modelo Estructural

La descripción del modelo estructural obedece a la siguiente clasificación:

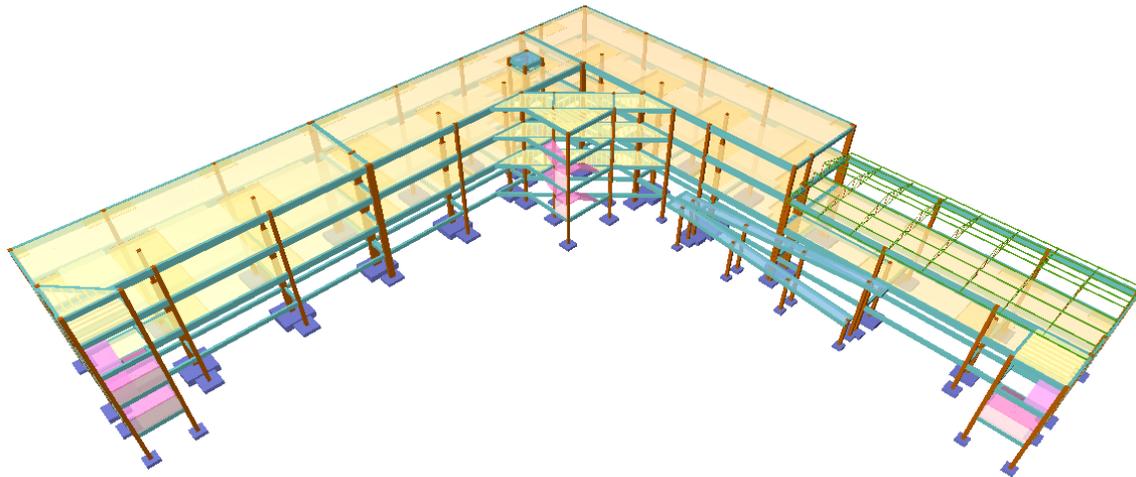
3.4.1. Estructura de Sustentación

- ✓ **Fundaciones:** Compuesta por zapatas aisladas, nivel de fundación a -3 m.
- ✓ **Columnas:** Compuesta por secciones cuadradas, rectangulares y circulares.
- ✓ **Vigas y sobrecimientos:** Compuestas de secciones rectangulares, la mayor luz 9 m.
- ✓ **Entrepisos:** Constituidos por losas alivianadas con viguetas pretensadas y losa reticular.

3.4.2. Estructura de cubierta

- ✓ **Cubierta:** Constituido por cerchas con perfiles de sección tubular rectangular.

Ilustración 2. Esquema estructural de la Unidad Educativa Comunidad de Bella Vista Módulo II



Fuente. Cypecad Estructuras 2016.o

3.5. Análisis y diseño estructural

- ✓ **Estructura de sustentación:** Se realizó con ayuda del programa informático Cypecad Ingenieros Versión 2016.o.
 - ✓ **Estructura de cubierta:** Se realizó con el paquete informático Nuevo metal 3D-2016.o.
- Se realizará un cálculo de un elemento estructural, (losa, viga, columna, zapata) los cuales se encuentran más adelante.

3.5.1. Normas consideradas

- ✓ **Estructura de sustentación:** Todos los elementos estructurales fueron diseñados con el Código Boliviano del Hormigón (CBH-87).
- ✓ **Estructura de cubierta:** Todos los elementos estructurales fueron diseñados con las especificaciones de la AISC 360 - 10 y la normativa LRFD, volumen I y II.

3.5.2. Materiales Utilizados

- ✓ **Estructura de sustentación:** Todos los elementos estructurales fueron diseñados con hormigón armado de la siguientes características:

Hormigón

Resistencia Característica (a los 28 días) $f_{ck} = 2,5 \text{ kK/cm}^2$

Módulo de elasticidad $E_c = 2100 \text{ kN/cm}^2$

Acero

Límite de fluencia $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$
Módulo de elasticidad $E_s = 21000 \text{ kN/cm}^2$

- ✓ **Estructura de cubierta:** Todos los elementos estructurales fueron diseñados con las especificaciones de la AISC 360 - 10 y la normativa LRFD, volumen I y II.

Acero

Acero ASTM $A = 36 \text{ ksi}$

3.5.3. Acciones consideradas

3.5.3.1. Estructura de hormigón armado

Tabla de carga viva extraído del Código Técnico de la Edificación, Documento Básico Seguridad Estructural Acciones en la edificación diseño :

Tabla 2. Valores característicos de sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

(Los valores correspondientes a C1 y C3 fueron los usados)

Carga permanente no estructural :

→ **Peso Propio Piso (q_1):**

Datos:

$$e = 1 \text{ cm}$$

Material

$$\gamma_{\text{piso}} = 1800 \text{ kg/m}^3$$

→ **Peso Propio Cielo Raso (q_2):**

Datos:

$$e = 1 \text{ cm}$$

Material

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

Carga por unidad de Superficie: Carga por unidad de Superficie:

$$q_1 = \gamma_{\text{piso}} \times e$$

$$q_1 = 18,0 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = \gamma_{\text{cr}} \times e$$

$$q_2 = 12,5 \text{ kg/m}^2$$

Peso Propio Carpeta de Nivelacion (q_3):

Datos:

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

Material

$$\gamma_{\text{cn}} = 2100 \text{ kg/m}^3$$

Carga por unidad de Superficie:

$$q_3 = \gamma_{\text{cn}} \times e$$

$$q_3 = 42,00 \text{ kg/m}^2$$

→ **Peso Propio Carga de Muro de Ladrillo 6H $e=18$ (1:5) (exterior) (q_4):**

Datos:

$$e = 18 \text{ cm}$$

$$\text{Base} = 24 \text{ cm}$$

$$\text{Alto} = 12 \text{ cm}$$

$$\text{Junta Vertical} = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Junta Horiz} = 2 \text{ cm}$$

$$P_{\text{ladrillo}} = 3,7 \text{ kg}$$

Material

$$P_{\text{rev. Cem.}} = 21 \text{ kg/m}^2 \times \text{cm}$$

$$P_{\text{rev. Yeso}} = 12,5 \text{ kg/m}^2 \times \text{cm}$$

$$Y_{\text{mortero}} = 2100 \text{ kg/m}^3$$

$$e_{\text{rev. Cem. 2 caras}} = 2 \text{ cm}$$

$$e_{\text{rev. yeso 2 caras}} = 1 \text{ cm}$$

#Ladrillos en $L=1\text{m}$ horizontal (CL_H)

$$CL_H = \frac{100}{\text{Base} + \text{Junta Vertical}}$$

$$CL_H = 4,00 \text{ pza/m}$$

#Ladrillos en $L=1\text{m}$ vertical (CL_V)

$$CL_V = \frac{100}{\text{Base} + \text{Junta Horiz}}$$

$$CL_V = 7,14 \text{ pza/m}$$

#ladrillos en 1m^2 de muro (CL_T)

$$CL_T = CL_H \times CL_V$$

$$CL_T = 28,57 \text{ pza/m}^2$$

Vol. ladrillo en 1m^2 de muro (V_L)

$$V_L = e \times \text{Base} \times \text{Alto} \times CL_T$$

$$V_L = 148114,3 \text{ cm}^3/\text{m}^2$$

Volumen mortero en m² (V_M)

$$V_M = (100 \times 100 \times e) - V_L$$

$$V_M = 0,032 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

Carga por unidad de Superficie:

$$q_4 = CL_T \times P_{\text{ladrillo}} + P_{\text{rev.cem}} \times e_{\text{rev.cem}} + P_{\text{rev.yeso}} \times e_{\text{rev.yeso}} + \gamma_{\text{mortero}} \times V_M$$

$$q_4 = 227,17 \text{ kg/m}^2$$

→ Peso Propio Carga de Muro de Ladrillo 6H e=12 (1:5) (interior) (q₅):**Datos:**

e =	12	cm
Base =	24	cm
Alto =	18	cm
Junta Vertic =	1	cm
Junta Horiz =	2	cm
P ladrillo =	3,6	kg

Material

P _{rev. Cem.} =	21	kg/m ² ×cm
P _{rev. Yeso} =	12,5	kg/m ² ×cm
Y _{mortero} =	2100	kg/m ³
e _{rev. Cem. 2 caras} =	2	cm
e _{rev. yeso 2 caras} =	1	cm

#ladrillos en L=1m horizontal (CL_H)

$$CL_H = \frac{100}{B_{\text{base}} + J_{\text{un}} V_{\text{ertical}}}$$

$$CL_H = 4,00 \text{ pza/m}$$

#ladrillos en L=1m vertical (CL_V)

$$CL_V = \frac{100}{B_{\text{base}} + J_{\text{un}} H_{\text{oriz}}}$$

$$CL_V = 5,00 \text{ pza/m}$$

#ladrillos en 1m² de muro (CL_T)

$$CL_T = CL_H \times CL_V$$

$$CL_T = 20,00 \text{ pza/m}^2$$

Vol. ladrillo en 1m² de muro (V_L)

$$V_L = e \times B_{\text{base}} \times A_{\text{alto}} \times CL_T$$

$$V_L = 103680,0 \text{ cm}^3/\text{m}^2$$

Volumen mortero en m² (V_M)

$$V_M = (100 \times 100 \times e) - V_L$$

$$V_M = 0,0163 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

Carga por unidad de Superficie:

$$q_5 = CL_T \times P_{\text{ladrillo}} + P_{\text{rev.cem}} \times e_{\text{rev.cem}} + P_{\text{rev.yeso}} \times e_{\text{rev.yeso}} + \gamma_{\text{mortero}} \times V_M$$

$$q_5 = 160,77 \text{ kg/m}^2$$

Carga Muerta por Unidad de Superficie

$$CM = \sum q_i$$

$$CM = 299,67 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = 0,300 \text{ tn/m}^2$$

$$CM = 2,997 \text{ kN/m}^2$$

Carga lineal por tabiquería :

→Carga Lineal Muro (q_1): $e=12\text{cm}$

Datos:

$$P_{\text{muro}} = 160,77 \text{ kg/m}^2$$

$$h_{\text{muro}} = 3,06 \text{ m}$$

Carga por Metro Lineal:

$$q_1 = P_{\text{muro}} \times h_{\text{muro}}$$

$$q_1 = 491,96 \text{ kg/m}$$

$$q_1 = 0,492 \text{ tn/m}$$

→Carga Lineal Zocalo (q_2):

Datos:

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

$$h_{\text{zocalo}} = 10 \text{ cm}$$

$$\gamma_{\text{bald.ceram.}} = 1800 \text{ kg/m}^3$$

Carga por Metro Lineal:

$$q_2 = \gamma_{\text{bald.ceram.}} \times h_{\text{zocalo}} \times e$$

$$q_2 = 3,6 \text{ kg/m}$$

$$q_2 = 3,60\text{E-}03 \text{ tn/m}$$

→Carga Lineal Muro (q_1): $e=18\text{cm}$

Datos:

$$P_{\text{muro}} = 227,17 \text{ kg/m}^2$$

$$h_{\text{muro}} = 3,06 \text{ m}$$

Carga por Metro Lineal:

$$q_1 = P_{\text{muro}} \times h_{\text{muro}}$$

$$q_1 = 695,15 \text{ kg/m}$$

$$q_1 = 0,695 \text{ tn/m}$$

Carga Muerta por Unidad de Superficie $e=12\text{cm}$

$$CM = S q_i$$

$$CM = 495,56 \text{ kg/m}$$

$$CM = 4,956 \text{ kN/m}$$

Carga Muerta por Unidad de Superficie $e=18\text{cm}$

$$CM = S q_i$$

$$CM = 698,75 \text{ kg/m}$$

$$CM = 6,988 \text{ kN/m}$$

Tabla 3. Sobrecargas de uso y cargas permanentes (Tabla Resumen)

CARGA VIVA	Carga
Planta Baja	kN/m ²
Depósito	5
Escaleras	5
Rampa	5
Aulas	3
Baños	3
1° Piso	
Depósito	5
Balcones	5
Escaleras	5
Rampa	5
Aulas	3
Baños	3
2° Piso	
Depósito	5
Balcones	5
Escaleras	5
Aulas	3
Baños	3

CARGA TABIQUERIA	Carga
Planta Baja, 1° Piso y 2° Piso	kN/m
Muro ladrillo 6 H e=12cm	5
Muro ladrillo de 6 H e=18cm	7

PESO PROPIO	kN/m²
Losa alivianada	3
Losa reticular	4,8
NO ESTRUCTURAL	kN/m ²
Carga permanente no estr.	3

Fuente. Elaboración propia

✓ **Viento.-** Para una velocidad de 86 Km/hr.

3.5.3.2. Estructura Metálica

Tabla 4. Carga debido a la Calamina

CALIBRE	PESO		RELACIÓN INERCIA		MÓDULO	
	longitud	área	cubierta	sección	sección	
#	mm	kg / ml	kg / m ²	ml / m ²	cm ⁴ / m	cm ³ / m
26	0.45	3.53	4.22	1.20	2.74	2.82
28	0.38	2.99	3.57	1.20	2.28	2.35
30	0.31	2.44	2.92	1.20	1.84	1.90

(Se usará el espesor de calamina de 0,38 mm)

$$q_1 = 3,57 \text{ kg/m}^2$$

$$q_1 = 0,0357 \text{ kN/m}^2$$

Carga debida a Cielo Raso o Cielo falso

Tabla 5. Carga cielo raso

MATERIAL	CARGA UNITARIA KPa (KN/m ²)
CIELORRASOS	
Cielorraso termo-acústico con elementos modulares de fibra de madera, montados sobre elementos metálicos o enlistonado de madera, incluidos éstos.	0,10
Cielorraso con elementos modulares de asbesto cemento, montados sobre elementos metálicos o enlistonado de madera, incluidos éstos	0,15
Cielorraso de plaquetas de yeso, montadas sobre armadura de aluminio	0,20
Mezcla de cemento, cal, arena, con metal desplegado	0,50
Yeso con enlistonado	0,20
Yeso con metal desplegado	0,18

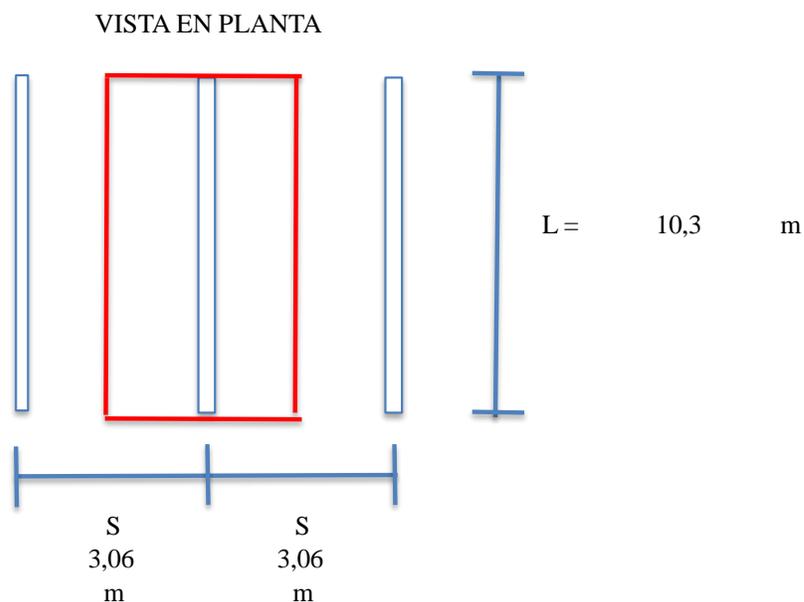
$$q_2 = 0,20 \text{ kN/m}^2$$

Carga debida a Mantenimiento

$$L_r = 0,96 \cdot R_1 \cdot R_2$$

$$0,58 \text{ KPa} \leq L_r \leq 0,96 \text{ KPa}$$

$$R_1 = 1,2 - 0,01076 \cdot A_t \text{ para : } 19 \text{ m}^2 \leq A_t \leq 56 \text{ m}^2$$

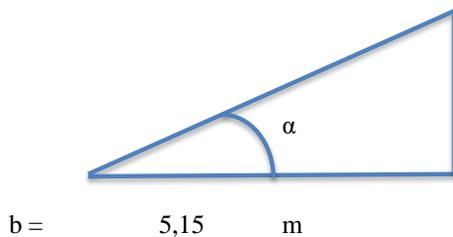


$$\boxed{\text{Área tributaria} = S \cdot L}$$

Área tributa: 31,518 m²

$$R_1 = 0,861$$

$$\boxed{R_2 = 1} \text{ para : } F \leq 4$$



$$\boxed{\text{pendiente}(\%) = \frac{h}{b} \cdot 100}$$

$$\text{pendiente}(\%) = 27,184 \%$$

$$\boxed{F = 0,12 \cdot \text{pendiente}(\%)}$$

$$F = 3,262$$

$$R_2 = 1$$

Finalmente :

$$\boxed{Lr = 0,96 \cdot R_1 \cdot R_2}$$

$$Lr = 0,826 \text{ kPa} = 82,643 \text{ kg/m}^2 = 0,826 \text{ kN/m}^2$$

Carga por Viento :

Tabla 6. Velocidades básicas del viento en ciudades

CIUDAD	V (m/seg)
COCHABAMBA	44,3
LA PAZ	29,5
ORURO	29,4
POTOSI	30,2
SANTA CRUZ	42,6
SUCRE	32,4
TARIJA	24,0
TRINIDAD	40,0
COBIJA	26,5

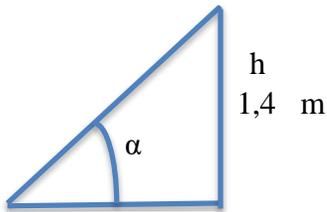
Velocidad 86 km/h

$$P = \frac{V^2 (m/s)}{16}$$

$$P = 35,667 \text{ kg/m}^2 = 36,000 \text{ kg/m}^2 = 0,36 \text{ kN/m}^2$$

COEFICIENTES DE BARLOVENTO Y SOTAVENTO

Valor de en grado	C1	C2
0°	-0,5	-0,27
10°	-0,5	-0,27
20°	-0,5	-0,27
25°	-0,1	-0,27
30°	0,3	-0,27



$$\tan \alpha = 0,272$$

$$\alpha = 15,208$$

$$\alpha = 15^{\circ}12'28,94''$$

$$b = 5,15 \text{ m}$$

$$C1 = -0,5$$

$$C2 = -0,27$$

Barlovento :

$$P \cdot C_1$$

$$-18 \text{ kg/m}^2 = -0,18 \text{ kN/m}^2$$

Sotavento :

$$P \cdot C_2$$

$$-9,72 \text{ kg/m}^2 = -0,097 \text{ kN/m}^2$$

Carga por Granizo :

$$D = 900 \text{ kg/m}^3 \quad \text{Densidad Granizo}$$

$$\alpha = 15,208 \text{ Grados}$$

Sobre carga por granizo para cubierta	Q = Carga Diseño	Altura en (m)
	kg/m ²	Q/D
Carga de Diseño	60	0,07
Carga mínima recomendada SIB	140	0,15
Carga máxima recomendada SIB	250	0,27

Carga de Diseño = 60 kg/m²

$$G = \left(\frac{45^\circ - \alpha^\circ}{45^\circ} \right) \times \{ \text{Carga de diseño} \}$$

$$G = 39,723 \text{ kg/m}^2$$

$$G = 0,397 \text{ kN/m}^2$$

Tabla 7. Sobrecargas de uso y cargas permanentes (Tabla Resumen)

Tipo de Servicio	Carga
<i>Cubierta</i>	kN/m ²
Sobrecarga	0,85
Cielo falso (plaquetas de yeso)	0,20
Calamina galvanizada N°28	0,036

Fuente. Elaboración propia

- ✓ **Viento.-** Para una velocidad de 86 Km/hr.
- ✓ **Granizo.-** Se adoptó una carga de 0,40 kN/m²

3.5.4. Hipótesis de carga

3.5.4.1. Estructura de hormigón armado

- ✓ **E.L.U. de rotura hormigón.-** Las combinaciones de carga que se utilizaron fueron:

Hipótesis I: $\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q$

Hipótesis II: $0,9 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + 0,9 \cdot \gamma_{fq} \cdot W$

Donde

$\gamma_{fg} \cdot \gamma_{fq} = 1,6$ = Coeficiente de ponderación de las acciones de efecto desfavorable

G = Cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter permanente.

Q = Cargas variables, de explotación, de nieve, más acciones indirectas con carácter variable.

W = Carga del viento.

Hipótesis empleada : $1,6 \cdot G + 1,6 \cdot Q$

3.5.4.2. Estructura Metálica

- ✓ **E.L.U. de rotura Acero.-**

Donde:

D= Cargas muertas.

L= Cargas vivas.

W= Fuerzas de viento.

R= Carga de lluvia o hielo.

Hipótesis I: $U_1=1.4 D$

Hipótesis II: $U_2=1.2 D + 1.6 L + 0.8 W$

Hipótesis III: $U_3=1.2 D + 1.3 W + 0.5 R$

Hipótesis empleada : $U_2=1.2 D + 1.6 L$

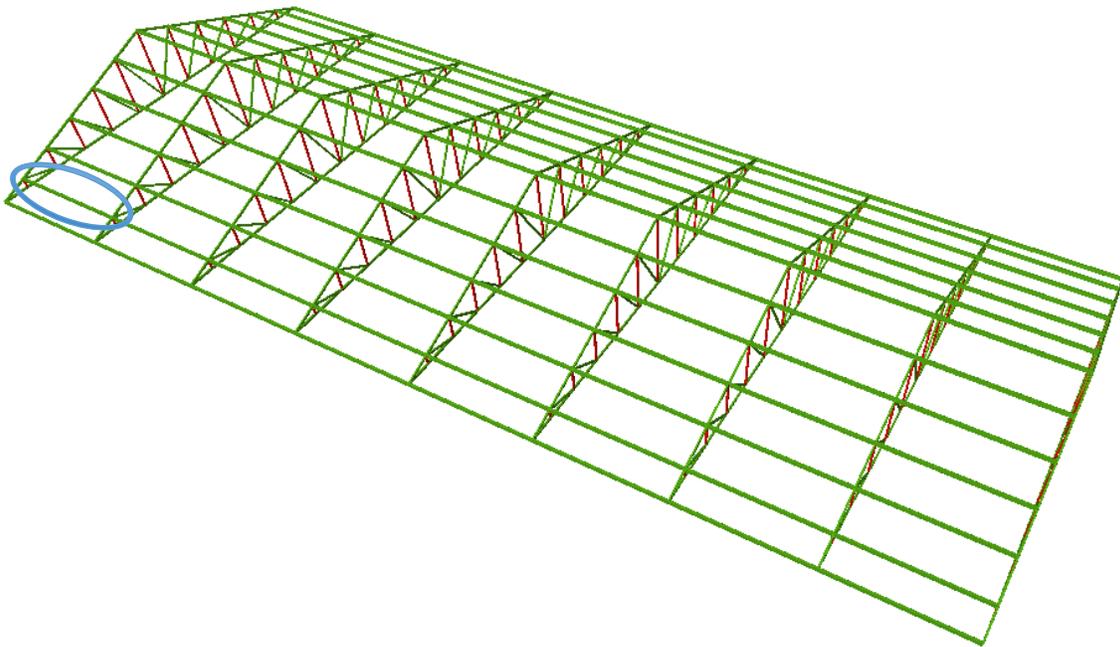
3.5.5. Diseño de la estructura metálica

Toda la estructura metálica fue calculada y diseñada con perfiles metálicos tubulares de sección cuadrada, rectangular y circular. Las uniones que se consideraron fueron soldadas y atornilladas. A continuación se presentan 3 tipos de cubierta que se utilizaron en el proyecto:

3.5.5.1. Cubierta

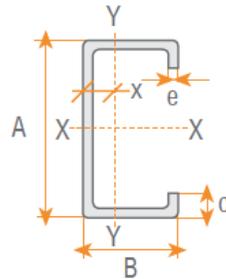
3.5.5.1.1 Diseño Correa

Ilustración3. Correa más desfavorable



Fuente. Metal 3D (Ubicación de la correa más desfavorable)

Dimensiones nominales				Peso teórico	Área	Propiedades							
A	B	C	e	P	A	Eje X-X			Eje Y-Y				Flexión
mm	mm	mm	mm	kgf/m	cm ²	I	W	i	I	W	i	X	ia
100	50	15	2	3,40	4,34	69,2	13,85	4,00	14,98	4,57	1,86	1,73	2,33



Datos:

Peso calamina = 3,57 kg/m²
 Peso correa = 3,4 kg/m
 Sobrecarga = 85 kg/m²
 Carga cielo = 20 kg/m²
 Carga VB = -7,54 kg/m²
 Carga VS = -30,14 kg/m²
 Carga granizo = 40 kg/m²

S correa = 0,93 m

α = 15 grados
 E = 200000 Mpa
 I_x = 69,2 cm⁴

Carga total debido a peso muerto

$$D = \text{Pesocorrea} + \text{Pesocalamina} \cdot \text{Scorrea}$$

D = 6,613 kg/m

Carga debido a sobrecarga de uso

$$L = \text{Sobrecarga} \cdot \text{Scorrea}$$

L = 72 kg/m

Combinación desfavorable

$$q_u = 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L$$

$$q_u = 123,136 \text{ kg/m}$$

$$q_{u,y} = q_u \cdot \sin(\alpha)$$

$$q_{u,x} = 31,870 \text{ kg/m}$$

$$q_{u,y} = 118,940 \text{ kg/m}$$

Espaciamiento máximo permisible

$$L = \sqrt[3]{\frac{384 \cdot E \cdot I_x}{300 \cdot q_{u,y} \cdot 5}}$$

$$L = 3,100 \text{ m}$$

$$L = 3,06 \text{ m}$$

Deflexión máxima para aceros

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

$$\Delta_{\max} = 1,020 \text{ cm}$$

Inercia mínima para la longitud adoptada

$$I_{\min} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{u,y} \cdot L^4}{E \cdot D}$$

$$I_{\min} = 6,66E-07 \text{ m}^4$$

$$I_{\min} = 66,561 \text{ cm}^4$$

Diseño a flexión en X

$$\eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1 \quad \begin{array}{l} M_{rx} = 1,25 \text{ kN-m} \\ M_{cx} = 3,29 \text{ kN-m} \end{array} \quad \eta_m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} = 0,38$$

Diseño a flexión en Y

$$\eta_m = \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1 \quad \begin{array}{l} M_{ry} = 0,29 \text{ kN-m} \\ M_{cy} = 1,07 \text{ kN-m} \end{array} \quad \eta_m = \frac{M_{ry}}{M_{cy}} = 0,27$$

Diseño a flexión oblicua

$$m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1 \qquad m = \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} = 0,65$$

Diseño a cortante en X

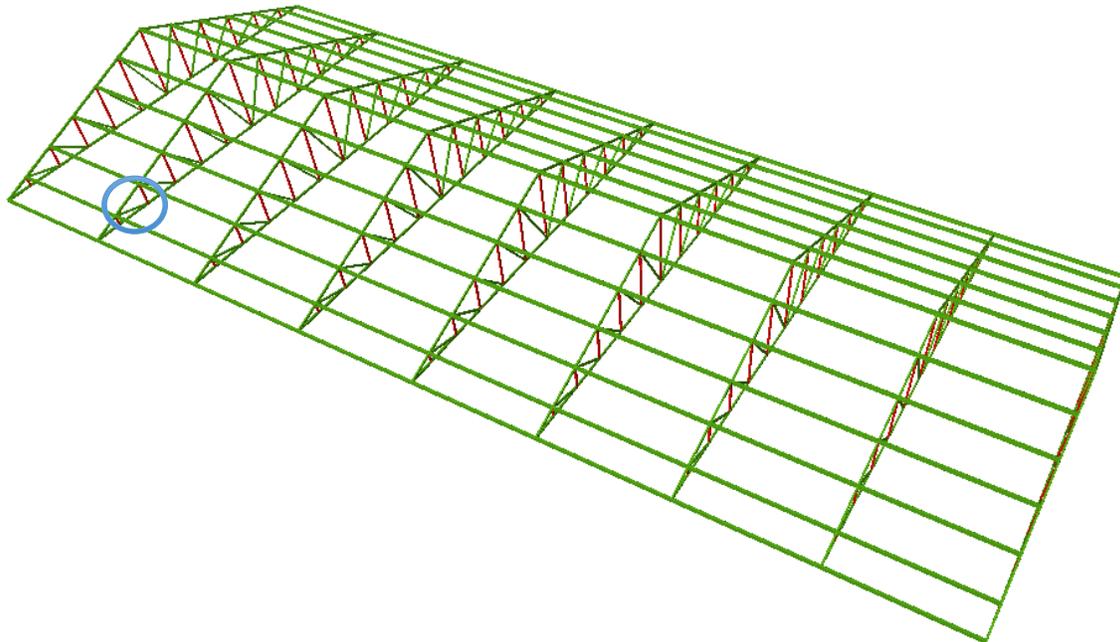
$$\eta_v = \frac{V_{rx}}{V_{cx}} \leq 1 \qquad \begin{matrix} V_{rx} = 0,28 \text{ kN} \\ V_{cx} = 11,97 \text{ kN} \end{matrix} \qquad \eta_m = \frac{V_{rx}}{V_{cx}} = 0,02$$

Diseño a cortante en Y

$$\eta_v = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \leq 1 \qquad \begin{matrix} V_{ry} = 2,24 \text{ kN} \\ V_{cy} = 26,22 \text{ kN} \end{matrix} \qquad \eta_m = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} = 0,09$$

3.5.5.1.2 Verificación miembros a tracción

Ilustración 4. Diagonal más desfavorable



Fuente. Metal 3D

B	H	t	p	Ag	g	Ix	Sx	rx	Zx	Iy	Sy	ry	Zy	J	C
[mm]	[mm]	[mm]	[m ² /m]	[cm ²]	[Kg/m]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ³]
40	50	2.50	0.171	4.089	3.210	14.111	5.644	1.858	6.890	9.967	4.983	1.561	5.909	18.412	8.846

P_c: Resistencia de diseño a tracción

P_c : 91.92 kN

$$\begin{aligned}
 F_y &= 2530 \text{ kg/cm}^2 = 35,987 \text{ ksi} \\
 F_r &= 4080 \text{ kg/cm}^2 = 58,034 \text{ ksi} \\
 P_u &= 9192 \text{ kg} = 20,265 \text{ kip} \\
 E &= 2000000 \text{ kg/cm}^2 = 28448,000 \text{ ksi} \\
 L &= 92 \text{ cm} = 36,220 \text{ in} \\
 K &= 1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 r_{x \text{ sec}} &= 1,858 \text{ cm} = 0,73 \text{ in} \\
 r_{y \text{ sec}} &= 1,561 \text{ cm} = 0,61 \text{ in} \\
 A_{\text{sec}} &= 4,089 \text{ cm}^2 = 0,63 \text{ in}^2
 \end{aligned}$$

$$D_p = 0,63 \text{ cm} = 0,25 \text{ in}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{Coef. Minoración a tracción en ruptura}$$

1. Área mínima necesaria

$$A_{\min} \geq \frac{P_u}{0,9 \cdot F_y}$$

$$A_{\min} \geq 0,626 \text{ in}^2$$

2. Rádio de giro mínimo

$$r_{\min} \geq \frac{k \cdot L}{300}$$

$$r_{\min} \geq 0,121 \text{ in}$$

3. Verificando con la sección elegida

$$\frac{k \cdot L}{r_{\text{sec-min}}} \leq 300$$

$$58,937 \leq 300$$

CUMPLE

4. Esfuerzo permisible

$$\frac{P_u}{A_{sec}} \leq 0,9 \cdot F_y$$

$$\frac{31,974}{\text{ksi}} \leq \frac{32,388}{\text{ksi}}$$

CUMPLE

5. Verificando con el área crítica

$$D_{p-c} = D_p + \frac{1}{8}$$

$$D_{p-c} = 0,37 \text{ in}$$

6. Cálculo del área crítica

$$A_{crit} = A_{sec} - A_{D_{p-c}}$$

$$A_{crit} = 0,525 \text{ in}^2$$

7. Condición a cumplir

$$\frac{P_u}{A_{crit}} \leq f \cdot F_r$$

$$\frac{38,64}{\text{ksi}} \leq \frac{43,53}{\text{ksi}}$$

CUMPLE

Diseño a tracción

$$\eta_c = \frac{Pr}{Pc} \leq 1$$

$$\begin{aligned} Pr &= 44,38 \text{ kN} \\ Pc &= 91,92 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\eta_m = \frac{Pr}{Pc} = 0,48$$

Diseño a flexión en X

$$\eta_m = \frac{Mrx}{Mcx} \leq 1$$

$$\begin{aligned} Mrx &= 0,41 \text{ kN-m} \\ Mcx &= 1,64 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

$$\eta_m = \frac{Mrx}{Mcx} = 0,25$$

Diseño a cortante en Y

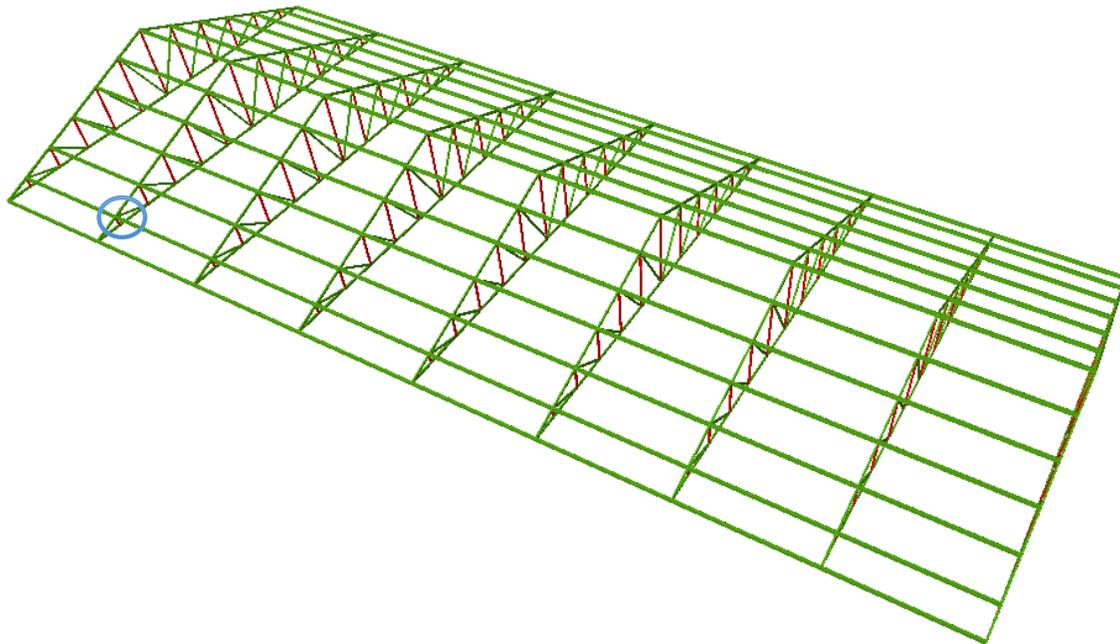
$$\eta_v = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} \leq 1 \quad \begin{matrix} V_{ry} = 0,71 \text{ kN} \\ V_{cy} = 27 \text{ kN} \end{matrix} \quad \eta_m = \frac{V_{ry}}{V_{cy}} = 0,03$$

Flexión en X combinada con compresión

$$\eta_{fc} = \frac{Pr}{P_c} + \frac{8 Mr_x}{9 Mc_x} \leq 1 \quad \eta_{fc} = \frac{Pr}{P_c} + \frac{8 Mr_x}{9 Mc_x} = 0,71$$

3.5.5.1.3. Verificación miembros a compresión

Ilustración 5. Cuerda Superior más desfavorable



Fuente. Metal 3D

B	H	t	p	Ag	g	Ix	Sx	rx	Zx	Iy	Sy	ry	Zy	J	C
[mm]	[mm]	[mm]	[m ² /m]	[cm ²]	[Kg/m]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ³]
40	60	2.50	0.191	4.589	3.602	22.055	7.352	2.192	9.060	11.725	5.862	1.598	6.846	24.197	10.721

P_c: Resistencia de diseño a compresión

P_c : 86.20 kN

$$\begin{aligned}
 F_y &= 2530 \text{ kg/cm}^2 = 35,987 \text{ ksi} \\
 F_r &= 4080 \text{ kg/cm}^2 = 58,034 \text{ ksi} \\
 P_u &= -8620 \text{ kg} = -19,004 \text{ kip} \\
 E &= 2000000 \text{ kg/cm}^2 = 28448,000 \text{ ksi} \\
 L &= 18 \text{ cm} = 7,087 \text{ in}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi_c &= 0,85 \\
 k &= 1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 r_{xsec} &= 2,192 \text{ cm} = 0,86 \text{ in} \\
 r_{ysec} &= 1,598 \text{ cm} = 0,63 \text{ in}
 \end{aligned}$$

$$A_{sec} = 4,589 \text{ cm}^2 = 0,711 \text{ in}^2$$

1. Área bruta necesaria

$$F_{cr} = \frac{2}{3} \cdot F_y$$

$$F_{cr} = 23,991 \text{ ksi}$$

$$A_{req} = \frac{P_u}{\phi \cdot F_{cr}}$$

$$A_{req} = 0,93 \text{ in}^2$$

2. Verificando si el elemento posee rigidez aceptable

$$\lambda = \frac{k \cdot L}{r_{sec}} \leq 200$$

$$\lambda = 11,264 < 200$$

CUMPLE

3. Definir la frontera entre columna elástica e inelástica a través del coeficiente de rigidez

$$\lambda_c = \frac{k \cdot L}{r \cdot \rho} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} < 1,5$$

$$\lambda_c = 0,128$$

4. Esfuerzo crítico

$$F_{cr} = 0,658 \lambda_c^2 \cdot F_y$$

$$F_{cr} = 35,743 \text{ ksi}$$

5. Cálculo de resistencia normal por compresión

$$P_n = F_{cr} \cdot A_{sec}$$

$$P_n = 25,424 \text{ kip}$$

6. Cálculo de la suma de las cargas factorizadas

$$P_u' = \phi_c \cdot P_n$$

$$P_u' = 25,67$$

$$\begin{array}{rcl} P_u' & > & P_u \\ 25,670 & > & 23,817 \end{array}$$

CUMPLE

Diseño a compresión

$$\eta_c = \frac{Pr}{Pc} \leq 1 \quad \begin{array}{l} Pr = 44,57 \text{ kN} \\ Pc = 86,2 \text{ kN} \end{array} \quad \eta_m = \frac{Pr}{Pc} = 0,52$$

Diseño a flexión en X

$$\eta_m = \frac{Mrx}{Mcx} \leq 1 \quad \begin{array}{l} Mrx = 0,74 \text{ kN-m} \\ Mcx = 2,14 \text{ kN-m} \end{array} \quad \eta_m = \frac{Mrx}{Mcx} = 0,35$$

Diseño a cortante en Y

$$\eta_v = \frac{Vry}{Vcy} \leq 1 \quad \begin{array}{l} Vry = 1,41 \text{ kN} \\ Vcy = 33,75 \text{ kN} \end{array} \quad \eta_m = \frac{Vry}{Vcy} = 0,04$$

Flexión en X combinada con compresión

$$\eta_{fc} = \frac{Pr}{Pc} + \frac{8 Mrx}{9 Mcx} \leq 1 \quad \eta_{fc} = \frac{Pr}{Pc} + \frac{8 Mrx}{9 Mcx} = 0,82$$

Ilustración 6. Geometría de la cercha

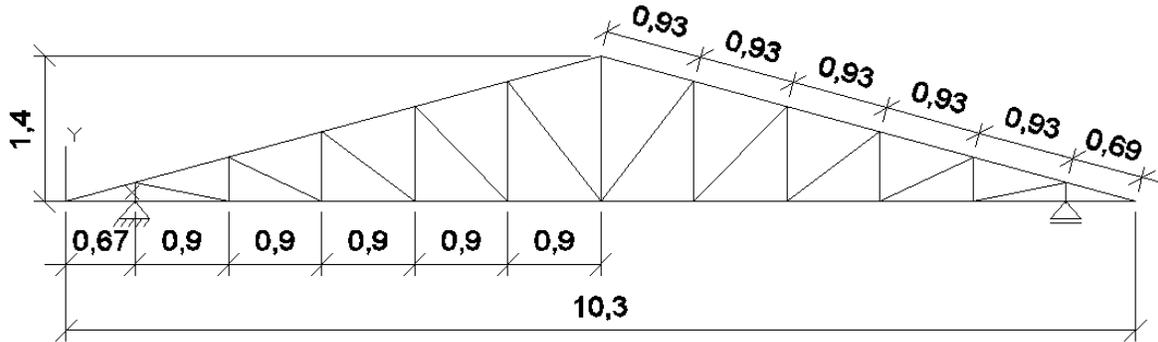
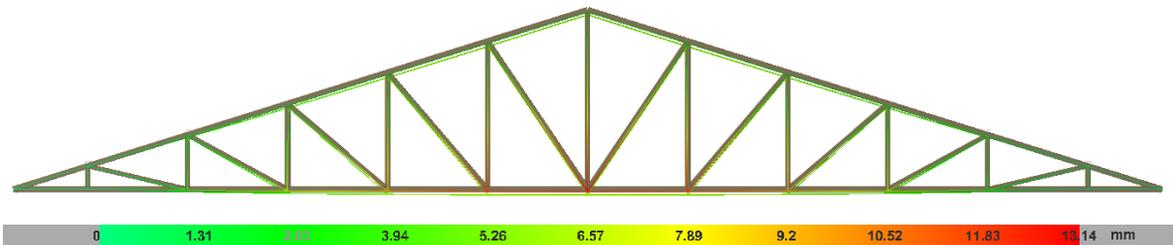


Ilustración 7. Flecha de la cercha más solicitada



Verificación de flechas :

$$L = 10,3 \text{ m}$$

$$Dz \text{ (mm)} < \frac{L}{300} \text{ (mm)}$$

$$13,14 < 34,3$$

Verificación de la dilatación :

$$L_o = 10,3 \text{ m}$$

$$\alpha = 1,2\text{E-}05 \text{ 1/C}^\circ$$

$$T_o = -10 \text{ C}^\circ$$

$$T_f = 39 \text{ C}^\circ$$

$$L_1 = L_o \times [1 + \alpha \times (T_f - T_o)]$$

$$L_1 = 10,306$$

$$\boxed{DL = L_1 - L_0}$$

$$\Delta L = 0,006 \text{ m}$$

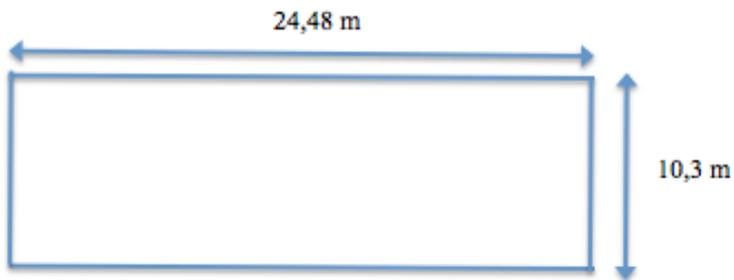
$$\Delta L = 6,056 \text{ mm}$$

Cuantía de la estructura metálica

Tabla 8. Peso total de la Estructura metálica

Perfil	Longitud			Volumen			Peso		
	Perfil (m)	Serie (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Serie (m³)	Material (m³)	Perfil (kg)	Serie (kg)	Material (kg)
TRL 60x40x2.5	188.764			0.087			679.44		
TRL 50x40x2.5	176.609			0.072			566.37		
		365.373			0.159			1245.82	
			365.373			0.159			1245.82
CA 100 x 50 x 15 x 2	318.240			0.138			1082.86		
		318.240			0.138			1082.86	
			318.240			0.138			1082.86

Área que cubre la cubierta



Datos :

$$P_{e-m} = 2328,68 \text{ kg}$$

$$A = 252,144 \text{ m}^2$$

$$\boxed{r_c = \frac{P_{e-m}}{A}}$$

$$\rho_c = 9,236 \text{ kg/m}^2$$

$$\boxed{r_c \leq r_{\max}}$$

$$9,236 \leq 15$$

CUMPLE

Unión Soldada

$$P_c = 93,39 \text{ kN} \quad F_y = 36 \text{ ksi} \quad t_{\text{sold.min}} = 3 \text{ mm} \left(\frac{1}{8}''\right)$$

$$\text{Long. soldadura} = 25,40 \text{ mm} \quad (1'') \quad \text{Asumido}$$

$$\text{Espesor de la garganta efectiva} = 0,707 \cdot t_{\text{sold.}} = 2,24 \text{ mm}$$

$$\text{Capacidad de la soldadura por pulg} = \phi \cdot F_w = 4,94 \text{ kN/cm}$$

$$\text{Longitud necesaria} = \frac{P_c}{\text{cap. total}} = 1,89 \text{ cm} = 18,92 \text{ mm}$$

$$\text{Use soldadura: } t_{\text{sold.}} = 3,20 \text{ mm} \quad \text{Long. sold.} = 19 \text{ mm}$$

Placa de unión estructura metálica y estructura de hormigón

$$P_U \text{ solicitada} = 252,29 \text{ kN}$$

Características geométricas del perno (4 pernos)

$$d_p = 12,66 \text{ mm} \quad L_{\text{perno}} = 30 \text{ cm} \quad A_p = 1,259 \text{ cm}^2 \quad t_{\text{placa}} = 6 \text{ mm}$$

Resistencia de diseño por cortante simple del perno A307

$$P_u = \phi_t \cdot R_v \cdot A_p \cdot N^{\circ} \text{ pernos} \quad P_u = 72,14 \text{ kN}$$

Resistencia de diseño por aplastamiento del perno A307

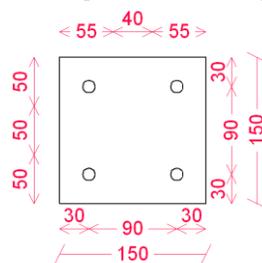
$$P_u = \phi_t \cdot 2,4 \cdot d \cdot t_{\text{placa}} \cdot F_u \quad P_u = \phi_t \cdot 2,4 \cdot d \cdot t_{\text{placa}} \cdot F_u$$

$$P_u = 67,49 \text{ kN} \text{ (de los tubos)} \quad P_u = 67,49 \text{ kN} \text{ (De la placa base)}$$

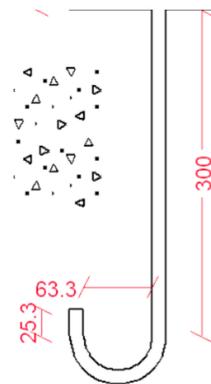
Resistencia de diseño por aplastamiento de la placa base

$$P_u = \phi_t \cdot 2,4 \cdot d \cdot t_{\text{placa}} \cdot F_u \quad P_u = 67,49 \text{ kN}$$

El espesor adoptado para la placa es $t_{\text{placa}} = 6 \text{ mm} \left(\frac{1}{4}''\right)$



Espesor placa base: 6 mm



Nota : La placa en apoyo móvil debe poseer una holgura en el diámetro de sus orificios.

3.5.6. Diseño Estructura de hormigón armado

3.5.6.1. Diseño de la forjado reticular

Los forjados de la estructura de sustentación son forjados de tipología de losa plana aligerada, compuestos de losas nervadas bidireccionales, con ábacos en las uniones forjado-columna. Ubicada en el entrepiso denominado 1er piso.

Las losas nervadas corresponderán a las siguientes características geométricas.

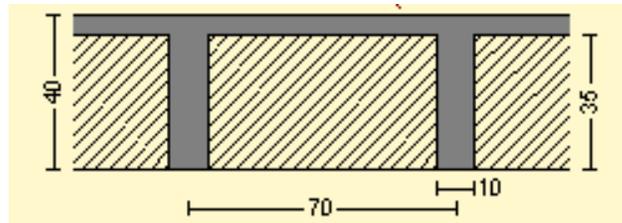


Ilustración 8. Forjado más desfavorable

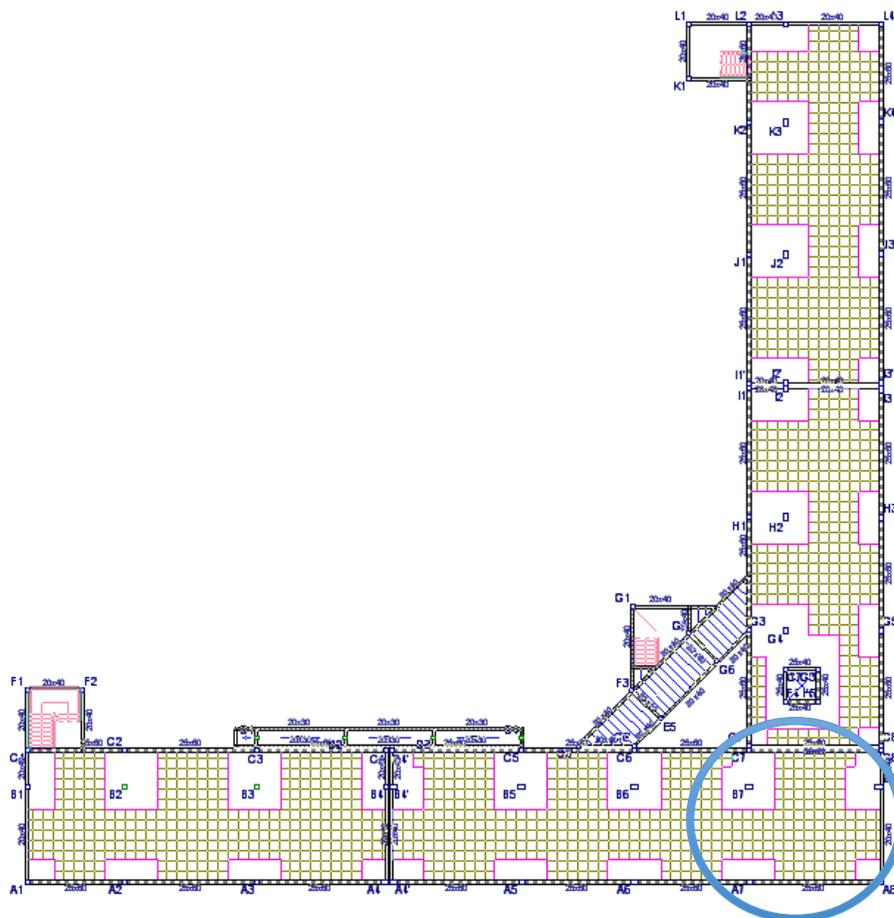
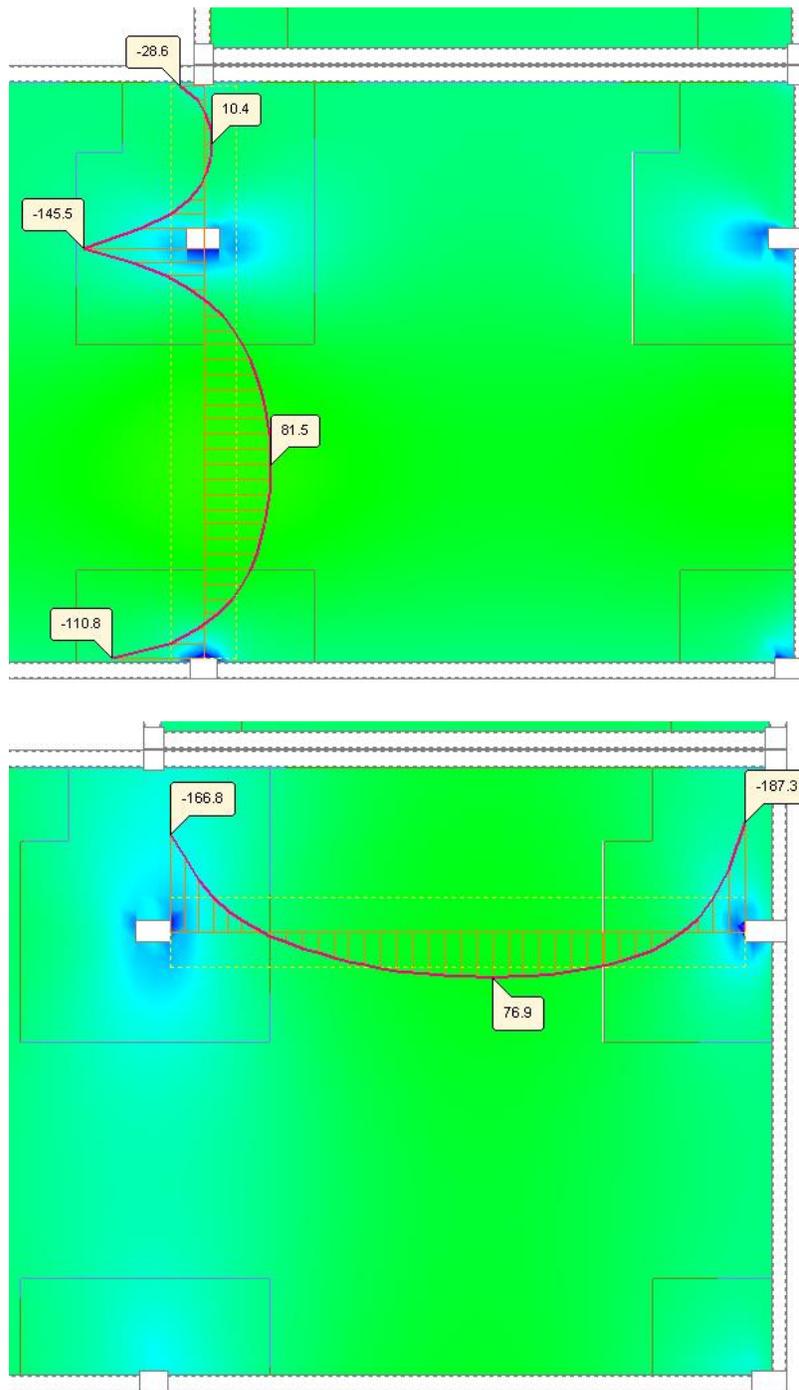


Ilustración 9. Momentos flectores en forjado más desfavorable



Diseño de la forjado reticular

Datos:

Md (+) =	82	kN-m
fck =	2,5	kN/cm ²
fcd =	1,667	kN/cm ²
fyk =	50	kN/cm ²
fyd =	43,478	kN/cm ²
h =	40	cm
hf =	5	cm
bw =	10	cm
r =	2	cm
d =	38	cm
b =	60	cm
L =	60	cm
t =	100	cm

1. Hallamos los parámetros para ingresar a Tabla

Armadura longitudinal

$$\boxed{\frac{hf}{h} = 0,125 \text{ Adimensional}}$$

$$\boxed{\frac{L}{bw} = 6,0 \text{ Adimensional}}$$

$$\boxed{\frac{2L}{b - bw} = 2,4 \text{ Adimensional}}$$

2. Hallamos el ancho de la cabeza de compresión "b"

Con los valores de las relaciones y de la Tabla 18.2 (Vigas Múltiples)

$$k = 0,462 \text{ Adimensional (De tabla 18.2)}$$

$$\boxed{b'e = k(b - bw) + bw}$$

$$\boxed{b'e = 33,1 \text{ cm}}$$

$$\boxed{b1 \leq 8hf}$$

$$b1 \leq 40 \text{ cm}$$

$$b''e = 2 \cdot b_1 + bw$$

$$b''e = 90 \text{ cm}$$

Adoptamos el menor valor entre b'e y b''e

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

3. Verificar parámetros de Norma

Se debe comprobar :

$$bw \geq \frac{1}{8}(h - hf)$$

$$bw \geq 4,375 \text{ cm}$$

$$10 \geq 4,375 \text{ cm}$$

$$L \leq 12b$$

$$L \leq 720 \text{ cm}$$

$$60 \leq 720 \text{ cm}$$

4. Momento del bloque de compresiones

Momento positivo :

$$Mo = 0,85 \cdot fcd \cdot be \cdot hf \cdot (d - 0,5 \cdot hf)$$

$$Mo = 8801 \text{ kN-cm}$$

5. Comparación

$$\begin{array}{rcl} Md & \leq & Mo \\ 8200,000 & \leq & 8801,042 \\ \text{kN-cm} & & \text{kN-cm} \end{array}$$

CUMPLE

Como $Md \leq Mo$ ---> La fibra "y" cae en la placa.

$$y = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{Md}{0,425 \times be \times d^2 \times fcd}} \right]$$

$$y = 4,635 \text{ cm}$$

6. Armadura positiva

$$As = 0,85 \cdot be \cdot y \cdot \frac{fcd}{fyd}$$

$$As = 5,285 \text{ cm}^2/\text{m}$$

7. Cálculo del área mínima

Cuantías geométricas mínimas, en tanto por mil

Elemento	AH 400	AH 500	AH 600
Vigas	3,3	2,8	2,3

$$ws \text{ min} = 0,0028 \text{ Adimensional}$$

$$As_{\text{min}} = ws_{\text{min}} \cdot bw \cdot d$$

$$As \text{ min} = 1,064 \text{ cm}^2/\text{m}$$

8. Comparación de áreas de armado

Elegimos el mayor valor de entre As y As_{min}

$$As = 5,285 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As = 2,643 \text{ cm}^2 \text{ en } 50 \text{ cm}$$

9. Elección del diámetro de armado

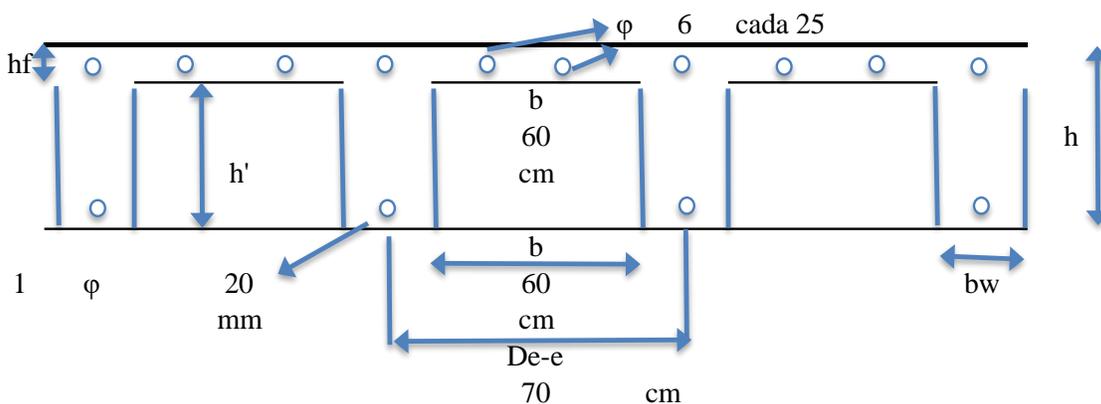
$$\varphi = 20$$

$$\text{Área de } \varphi = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ de barras} = 1,000 \text{ barras}$$

$$\text{Área barras} = 3,140 \text{ cm}^2$$

Ilustración 10. Detalle de armado de forjado reticular



Diseño armadura en ábaco

10. Momento Negativo

$$Md (-) = 18730 \text{ kN-cm}$$

$$y = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{Md}{0,425 \times b \times d^2 \times fcd}} \right]$$

$$y = 11,761 \text{ cm}$$

11. Armadura negativa

$$As = 0,85 \cdot b \cdot y \cdot \frac{fcd}{fyd}$$

$$As = 13,412 \text{ cm}^2/\text{m}$$

12. Cálculo del área mínima

Cuantías geométricas mínimas, en tanto por mil

Elemento	AH 400	AH 500	AH 600
Vigas	3,3	2,8	2,3

$$ws \text{ min} = 0,0028 \text{ Adimensional}$$

$$As_{\text{min}} = ws_{\text{min}} \cdot bw \cdot d$$

$$As \text{ min} = 1,064 \text{ cm}^2/\text{m}$$

13. Comparación de áreas de armado

Elegimos el mayor valor de entre A_s y A_{smin}

$$A_s = 13,412 \text{ cm}^2/\text{m}$$

14. Elección del diámetro de armado

$$\begin{aligned} \phi &= 16 \\ \text{Área de } \phi &= 2,01 \text{ cm}^2 \\ \# \text{ de barras} &= 6,673 \text{ barras} \\ \# \text{ de barras} &= 7 \text{ barras} \\ \text{Área barras} &= 14,07 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

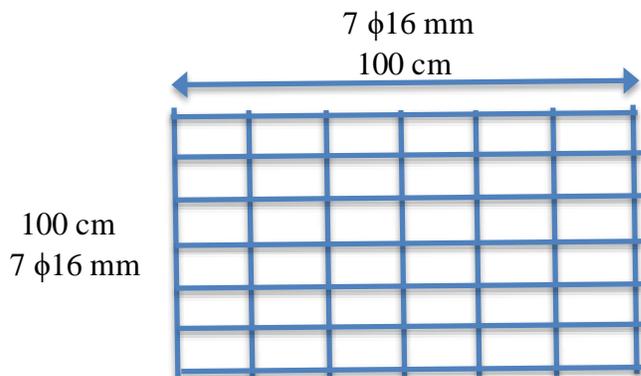
$$\text{Espaciamiento} = 14,29 \text{ cm}$$

$$\text{Espaciamiento} = 12 \text{ cm}$$

$$7 \quad \phi \quad 16 \quad \text{cada } 12$$

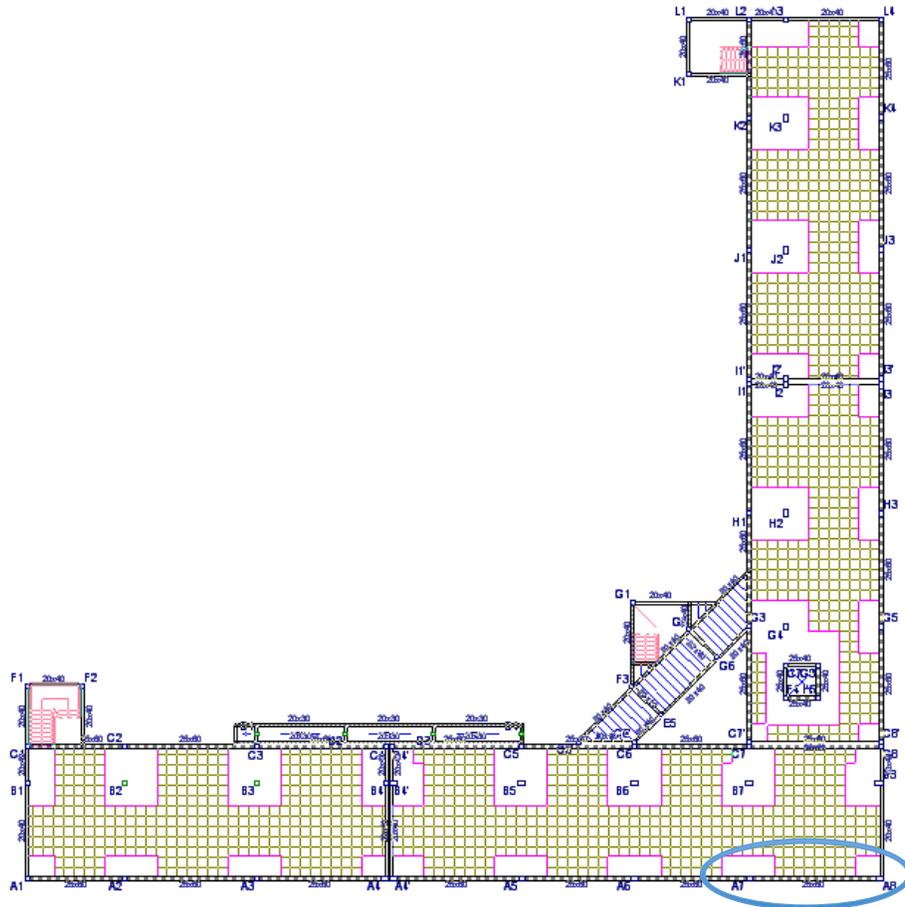
En cada dirección ortogonal se debe colocar dicha armadura en la zona del ábaco.

Ilustración 11. Detalle de armado de ábaco

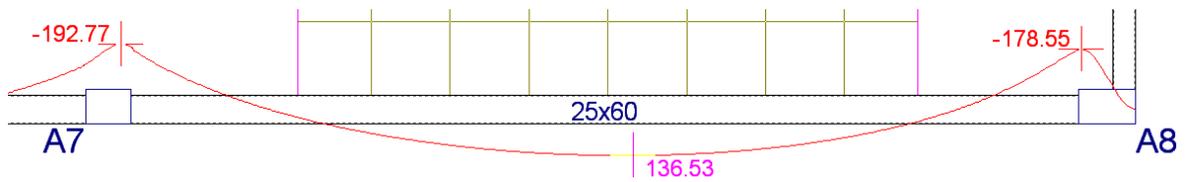


3.5.6.2. Diseño de la viga a flexión y corte

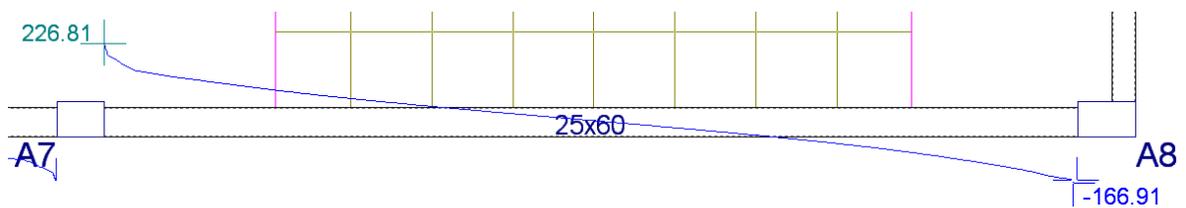
Ilustración 12. Vigas más desfavorable



Momentos de diseño en viga más desfavorable (kN-m)



Cortantes de diseño en viga más desfavorable (kN-m)



DATOS:

h =	60	cm
b =	25	cm
r =	2	cm
L =	9	m
fck =	2,5	kN/cm ²
fcd =	1,667	kN/cm ²
fyk =	50	kN/cm ²
fyd =	43,478	kN/cm ²
γh =	1,5	Adimensional
γs =	1,15	Adimensional
e =	100	cm

Esfuerzos mayorados de diseño en la viga

	Columna A7	Centro	Columna A8
Momento flector (kN-cm)	-19277	13653	-17855
Cortantes (kN)	226,81	0	166,91
Flecha (cm)		0,725	

1. Verificación de la flecha máxima:

$$f_{\max} \leq \frac{L}{500}$$

$$f_{\max} = 1,8 \text{ cm}$$

$$0,725 \leq 1,8$$

CUMPLE

2. Determinación de la armadura positiva

Asumiendo un diámetro de 16 mm y 6 mm del estribo

$$\phi = 16 \text{ mm}$$
$$\phi_e = 6 \text{ mm}$$

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} - \phi_e$$

$$d = 56,6 \text{ cm}$$

$$y = d \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \times b \times d^2 \times f_{cd}}} \right\}$$

$$y = 7,279 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot b \cdot f_{cd} \cdot y}{f_{yd}}$$

$$A_s = 5,929 \text{ cm}^2$$

3. Armadura mínima

Cuantías geométricas mínimas, en tanto por mil

Elemento	AH 400	AH 500	AH 600
Vigas	3,3	2,8	2,3

$$W_{\min} = 0,0028$$

$$A_{s\min} = W_{\min} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s\min} = 3,962 \text{ cm}^2$$

4. Comparación de áreas de armado

Elegimos el mayor valor entre A_s y $A_{s\min}$

$$A_s \text{ usado} = 5,929 \text{ cm}^2$$

5. Elección del diámetro de armado

$$\phi = 16$$

$$\text{Área } \phi = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ barras} = \frac{A_s}{\text{Área } \phi}$$

$$\# \text{ barras} = 2,000 \text{ barras}$$

$$\text{Área usada1} = \# \text{ barras} \cdot \text{Área } \phi$$

$$\text{Área usada1} = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 12$$

$$\text{Área } \phi = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ barras} = \frac{A_s}{\text{Área } \phi}$$

$$\# \text{ barras} = 2,000 \text{ barras}$$

$$\text{Área usada2} = \# \text{ barras} \cdot \text{Área } \phi$$

$$\text{Área usada2} = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área total} = \text{Área usada1} + \text{Área usada2}$$

$$\text{Área total} = 6,28 \text{ cm}^2$$

6. Determinación de la armadura negativa en el extremo izquierdo

Asumiendo un diámetro de 16 mm y 6 mm del estribo

$$\phi = 16 \text{ mm}$$

$$\phi_e = 6 \text{ mm}$$

$$d = h - r - \frac{f}{2} - f_e$$

$$d = 56,6 \text{ cm}$$

$$y = d \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \times b \times d^2 \times f_{cd}}} \right\}$$

$$y = 10,611 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot b \cdot f_{cd} \cdot y}{f_{yd}}$$

$$A_s = 8,644 \text{ cm}^2$$

7. Armadura mínima

Cuantías geométricas mínimas, en tanto por mil

Elemento	AH 400	AH 500	AH 600
Vigas	3,3	2,8	2,3

$$W_{\min} = 0,0028$$

$$A_{smin} = W_{min} \cdot b \cdot d$$

$$Asmin = 3,962 \text{ cm}^2$$

8. Comparación de áreas de armado

Elegimos el mayor valor entre A_s y A_{smin}

$$As \text{ usada} = 8,644 \text{ cm}^2$$

9. Elección del diámetro de armado

$$\phi = 16$$

$$\text{Área } \phi = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{\text{eaf}}}$$

$$\# \text{ barras} = 2,000 \text{ barras}$$

$$A_{\text{eausada1}} = \# \text{ barras} \cdot A_{\text{eaf}}$$

$$\text{Área usada1} = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ restante} = 4,624 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 20$$

$$\text{Área } \phi = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{\text{eaf}}}$$

$$\# \text{ barras} = 2,000 \text{ barras}$$

$$A_{\text{eausada2}} = \# \text{ barras} \cdot A_{\text{eaf}}$$

$$\text{Área usada2} = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área usada total} = 10,3 \text{ cm}^2$$

10. Determinación de la armadura negativa en el extremo derecho

Asumiendo un diámetro de 16 mm y 6 mm del estribo

$$\phi = 16 \text{ mm}$$

$$\phi_e = 6 \text{ mm}$$

$$d = h - r - \frac{f}{2} - f_e$$

$$d = 56,6 \text{ cm}$$

$$y = d \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \times b \times d^2 \times f_{cd}}} \right\}$$

$$y = 9,746 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot b \cdot f_{cd} \cdot y}{f_{yd}}$$

$$A_s = 7,939 \text{ cm}^2$$

11. Armadura mínima

Cuantías geométricas mínimas, en tanto por mil

Elemento	AH 400	AH 500	AH 600
Vigas	3,3	2,8	2,3

$$W_{\min} = 0,0028$$

$$A_{s\min} = W_{\min} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s\min} = 3,962 \text{ cm}^2$$

12. Comparación de áreas de armado

Elegimos el mayor valor entre A_s y $A_{s\min}$

$$A_s \text{ usada} = 7,939 \text{ cm}^2$$

13. Elección del diámetro de armado

$$\phi = 16$$

$$\text{Área } \phi = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{\text{eaf}}}$$

$$\# \text{ barras} = 2,000 \text{ barras}$$

$$A_{\text{eusada1}} = \# \text{ barras} \cdot A_{\text{eaf}}$$

$$\text{Área usada1} = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 16$$

$$\text{Área } \phi = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{\text{eaf}}}$$

$$\# \text{ barras} = 2,000 \text{ barras}$$

$$A_{\text{eusada2}} = \# \text{ barras} \cdot A_{\text{eaf}}$$

$$\text{Área usada 2} = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{e total}} = A_{\text{e usada1}} + A_{\text{e usada2}}$$

$$\text{Área total} = 8,04 \text{ cm}^2$$

14. Cálculo de armadura transversal en extremo izquierdo

$$V_d = 226,81 \text{ kN}$$

$$f_{cv} = 0,131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$f_{cv} = 1,120 \text{ Mpa}$$

$$f_{cv} = 0,112 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b \cdot d$$

$$V_{cu} = 162,405 \text{ kN}$$

$$V_{u1} = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$$

$$V_{u1} = 725 \text{ kN}$$

$$\begin{array}{ccccc} V_{cu} & < & V_d & < & V_{u1} \\ 162,405 & < & 226,81 & < & 725 \end{array}$$

CUMPLE

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

$$V_{su} = 64,405 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} \cdot e}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

$$A_{st} = 2,838 \text{ cm}^2/\text{m}$$

15. Armadura mínima

$$A_{st \min} = 0,02 \cdot b \cdot e \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{st \min} = 1,91667 \text{ cm}^2/\text{m}$$

16. Comparación de áreas de armado

$$A_s \text{ usada} = 2,838 \text{ cm}^2/\text{m}$$

17. Elección del diámetro de armado

$$\phi = 8$$

$$\text{Área } \phi = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ barras} = \frac{A_s}{\text{Área } \phi}$$

$$\# \text{ barras} = 6 \text{ barras}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{\# \text{ barras}}$$

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

18. Cálculo de armadura transversal en extremo derecho

$$V_d = 166,91 \text{ kN}$$

$$f_{cv} = 0,131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$f_{cv} = 1,120 \text{ Mpa}$$

$$f_{cv} = 0,112 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b \cdot d$$

$$V_{cu} = 162,405 \text{ kN}$$

$$V_{u1} = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$$

$$V_{u1} = 725 \text{ kN}$$

$$V_{cu} < V_d < V_{u1}$$

$$162,405 < 166,91 < 725$$

CUMPLE

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

$$V_{su} = 4,505 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} \cdot e}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

$$A_{st} = 0,198 \text{ cm}^2/\text{m}$$

19. Armadura mínima

$$A_{st\min} = 0,02 \cdot b \cdot e \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{st\min} = 1,91667 \text{ cm}^2/\text{m}$$

20. Comparación de áreas de armado

$$A_s \text{ usada} = 1,917 \text{ cm}^2/\text{m}$$

21. Elección del diámetro de armado

$$\phi = 8$$

$$\text{Área } \phi = 0,5 \text{ cm}^2$$

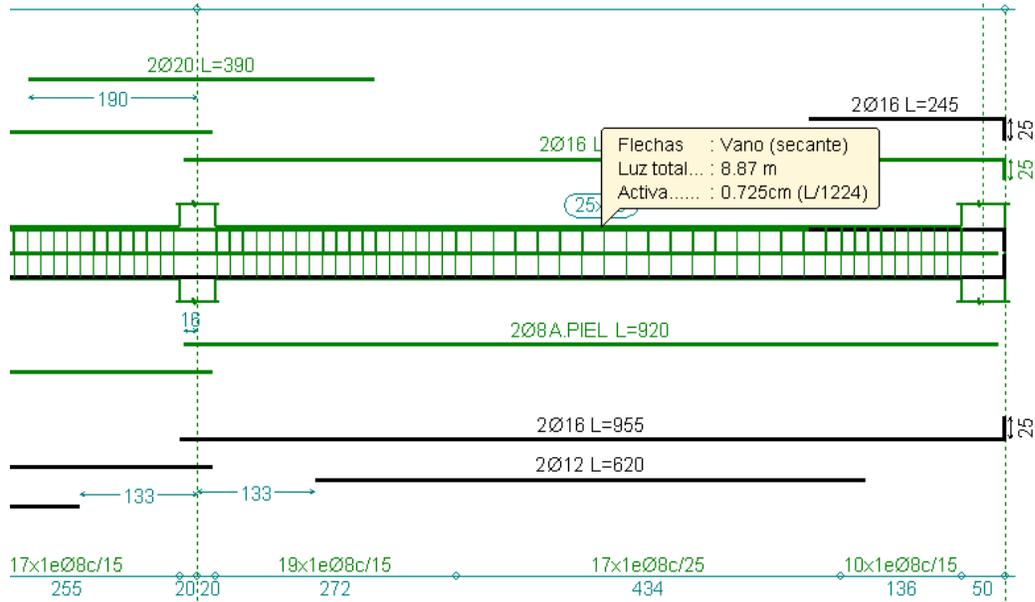
$$\# \text{ barras} = \frac{A_s}{\text{Área } \phi}$$

$$\# \text{ barras} = 6 \text{ barras}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{\# \text{ barras}}$$

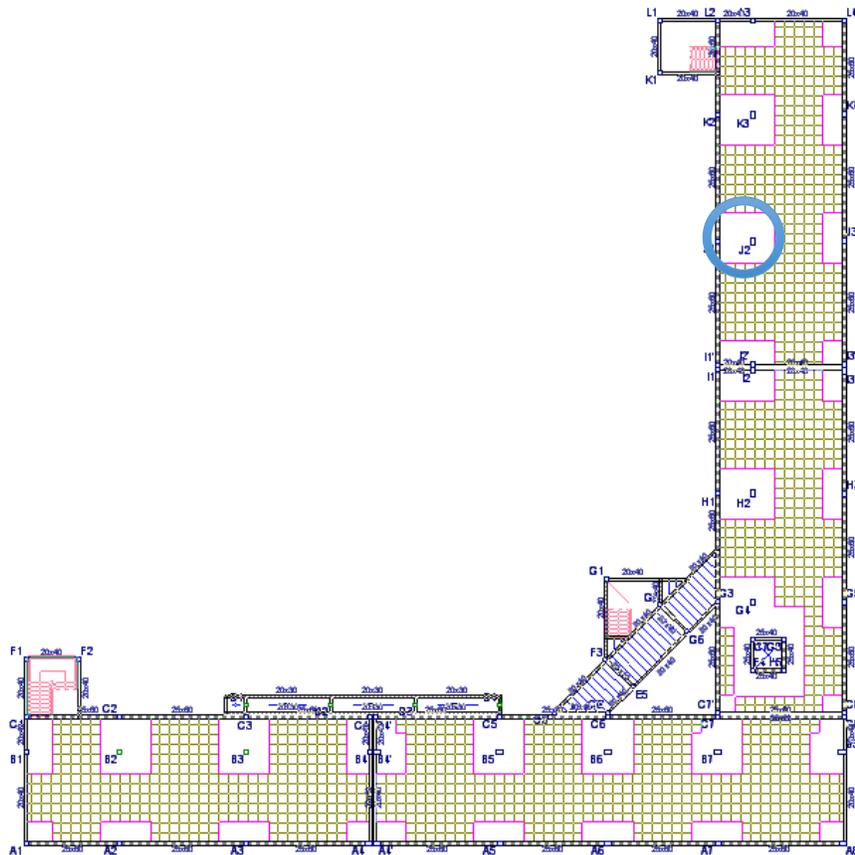
$$\text{Espaciamiento} = 15 \text{ cm}$$

Ilustración 13. Detalle de armado de la viga



3.5.6.3. Diseño de la columna

Ilustración 14. Ubicación columna más desfavorable



Datos:

$$\begin{aligned} b (C1) &= 30 & \text{cm} \\ h (C1) &= 50 & \text{cm} \\ L (C1) &= 330 & \text{cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_d &= 2301,5 & \text{kN} \\ M_{dx} &= 46 & \text{kN-m} \\ M_{dy} &= 0 & \text{kN-m} \\ V_x &= 9,48 & \text{kN} \\ V_y &= 0,4 & \text{kN} \\ f_{ck} &= 25 & \text{Mpa} \\ F_{yk} &= 500 & \text{Mpa} \\ r &= 2 & \text{cm} \\ \phi \text{ estribo} &= 6 & \text{mm} \end{aligned}$$

1. Momento de inercia en columnas

$$I_{xc1} = I_{xc2} = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$I_{xc1} = I_{xc2} = 312500 \text{ cm}^4$$

$$I_{yc1} = I_{yc2} = \frac{h \cdot b^3}{12}$$

$$I_{yc1} = I_{yc2} = 112500 \text{ cm}^4$$

El eje debil es el Y

2. Coeficientes de pandeo asumiendo extremos articulados

$$K_x = 1 \quad \text{Extremo articulado}$$

$$K_y = 1 \quad \text{Extremo articulado}$$

3. Esbeltez mecánica en la columna

$$l_x = \frac{I_{ox}}{i} = \frac{K_x \cdot L}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

$$\lambda_x = 22,863$$

$$l_y = \frac{I_{oy}}{i} = \frac{K_y \cdot L}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

$$\lambda_y = 38,105 \quad \text{Columna intermedia}$$

Entonces se trata de una columna intermedia.

Por tanto es necesario verificar el pandeo

4. Reducción de resistencia de materiales

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

$$f_{cd} = 1,5 \quad \text{kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{g_s}$$

$$f_{yd} = 43,478 \quad \text{kN/cm}^2$$

5. Excentricidad de primer orden

$$e_{ox} = \frac{M_{dy}}{N_d}$$

$$e_{ox} = 0,582 \quad \text{cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dx}}{N_d}$$

$$e_{oy} = 1,999 \quad \text{cm}$$

6. Excentricidad accidental

$$e_a = \frac{h}{20}$$

$$e_a = 2,5 \quad \text{cm}$$

7. Excentricidad ficticia debido al pandeo (segundo orden)

$$e_{x.fic} = \left\{ 3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right\} \times \frac{b + 20 \times e_{ox}}{b + 10 \times e_{ox}} \times \frac{(I_{ox})^2}{i} \times 10^{-4}$$

$$ex.fic = 2,642 \quad \text{cm}$$

$$e_{y.fic} = \left\{ 3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right\} \times \frac{h + 20 \times e_{oy}}{h + 10 \times e_{oy}} \times \frac{(I_{oy})^2}{i} \times 10^{-4}$$

$$ey.fic = 4,870 \quad \text{cm}$$

8. Excentricidad total

$$e_{x.t} = e_a + e_{x.fic}$$

$$ex.t = 5,142 \quad \text{cm}$$

$$e_{y.t} = e_a + e_{y.fic}$$

$$ey.t = 7,370 \quad \text{cm}$$

9. Valores reducidos

$$V = \frac{N_d}{h' b' f_{cd}}$$

$$V = 1,023$$

$$m_x = \frac{N_d' e_{x.t}}{h' A_c' f_{cd}}$$

$$\mu_x = 0,105$$

$$m_y = \frac{N_d' e_{y.t}}{b' A_c' f_{cd}}$$

$$\mu_y = 0,251$$

Con los valores obtenidos se entra en el ábaco en **roseta** para flexión esviada (ANEXO 1)
Con la armadura en las cuatro esquinas y en las cuatro caras, de las cuales se obtuvo los siguientes valores:

$$w = 0,375$$

10. Determinación de la armadura total longitudinal (As)

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

$$A_s = 19,406 \text{ cm}^2$$

11. Determinación de la armadura mínima

Cuantías geométricas mínimas, en tanto por m

Elemento	AH 400	AH 500	AH 600
Pilares	6	5	4

$$W_{\min} = 0,005$$

$$A_{s,\min} = W_{\min} \cdot b \cdot h$$

$$A_{s,\min} = 7,5 \text{ cm}^2$$

12. Área requerida

$$A_s = 19,406 \text{ cm}^2$$

13. Barras usadas

$$\phi = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Área } \phi = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ barras} = 6,000 \text{ barras}$$

$$\text{Área usada} = \# \text{ barras} \cdot \text{Área } \phi$$

$$\text{Área usada} = 12,060 \text{ cm}^2$$

6	ϕ	16	mm
---	--------	----	----

$$\phi = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Área } \phi = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ barras} = \frac{A_s}{\text{Área } \phi}$$

barra = 4 barras

$$\boxed{Areausada2 = \# barras \cdot Area_f}$$

Área usada 2 = 8,040 cm²

$$\boxed{Areatotal = Areausada1 + Areausada2}$$

Área total = 20,100 cm²

4	φ	16	mm
---	---	----	----

14. Armadura transversal

Vd = 9,48 kN

L = 330 cm

d = 46,6 cm

$$\boxed{f_{vd} = 0,131 \cdot \sqrt[3]{(f_{ck})^2}}$$

fvd = 1,120 Mpa = 0,112 kN/cm²

$$\boxed{V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d}$$

Vcu = 156,581 kN

Vd < Vcu
9,48 < 156,581

CUMPLE

15. Armadura mínima

$$\boxed{A_{smin} = \frac{0,02 \cdot b \cdot L \cdot f_{cd}}{f_{yd}}}$$

As min = 6,831 cm²

separacion estr = 10 cm

barras = 34 barras

φ = 6 mm

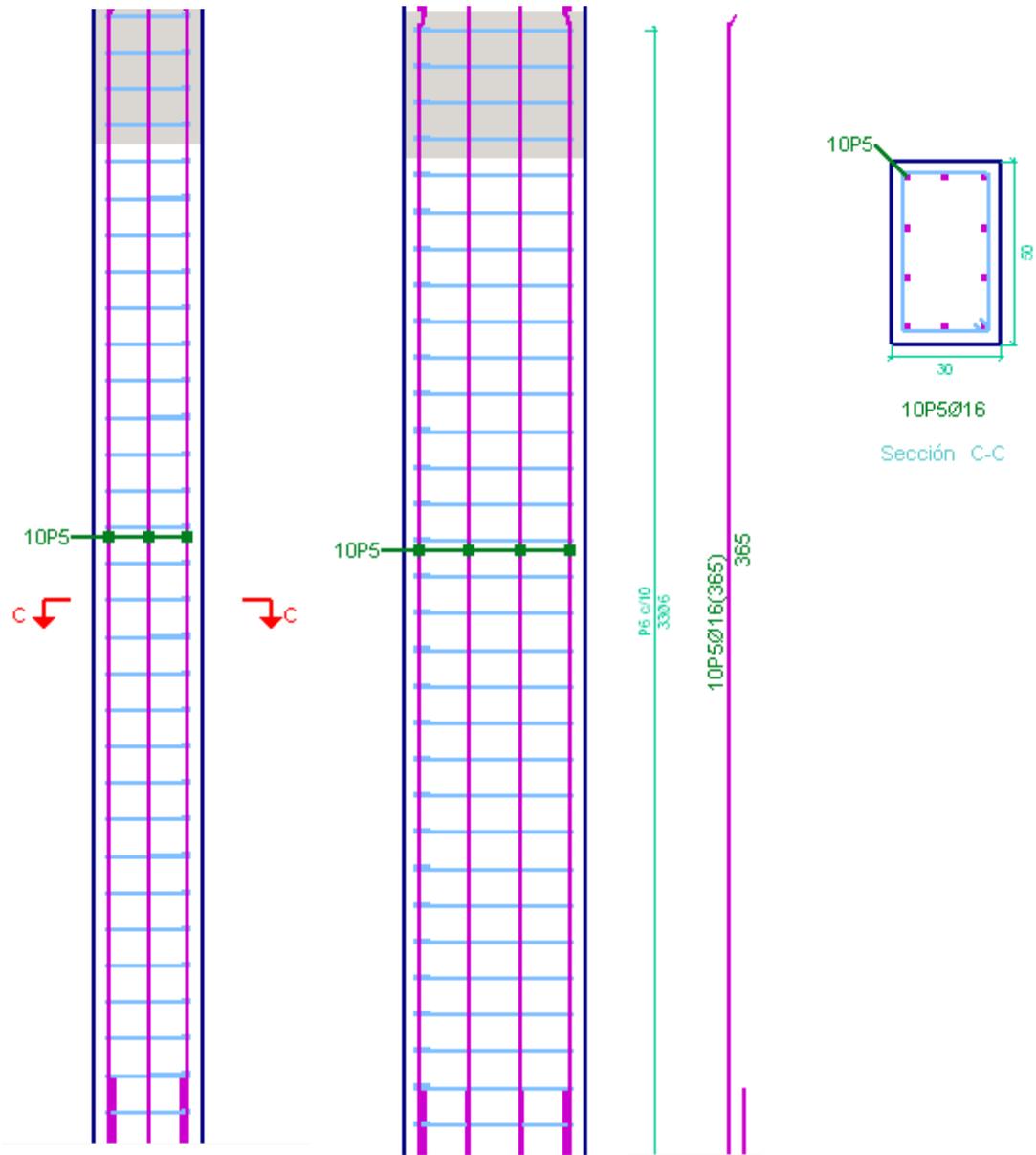
Área φ = 0,28 cm²

$$\boxed{Areaprovista = \# barras \cdot Area_f}$$

Área provista = 9,52 cm²/m

φ 6 cada 10 cm

Ilustración 15. Detalle de armado de la columna



3.5.6.4. Diseño de la zapata aislada J2

Nd =	2636	kN		
Mx =	907,07	kN-cm		
My =	867,86	kN-cm		
Vx =	964,52	kN		
Vy =	857,5	kN		
fck =	2,5	kN/cm ²		
fyk =	50	kN/cm ²		
l =	30	cm		
b =	50	cm		
r =	5	cm		
σadm suelo =	0,2	Mpa	=	0,02 kN/cm ²
fcd =	1,667	kN/cm ²		
fyd =	43,478	kN/cm ²		
γf =	1,600	Adimensional		

1. Esfuerzos en la zapata y verificación

$$M_{xt} = M_x + V_x \cdot h$$

$$M_{xt} = 13433,07 \text{ kN-cm}$$

$$M_{yt} = M_y + V_y \cdot h$$

$$M_{yt} = 8042,86 \text{ kN-cm}$$

$$S'_1 = \frac{N}{A'} - \frac{6 \cdot M_{xt}}{B \cdot L^2} - \frac{6 \cdot M_{yt}}{L \cdot B^2}$$

$$\sigma'_1 = 0,0082 \text{ kN/cm}^2$$

$$S'_2 = \frac{N}{A'} + \frac{6 \cdot M_{xt}}{B \cdot L^2} - \frac{6 \cdot M_{yt}}{L \cdot B^2}$$

$$\sigma'_2 = 0,0145 \text{ kN/cm}^2$$

$$S'_3 = \frac{N}{A'} + \frac{6 \cdot M_{xt}}{B \cdot L^2} + \frac{6 \cdot M_{yt}}{L \cdot B^2}$$

$$\sigma'_3 = 0,0182 \text{ kN/cm}^2$$

$$S'_4 = \frac{N}{A'} - \frac{6 \cdot M_{xt}}{B \cdot L^2} + \frac{6 \cdot M_{yt}}{L \cdot B^2}$$

$$\sigma'_4 = 0,0120 \text{ kN/cm}^2$$

2. Comparación con el esfuerzo admisible

$$\begin{array}{ccc} \sigma_{\max} & \leq & \sigma_{\text{adm}} \\ 0,0182 & \leq & 0,02 \end{array}$$

BIEN

3. Esfuerzos de diseño en la zapata

$$S_1 = g_f \cdot S'_1$$

$$\sigma_1 = 0,0131 \text{ kN/cm}^2$$

$$S_2 = g_f \cdot S'_2$$

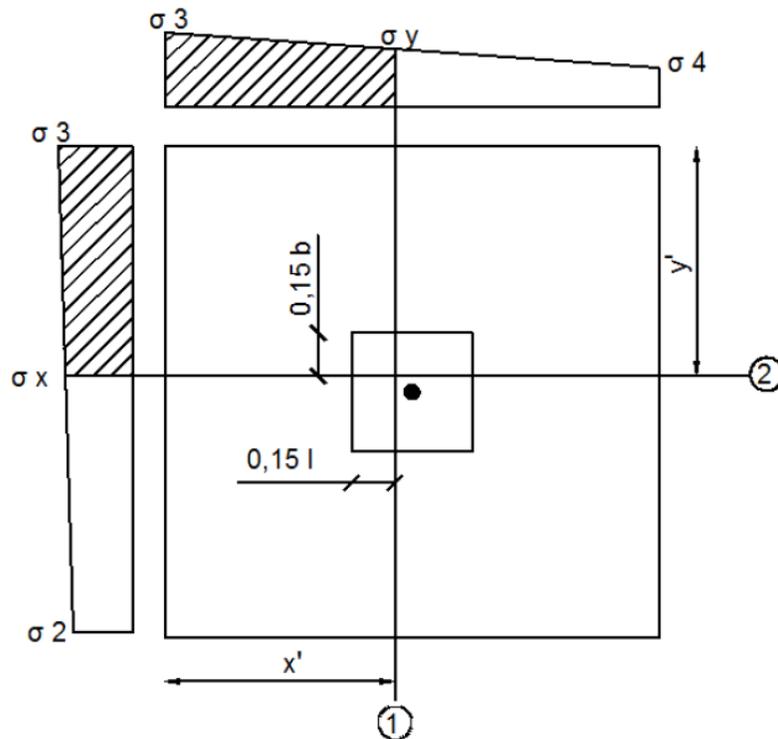
$$\sigma_2 = 0,0232 \text{ kN/cm}^2$$

$$S_3 = g_f \cdot S'_3$$

$$\sigma_3 = 0,0292 \text{ kN/cm}^2$$

$$S_4 = g_f \cdot S'_4$$

$$\sigma_4 = 0,0191 \text{ kN/cm}^2$$



4. Verificación al punzonamiento

$$f_{cv} = 0,131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$f_{cv} = 1,120 \quad \text{Mpa}$$

$$P_c = 2 \cdot (b + d) + (l + d)$$

$$P_c = 392 \quad \text{cm}$$

$$V_{cu} = 2 \cdot f_{cv} \cdot d \cdot P_c$$

$$V_{cu} = 3863,670 \quad \text{kN}$$

$$A_p = L \cdot B - (l + d)(b + d)$$

$$A_p = 77521 \quad \text{cm}^2$$

$$S_t = \frac{S_{\max} + S_1}{2}$$

$$\sigma_l = 0,0211 \quad \text{kN/cm}^2$$

$$V_d = S_t \cdot A_p$$

$$V_d = 1639,054 \quad \text{kN}$$

$$\begin{array}{ccc} V_d & \leq & V_{cu} \\ 1639,054 & \leq & 3863,670 \end{array}$$

BIEN

5. Verificación a corte

$$L' = \frac{L - l}{2} - 0,5 \cdot d$$

$$L' = 103,5 \quad \text{cm}$$

$$B' = \frac{B - b}{2} - 0,5 \cdot d$$

$$B' = 93,5 \quad \text{cm}$$

$$f_{cv} = 0,131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$f_{cv} = 1,120 \quad \text{Mpa} = 0,112 \quad \text{kN/cm}^2$$

$$V_{d1} = S_{\max} (L' B)$$

$$V_{d1} = 890,759 \quad \text{kN}$$

$$V_{cul} = f_{cv} d' B$$

$$V_{cul} = 1453,804$$

$$V_{d1} \leq V_{cul}$$

$$890,759 \leq 1453,804$$

BIEN

6. Determinación de la armadura a flexión

$$x' = \frac{L - l}{2} + 0,15 l$$

$$x' = 137 \quad \text{cm}$$

$$y' = \frac{B - b}{2} + 0,15 b$$

$$y' = 130 \quad \text{cm}$$

$$S_x = \frac{(S_3 - S_2)(B - x')}{B} + S_2$$

$$\sigma_x = 0,02638 \quad \text{kN/cm}^2$$

$$S_y = \frac{(S_3 - S_4)(L - x')}{L} + S_4$$

$$\sigma_y = 0,02451 \quad \text{kN/cm}^2$$

Armatura para la sección 1

$$M_{d1} = \frac{S_y \cdot B \cdot x^2}{2} + \frac{(S_{\max} - S_y) \cdot B \cdot x^2}{3}$$

$$M_{d1} = 76460,960 \quad \text{kN-cm}$$

$$y_1 = d \times \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_{d1}}{0,425 \times B \times d^2 \times f_{cd}}} \right\}$$

$$y_1 = 4,376 \quad \text{cm}$$

Armatura calculada

$$A_{s1} = \frac{0,85 \cdot B \cdot f_{cd} \cdot y_1}{f_{yd}}$$

$$A_{s1} = 42,060 \quad \text{cm}^2$$

Armatura mínima

Cuantías geométricas mínimas, en tanto por mil

Elemento	AH 400	AH 500	AH 600
Losa	1,8	1,5	1,4

$$W_{\min} = 0,0015$$

$$A_{s1\min} = W_{\min} \cdot d \cdot B$$

$$A_{s1\min} = 19,470 \quad \text{cm}^2$$

Área necesaria :

$$A_{s1} = 42,060 \quad \text{cm}^2$$

$$\phi = 20 \quad \text{mm}$$

$$\text{Área } \phi = 3,14 \quad \text{cm}^2$$

$$\# \text{ barras} = \frac{A_s}{\text{Área } \phi}$$

$$\# \text{ barras} = 14,000 \quad \text{barras}$$

$$\text{Área usada} = \# \text{ barras} \cdot \text{Área } \phi$$

$$\text{Área usada} = 43,96 \quad \text{cm}^2$$

$$\text{espaciamiento} = \frac{\text{ancho}}{\# \text{ barras}}$$

espaciamiento = 20 cm

14,000	φ	20	cada	20	cm
--------	---	----	------	----	----

Armadura de la sección 2

$$M_{d2} = \frac{S_x \cdot L \cdot y^2}{2} + \frac{(S_{\max} - S_x) \cdot L \cdot y^2}{3}$$

Md2 = 70402,6436 kN-cm

$$y_2 = d \times \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_{d2}}{0,425 \times L \times d^2 \times f_{cd}}} \right\}$$

y2 = 4,012 cm

Armadura calculada

$$A_{s2} = \frac{0,85 \cdot L \cdot f_{cd} \cdot y_2}{f_{yd}}$$

As2 = 38,559 cm²

Armadura mínima

Cuantías geométricas mínimas, en tanto por mil

Elemento	AH 400	AH 500	AH 600
Losa	1,8	1,5	1,4

Wmin = 0,0015

$$A_{s2 \min} = W_{\min} \cdot d \cdot L$$

As2 min = 19,470 cm²

Área necesaria :

As2 = 38,559 cm²

$\phi = 20$ mm
 Área $\phi = 3,14$ cm²

$$\# \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{\text{ref}}}$$

barras = 19,000 barras

$$A_{\text{usada}} = \# \text{ barras} \cdot A_{\text{ref}}$$

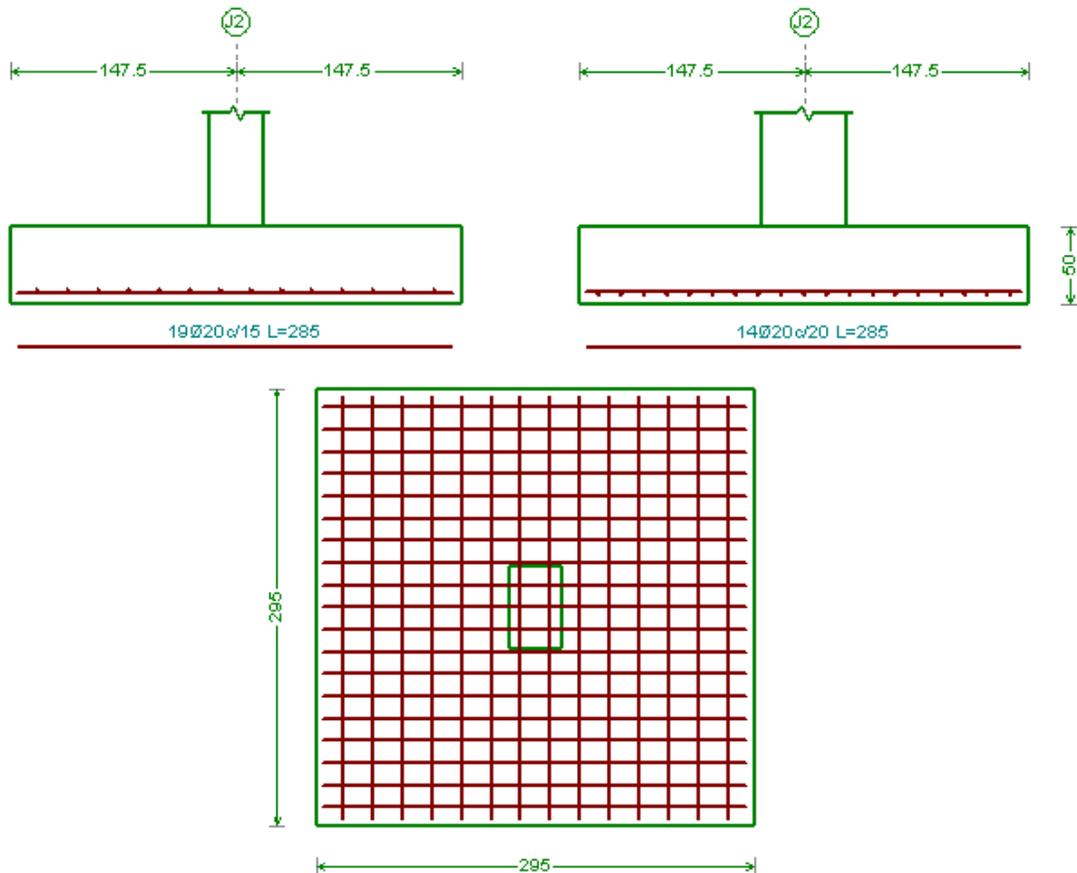
Área usada = 42,66 cm²

$$\text{espaciamiento} = \frac{\text{ancho}}{\# \text{ barras}}$$

espaciamiento = 15 cm

19,000	ϕ	20	cada	15	cm
--------	--------	----	------	----	----

Ilustración 16. Detalle de armado de zapata



3.5.6.5. Diseño de la escalera

fck =	25	Mpa	=	2,5	kN/cm ²
fyk =	500	Mpa	=	50	kN/cm ²
fcd =	1,667	kN/cm ²			
fyd =	43,48	kN/cm ²			
Barandillas =	0,6	kN/m			
Solado =	0,5	kN/m ²			
SC =	5	kN/m ²			
ancho =	160	cm			
Espesor rampa t =	15	cm			
huella =	30	cm			
contra huella =	17	cm			
Nº escalones =	8				
Desnivel =	330	cm			
Luz libre =	400	cm			
Descanso =	160	cm			
γh =	25	kN/m ³			
M (+) =	30,325	kN-m			
M (-) =	8,325	kN-m			
γf =	1,6	Adimensional			
r =	3	cm			

1. Cálculo de la carga permanente (CM)

$$Vol_{esc} = \frac{huella + contrahuella}{2} \cdot ancho$$

$$Vol_{esc} = 0,0408 \text{ m}^3$$

$$PESO_{esc} = VOL_{esc} \cdot \gamma_h \cdot N_{esc}$$

$$PESO_{esc} = 8,16 \text{ kN}$$

$$q_{escalera} = \frac{PESO_{esc}}{ancho}$$

$$q_{escalera} = 5,10 \text{ kN/m}$$

$$q_{rampa} = t \cdot \gamma_h \cdot ancho$$

$$q_{rampa} = 6 \text{ kN/m}$$

$$q_{baranda} = 0,6 \text{ kN/m}$$

$$q_{solado} = solado \cdot ancho$$

$$q_{solado} = 0,8 \text{ kN/m}$$

$$CM = q_{\text{escalera}} + q_{\text{rampa}} + q_{\text{baranda}} + q_{\text{solado}}$$

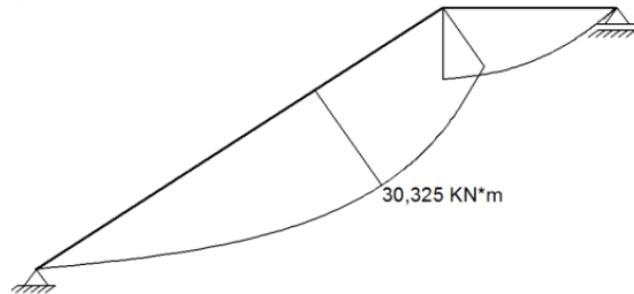
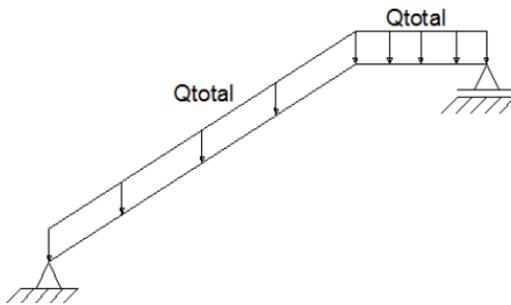
$$CM = 12,50 \text{ kN/m}$$

$$CV = SC \cdot \text{ancho}$$

$$CV = 8 \text{ kN/m}$$

$$Q_{\text{total}} = CM + CV$$

$$Q_{\text{total}} = 20,50 \text{ kN/m}$$



2. Cálculo de la armadura positiva

$$M_d = M(+) \cdot g_f$$

$$M_d = 48,52 \text{ kN-m} = 4852 \text{ kN-cm}$$

$$\phi = 16 \text{ mm}$$

$$d = 11,2 \text{ cm}$$

$$y = d \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \times b \times d^2 \times f_{cd}}} \right\}$$

$$y = 2,110 \text{ cm}$$

Área calculada

$$A_s = \frac{0,85 \cdot b \cdot f_{cd} \cdot y}{f_{yd}}$$

$$A_s = 11,000 \text{ cm}^2$$

Área mínima

Cuantías geométricas mínimas, en tanto por mil

Elemento	AH 400	AH 500	AH 600
Losa	1,8	1,5	1,4

$$W_{\min} = 0,0015$$

$$A_{s\min} = W_{\min} \cdot d \cdot L$$

$$A_{s\min} = 2,688 \text{ cm}^2$$

Área necesaria :

$$A_s = 11,000 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 16$$

$$\text{Área } \phi = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ barras} = \frac{A_s}{\text{Área } \phi}$$

$$\# \text{ barras} = 5,473 \text{ barras}$$

$$\# \text{ barras} = 9,000 \text{ barras}$$

$$\text{Área usada} = \# \text{ barras} \cdot \text{Área } \phi$$

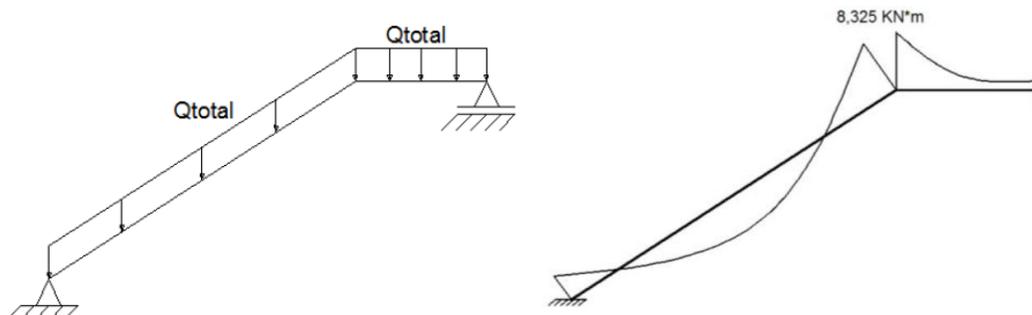
$$\text{Área usada} = 18,09 \text{ cm}^2$$

$$\text{espaciamiento} = \frac{\text{ancho}}{\# \text{ barras}}$$

$$\text{espaciamiento} = 21,350 \text{ cm}$$

$$\text{espaciamiento} = 20,000 \text{ cm}$$

9,000 ϕ 16 mm cada 20,000 cm



3. Cálculo de la armadura negativa

$$M_d = M(-) \cdot g_f$$

$$M_d = 13,32 \text{ kN-m} = 1332 \text{ kN-cm}$$

$$\phi = 8 \text{ mm}$$

$$d = 11,6 \text{ cm}$$

$$y = d \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \times b \times d^2 \times f_{cd}}} \right\}$$

$$y = 0,518 \text{ cm}$$

Ármadura calculada

$$A_s = \frac{0,85 \cdot b \cdot f_{cd} \cdot y}{f_{yd}}$$

$$A_s = 2,701 \text{ cm}^2$$

Ármadura mínima

Cuantías geométricas mínimas, en tanto por mil

Elemento	AH 400	AH 500	AH 600
Losa	1,8	1,5	1,4

$$W_{\min} = 0,0015$$

$$A_{s_{\min}} = W_{\min} \cdot d \cdot L$$

$$A_{s_{\min}} = 2,784 \text{ cm}^2$$

Área necesaria :

$$A_s = 2,784 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 8$$

$$\text{Área } \phi = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ barras} = \frac{A_s}{\text{Área } \phi}$$

barras = 9,000 barras

$$\text{Área usada} = \# \text{ barras} \cdot \text{Área } f$$

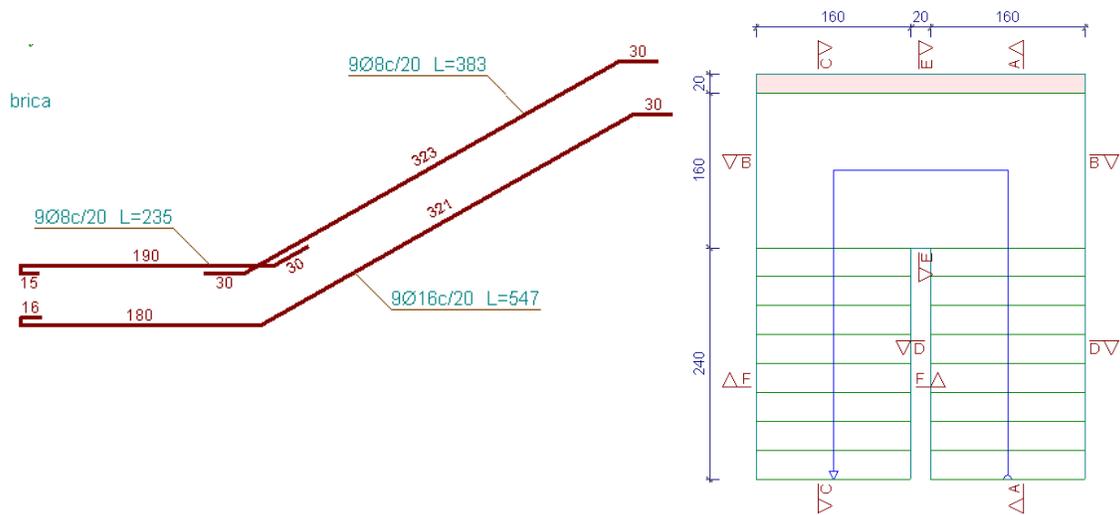
Área usada = 4,5 cm²

$$\text{espaciamiento} = \frac{\text{ancho}}{\# \text{ barras}}$$

espaciamiento = 20,000 cm

9,000 ϕ 8 mm cada 20,000 cm

Ilustración 17. Detalle de armado de la escalera



3.5.6.5. Diseño de rampa

$f_{ck} =$	2,5	kN/cm ²
$f_{yk} =$	50	kN/cm ²
$\gamma_c =$	1,5	
$\gamma_s =$	1,15	
$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} =$	25	kN/m ³
$t =$	0,15	m

Cálculo de la carga muerta para la rampa :

$$q_{rampa} = t \cdot g_{H^\circ A^\circ}$$

$$q \text{ rampa} = 3,75 \quad \text{kN/m}^2$$

$$q \text{ acabados} = 0,6 \quad \text{kN/m}^2$$

$$q \text{ barandado} = 0,5 \quad \text{kN/m}^2$$

$$QCM = 4,85 \quad \text{kN/m}^2$$

Cálculo de la carga muerta para el descanso :

$$q \text{ rampa} = 3,75 \quad \text{kN/m}^2$$

$$QCM = 4,85 \quad \text{kN/m}^2$$

Sobrecarga de Uso :

$$QCV = 5 \quad \text{kN/m}$$

Carga última de diseño :

$$Q_{ur} = 15,76 \quad \text{kN/m}$$

Carga última de diseño en descanso :

$$Q_{ud} = 15,76 \quad \text{kN/m}$$

Diseño a Flexión :

Momento Positivo de Diseño en el tramo :

$$M_d = 23,2 \quad \text{kN-m}$$

Momento Reducido de Cálculo

$$m_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu_d = 0,060$$

Momento reducido de cálculo :

$$\mu_{lim} = 0,332$$

$$\mu_{lim} > \mu_d$$

No necesita armadura a compresión

$$W_s = 0,063$$

Armadura Positiva :

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

$$A_s = 4,1 \text{ cm}^2$$

Armadura Mínima :

Cuantía mínima :

$$w_{min} = 0,0015$$

$$A_{smin} = w_{min} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{smin} = 3,06 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{smin}$$

Se dispondrá : 6 ϕ 10 mm c/ 15cm

Momento Negativo de Diseño en los apoyos

$$M_d = 36,2 \text{ kN-m}$$

Momento reducido de cálculo

$$m_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu_d = 0,09$$

Se verifica que :

$$\mu_{lim} > \mu_d$$

No necesita armadura a compresión

$$w_s = 0,096$$

Armadura Negativa :

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

$$A_s = 6,27 \text{ cm}^2$$

Armadura Mínima

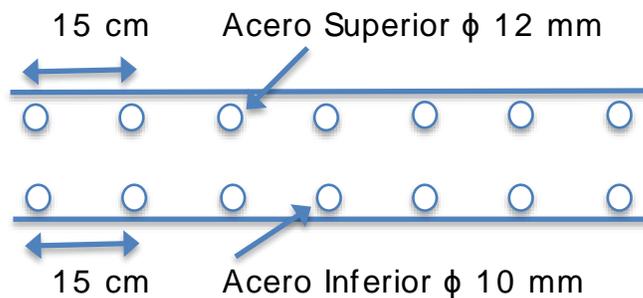
$$w_{\min} = 0,0015$$

$$A_{s\min} = w_{\min} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s\min} = 3,06 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá : 6 ϕ 12 mm c/ 15cm

Ilustración 18. Detalle de armado de la rampa



3.6. Cómputos métricos

Los cómputos métricos serán realizados para cada ítem, contemplando la medición de: longitudes, áreas, volúmenes y pzas. En el (ANEXO 4) se indica a detalle el desarrollo de la medición.

3.7. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas realizadas 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, ver (ANEXO 5).

3.8. Análisis de precios unitarios

El análisis de precios unitarios se realizó para cada ítem, y comprende los siguientes puntos: materiales, mano de obra, equipo, maquinaria y herramientas; tomando en cuenta como beneficios sociales el 62% de la mano de obra, herramientas menores el 5% de la mano de obra, IVA 14,94%; gastos generales 12%, impuestos 3,09% y utilidades el 10%. Ver (ANEXO 6)

3.9. Presupuesto general

El presupuesto total de la obra se lo realizó con la ayuda del programa PRESCOM 2011, con un tipo de cambio al dólar de 6,96 Bs, dando un monto de 6.486.273,23 Bs, que equivale a 931.935 \$us, para 2496 m² el precio por m² es 373 \$us/m². En el (ANEXO 7), se indica los volúmenes de obra así como el precio unitario de cada actividad.

3.10. Plazo de ejecución

Para la construcción de la Unidad Educativa Comunidad de Bella Vista Módulo II, se tiene un plazo de ejecución de 371 días calendario. En el (ANEXO 8) se presenta el cronograma general de actividades para el proyecto.

CAPÍTULO IV
APORTE ACADÉMICO

CAPÍTULO IV: APORTE ACADÉMICO (FORJADO RETICULAR)

4.1. Marco Conceptual

Debido a las condiciones arquitectónicas se realizó un diseño alternativo al de las losas convencionales (aliviada con vigueta pretensada) que son las losas reticulares planas armadas en dos direcciones.

4.2. Descripción básica del forjado reticular

El forjado reticular pertenece a la familia de las losas de hormigón armado, no homogéneas, aligeradas y armada en dos direcciones ortogonales.

La estructura así formada, admite que sus flexiones puedan ser descompuestas y analizadas según las direcciones de armado y forma con los soportes un conjunto estructural espacial capaz de soportar las acciones verticales muy adecuadamente y las horizontales razonablemente bien.

Los forjados reticulares, tal y como se conciben actualmente, no presentan vigas acusadas en su configuración y, por consiguiente, también pertenecen al grupo de las llamadas losas planas.

4.3. Parámetros básicos de un forjado reticular

- Separación entre ejes de nervios
- Espesor básico de los nervios
- Canto total de la placa
- Altura del bloque aligerante
- Espesor de la capa de compresión

En los forjados reticulares y alrededor de los pilares, se prescinde de los bloques aligerantes y la placa pasa a ser maciza. Ésta zona maciza a través de la cuál la placa apoya sobre los pilares, recibe el nombre de ábaco. El ábaco suele estar embebido normalmente en el espesor de la placa y, tan sólo para luces elevadas o cargas anormalmente grandes, se diseña acusado inferiormente bajo la placa de forma recta o biselada 45 grados.

En los inicios de los forjados ó losas y posteriormente en los forjados reticulares, era normal el ensanchar la cabeza del pilar en su unión al ábaco, para alejar el riesgo más grave que puede presentarse en éste tipo de estructura: el punzonamiento.

El ensanche del pilar recibe el nombre de capitel y su empleo, ha quedado reducido al campo de las construcciones de tipo industrial y los locales comerciales singulares.

El capitel como tal carece de sentido cuando el ábaco se encuentra acusado bajo la placa, y debido además a las dificultades que presenta su ejecución, especialmente su encofrado,

actualmente su uso es muy restringido, incluso para las construcciones de los tipos mencionados.

Finalmente, dentro de la descripción básica que estamos haciendo del forjado reticular, es necesario destacar por ser elementos de vital importancia dentro del mismo, los zunchos perimetrales y los zunchos que bordean los huecos interiores que normalmente existen en las placas.

En los comienzos de los forjados ó losas, los zunchos de borde eran auténticas vigas descolgadas de gran rigidez relativa; actualmente suelen ir embebidos en el espesor de la placa con una base de 25 a 30 cm y sólo se acusan bajo la misma, cuando es preciso salvar localmente vanos de gran luz cuyas deformaciones pueden dañar las tabiquerías.

Los zunchos de borde son los únicos elementos dentro del forjado reticular que van estribados con cercos del Ø6 y el Ø8, el resto de la armadura, ya esté dispuesta en ábacos o en nervios, va flotando sin estribos dentro del hormigón y sólo en casos muy especiales, de luces y sobrecargas elevadas, se acude a los cercos y barras inclinadas a 45° para resistir el punzonamiento sobre los pilares y la cortadura en los nervios.

4.4. Origen y futuro de los forjados reticulares

El forjado reticular tal y como se concibe actualmente, deriva de la losa maciza continua que se empotraba elásticamente en un emparrillado de vigas acusadas de gran rigidez, que junto a los soportes, formaban un conjunto espacial de pórticos cruzados ortogonalmente.

Pasar de los forjados tradicionales de viguetas trabajando unidireccionalmente entre jácenas, a la losa maciza con capacidad de poder repartir las cargas bidireccionalmente a un conjunto de vigas cruzadas, fue un paso lógico motivado sin duda, por el deseo de conseguir mayores o iguales resistencias, con elementos estructurales de tamaño cada vez menor.

El deseo de afinar secciones y reducir a los mínimos estrictos la geometría estructural de una construcción, ha sido y es una constante, frecuentemente enfermiza, que ha motivado la tecnología constructiva a lo largo y ancho de su historia por la fuerte componente económica que encierra, al margen del profundo deseo de conocimientos y superación que lleva implícito en su ser el hombre.

Parece ser, que la primera losa plana fue construida por los americanos en el año 1906 y a pesar de no existir ningún método aceptable de análisis, el buen comportamiento que tuvo en las pruebas de carga a las que fue sometida, posibilitó que se construyeran más de mil estructuras en los E.E.U.U. en los siete años posteriores.

Las primeras losas de hormigón, simplemente apoyadas en sus comienzos sobre muros y vigas de carga, pasaron rápidamente a empotrarse en las vigas, obteniéndose mayores luces

libres entre suelos y techos, y un considerable aumento de la capacidad resistente del conjunto frente a las acciones gravitatorias y horizontales.

En los inicios del hormigón armado, las vigas se construían acarteladas sobre los pilares, concentrándose de ésta forma sobre los apoyos por su mayor rigidez, un porcentaje muy elevado del momento total de la viga.

Probablemente fueron los rusos, según la bibliografía consultada, los primeros en suprimir las cartelas de las vigas por las dificultades que presenta su encofrado. Al suprimirse las cartelas, los momentos de vano aumentan y lógicamente las deformaciones también, pero el coste económico de la viga disminuye sensiblemente. El paso siguiente dado, fue suprimir las vigas acusadas de las losas, y dejar sobre los soportes recrecidos de formas diversas que acabaron recibiendo los nombres de ábacos y capiteles.

Las dificultades propias de encofrar los ábacos acusados, y escalonadamente después los capiteles, acabaron inicialmente con los primeros y posteriormente con los segundos, hasta dejar la losa maciza totalmente plana sobre los pilares. Por ello se había llegado a los ansiados techos planos; el volumen edificado tenía un mayor aprovechamiento, podía proyectarse los soportes más libremente, y las conducciones discurrían libremente por suelos y techos.

El forjado reticular que actualmente empleamos con bloques aligerantes perdidos y recuperables, nace ya de una manera natural de la losa maciza, buscando su aligeramiento y dejándola reducida al mínimo de nervios necesarios para soportar las cargas de servicio. El ahorro que supone el forjado reticular frente a la losa maciza en las construcciones habituales en acero, hormigón y paso general, justifican en el presente los costos de adquisición y manipulación de los casetones y una mayor complejidad en su ferrallado. No obstante, es previsible en un futuro que el lógico aumento de la mano de obra frente a los materiales, posibilite en nuestro país un avance de la losa maciza, en detrimento de los forjados reticulares de casetones perdidos y sobre todo, en detrimento de los forjados más habitualmente empleados en la edificación, los forjados de vigas planas, con viguetas prefabricadas y bovedillas aligerantes.

Los forjados reticulares contruidos con moldes recuperables nada tienen que temer por su futuro, ya que son insustituibles en solucionar luces elevadas por encima de los 7-8 m, y siempre que se busque una cierta estética en los techos de garages, locales industriales y construcciones singulares.

A corto plazo cabe esperar que se produzca un incremento de los forjados reticulares en detrimento de los tradicionales de viguetas, debido fundamentalmente a que cada vez son mayores las exigencias funcionales que deben resolver los proyectistas en los edificios. Frente a la problemática que plantean los solares complejos, donde es necesario proyectar garages en los sótanos, huecos cada vez más exigentes en las conducciones, voladizos en dos direcciones, distribuciones milimétricas, etc; no cabe la menor duda de que el forjado

reticular puede desplazar al unidireccional, al permitir una mayor elasticidad en la colocación de pilares, obviando la planeidad exigida a los pórticos de vigas.

4.5. Tipología de los forjados reticulares

Dejando al margen las casas comerciales suministradoras de los elementos necesarios para construir forjados reticulares, que pueden inducir a pensar que existen una gran variedad en las mismas, en realidad, sólo existen dos tipos que pueden diferenciarse de forma clara : Forjado reticular con bloque aligerante perdido y el forjado reticular con bloque aligerante recuperable.

El forjado reticular más construido es aquel que posee un entreeje en los nervios de 80 cm y un espesor de los nervios de 10 cm, lo cual exige una cuadrícula de aligeramiento de 70x70 cm formada por bloques diversos.

En general debe tenerse presente que con el sistema El aligeramiento de 70x70 cm suele realizarse con bloques perdidos de hormigón en número de tres, cuatro y seis piezas.

El primer tipo, armado por tres piezas prácticamente ha quedado restringido al empleo de hormigón ligero, ya que el peso de las mismas, fabricadas con hormigón normal, resultan de muy difícil manejo en obra. El otro uso de los bloques aligerantes fabricados con árido ligero, tampoco se ha llegado a imponer en el mercado por su mayor precio, no obstante de tener unas cualidades técnicas muy interesantes.

En general, debe tenerse presente que con el sistema en el mercado de adjudicar las obras de estructuras basado en el precio por metro cuadrado, con un pliego de condiciones mínimo, es difícil que un contratista, que a su vez decida la construcción fundándose en el rendimiento de las cuadrillas

El empleo de bloques sueltos de poliestireno para formar el casetón, dificulta considerablemente la ejecución de la obra por su movilidad y ligereza. El forjado aligerado con porexpan (poliestireno) presenta el inconveniente de poseer menor rigidez que el que se obtiene con bloques de hormigón, porque en éste último, la sección neta estructural del nervio se ve incrementada con las paredes de los casetones al fundirse íntimamente toda la placa.

Sea cual sea el sistema de aligeramiento empleado, todas las tipologías de forjados reticulares tienden a emplear el entreeje 80x80 cm dado que resulta ser el entreeje comercial que reúne mejores cualidades estructurales y económicas.

No obstante, la capacidad de inventiva en el mundo de los forjados parece no tener límites y recientemente acaba de aparecer un extraño forjado a base de vigas metálicas y hormigón, con unos moldes perdidos de chapa galvanizada, que pueden venir lacadas y que dan origen a techos muy caros pero con una componente arquitectónica interesante.

4.6. Geometrías básicas de los elementos del forjado reticular

Las dimensiones mínimas de los elementos que forman parte de una estructura con forjado reticular, vienen normalmente especificadas en los códigos de construcción y deben ser respetadas; no obstante, nuestra experiencia en el diseño y construcción de éste forjado nos permite matizar algunas de ellas para ajustarlas mejor a la realidad constructiva de nuestro país.

4.6.1 Entreejes

La Norma exige que la separación de nervios no debe exceder de 1 m. El entreeje comercial más extendido es el de 80 cm en ambas direcciones como se ha dicho ya anteriormente, y será éste el entreeje que recomendamos y el que emplearemos siempre como referencia a lo largo de todo el manual.

El número de nervios que resulte en los recuadros formados por los pilares, será el que sea sin condiciones previas. La Norma Española al fijar un mínimo de nervios igual a seis, prácticamente invalida el método de cálculo de los pórticos virtuales que ella misma propone, dado que la inmensa mayoría de las estructuras que se construyen no cumplen éste requisito, J. Calavera ya expone en su libro de forjados, que el criterio de la Norma parece excesivamente restrictivo y rebaja el número de nervios a cinco; nosotros creemos que el número de nervios puede ser cualquiera, sin que ello invalide el método de cálculo de los pórticos virtuales y lo explicaremos posteriormente.

4.6.2. Nervios

La modulación ortogonal de los nervios viene impuesta por la geometría que presente la planta del edificio, y debe hacerse de forma que resulte un trazado lo más constructivo y estructural posible. Frecuentemente es necesario disponer un zuncho de transición en la planta y cambiar la dirección de los nervios para obtener una modulación armónica y sencilla de replantear en obra, reduciéndose al mínimo los excesos de hormigón que se originan en los bordes cuando no existe paralelismo entre éstos y los nervios.

La anchura de los nervios no debe ser inferior a 7 cm ni a la cuarta parte del canto de la pieza aligerante según la normativa vigente.

La mayoría de los forjados reticulares con bloques aligerantes perdidos se están construyendo con nervios de ancho 10 cm, valor éste que está demostrado ser el ideal, por el magnífico comportamiento que presentan los mismos frente a la flexión y al cortante.

Cuando los forjados deben soportar cargas muy elevadas: jardines, materiales almacenados, etc.; problemas de cortadura obligan a ensanchar los nervios en las zonas próximas a los ábacos. La solución más cómoda para ello, es retirar algunos bloques de los casetones de

aligeramiento, con lo cual, los nervios pasarían a tener un ancho aproximadamente de 33 cm sin necesidad de alterar la modulación general de los nervios en el resto de la placa.

El ancho y forma de los nervios que se obtienen empleando casetones recuperables, son sensiblemente de mayor calidad que los citados anteriormente.

Los nervios que se obtienen empleando otros tipos de cubetas, parten de una base de 10-12 cm con paredes prácticamente rectilíneas y con una inclinación de 80°.

4.6.3. Ábacos

La zona maciza alrededor de los soportes recibe el nombre de ábaco y tiene la función fundamental de transmitir al soporte, las cargas que reciben los nervios y resiste el punzonamiento.

4.6.4. Pilares

El tamaño de los pilares, al margen de la carga vertical que reciban y que lógicamente determina su sección para que no exista agotamiento, deben cumplir unos requisitos particulares por el mero hecho de proyectar la estructura con forjado reticular.

La instrucción EH-88 fija el tamaño mínimo de los pilares en 25x25cm, las dimensiones anteriores sólo son válidas en el F.R. si se trata de pilares centrales con luces compensadas y con cargas características inferiores a las 20 t y siempre que no existan huecos de bajante próximos a los pilares que afecten considerablemente al perímetro de punzonamiento de la placa.

El tamaño mínimo aconsejable en los F.R. no debería ser inferior a 30x30 cm, los pilares de medianería y esquina para evitar problemas de punzonamiento y empotrar las placas adecuadamente deberían ser ligeramente mayores, pero nunca inferiores a 30x30cm. El tamaño adecuado para luces de 5-6m en los pilares de esquina podría ser de 40x40cm.

Los pilares de medianería deberían tener el tamaño de 40x30 cm para luces superiores a los cinco metros. La dimensión mayor (40), lógicamente perpendicular a la medianería justo al contrario a como suele ser norma en los proyectos de arquitectura.

Las dimensiones inferiores a 30 cm, sólo son admisibles en pilares apantallados, es decir en aquellos pilares cuya otra dimensión supera los 100cm. Si se proyecta la estructura con pilares circulares, el diámetro mínimo de los mismos debería ser de 35 cm en los de medianerías y 40 cm en los de esquinas, solamente en los vanos centrales podrían aceptarse pilares de diámetro 30cm.

4.6.5. Luces y distribución de pilares

Las luces de los forjados reticulares prácticamente no tienen limitación. Se han proyectado forjados con luces de 16 metros empleando casetones de plástico recuperable. Lo anterior es posible porque en el mercado se disponen de casetones de canto hasta 40 cm.

En bloques perdidos es difícil encontrar casetones con canto superior a los 30 cm, lo cual limita las luces máximas a 9-10 m, y siempre supeditándose a las cargas de uso y distribución de pilares que posea la estructura.

Sin proyectarnos a los casos extremos, las luces adecuadas para el forjado reticular se mueven alrededor de los 6 m, con un más menos 1 m. La máxima economía se consigue con luces de 5-6 metros y los pilares de borde retranqueados 1'5 metros, es decir con voladizos en todo el perímetro.

El forjado reticular admite una distribución caprichosa de los pilares y es por eso que es el forjado preferido de ciertos arquitectos que acuden a él sistemáticamente porque les facilita enormemente el diseño de las viviendas, pero lógicamente la distribución caprichosa de los pilares engendra esfuerzos de flexión en los mismos, y consecuentemente un costo adicional en armaduras, que puede evitarse con una situación modulada y esfuerzos compensados alrededor de los mismos.

La distribución más correcta de pilares es formando una malla lo más cuadrada posible, con luces que difieran menos de 1m. Los soportes conviene que se encuentren retranqueados con relación a los bordes del orden de 1m como mínimo, 1'5 para luces de 6m podría ser lo ideal.

Se recomienda y se admite que lo ideal no siempre es posible y solares complejos con garages en los sótanos hacen imposible la distribución estructural más idónea, y es para estos casos entre otros muchos, cuando puede acudir al forjado reticular, para resolver problemas de distribuciones difíciles, pero nunca como patente de malos proyectistas.

La distribución teórica ideal apenas engendra flexión en los pilares y en ella se encuentra la placa en magníficas condiciones para resistir el punzonamiento que suponen sus apoyos puntuales.

4.6.6. Canto del forjado

El canto del forjado depende de los siguientes factores:

- Luces entre pilares
- Luces de voladizo
- Grado de empotramiento de la placa en bordes
- Cargas gravitatorias a soportar
- Empujes a tener en cuenta

Es francamente arriesgado la recomendación de las normas de aconsejar para las placas aligeradas que se tome el canto igual a la luz/28 (Instrucción EH-88).

4.6.7 Capa de compresión

La capa de compresión mínima aconsejada por la Norma es de 3 cm y la experiencia constructiva nos dice, que no debe colocarse mayor salvo casos muy especiales : garages, grandes luces, sobrecargas muy fuertes o puntuales, etc. Solamente en aquellos casos donde exista un buen control y se empleen separadores y calzos de forma correcta, es posible proyectar y construir con solvencia espesores superiores a los $\frac{3}{4}$ cm.

Si se emplean casetones recuperables, la EH-88 exige que la capa de compresión tenga un espesor mínimo de un décimo de la luz libre entre nervios.

Las luces de los forjados reticulares prácticamente no tienen limitación. Se han proyectado forjados con luces de 16 metros empleando casetones de plástico recuperable. Lo anterior es posible porque en el mercado se disponen de casetones de canto hasta 40 cm.

Normalmente el espesor de la capa de compresión exigido por la EH-88 resulta conservador para los cantos más habituales de 25 y 30 cm resueltos con las cubetas comerciales existentes.

Aplicando el criterio de la Norma, el valor de “c” superará en general los 6 cm, mientras que la práctica demuestra que emplear 5 cm de capa de compresión basta para la mayoría de los casos.

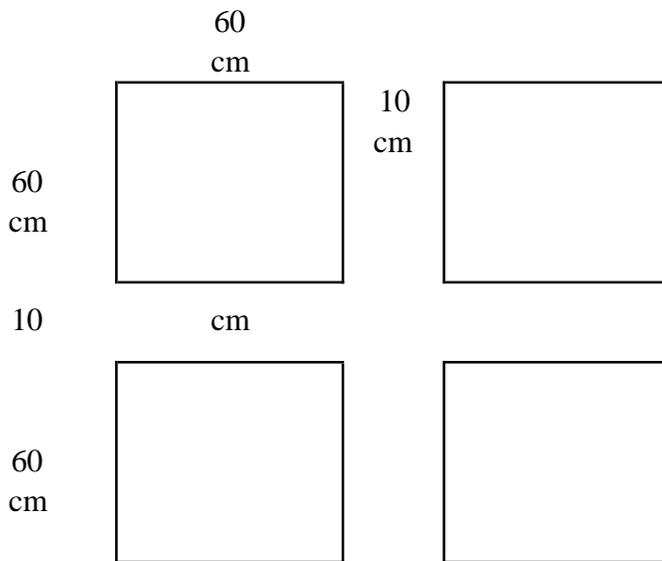
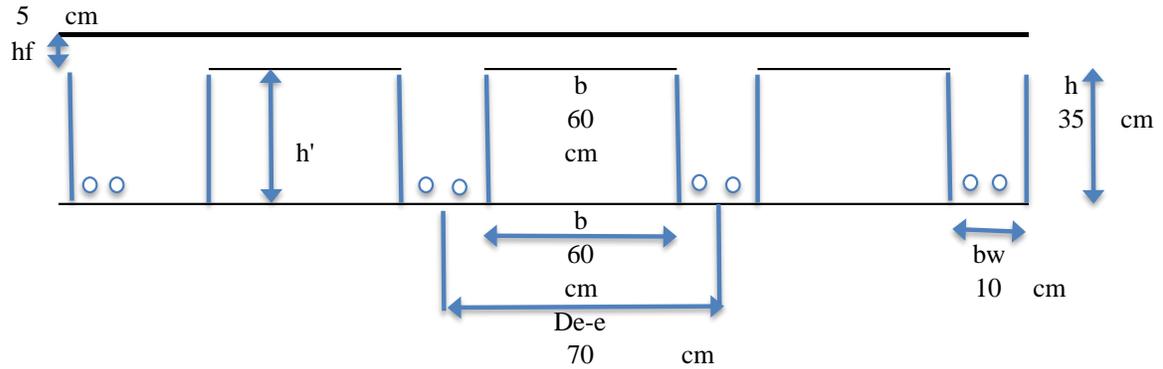
4.6.8. Zunchos de bordes y de huecos

Formando parte de las placas nervadas, existen unos elementos de importancia fundamental en el esquema resistente de las mismas, que por desgracia han sido sistemáticamente ignorados por los tratadistas y códigos especializados de forma que, no existen unas fórmulas prácticas y fiables que permitan abordar su estudio de forma sencilla y las que existen o mejor dicho, los criterios que se vienen aplicando en su dimensionamiento, son más fruto de la experiencia del calculista, que de unos estudios serios y rigurosos de los mismos; y nos estamos refiriendo a los zunchos de borde de los forjados reticulares.

Aplicación del Método Directo para esfuerzos internos en forjados reticulares, para cargas verticales, éstas placas pueden analizarse estudiando, en cada dirección, los pórticos virtuales que resulten. Es un método extraído de la EHE-98.

Tabla de predimensionado :

Capa de compresión	5	cm
Ancho de nervio	10	cm
r geo	30	cm
intereje	70	cm



1. Cálculo de esfuerzos

Cargas permanentes= 4,80 kN/m²
Solado = 3 kN/m²

Total cargas permanentes mayoradas

$$Carga\ total1 = (Cargas\ permanentes + Solado) \cdot g_{cm}$$

Carga total1 = 12,480 kN/m²

Sobrecarga de uso = 3,5 kN/m²

$$Carga\ total2 = Sobrecarga\ de\ uso \cdot g_{fcv}$$

Carga total2 = 5,6 kN/m²

$$TOTAL = Carga\ total1 + Carga\ total2$$

TOTAL = 18,080 kN/m²

2. Cálculo del momento isostático en la dirección " X "

Lx = 6,6 m

Ly = 6,6 m

$$M_o = \frac{TOTAL \cdot L_x^2 \cdot L_y}{8}$$

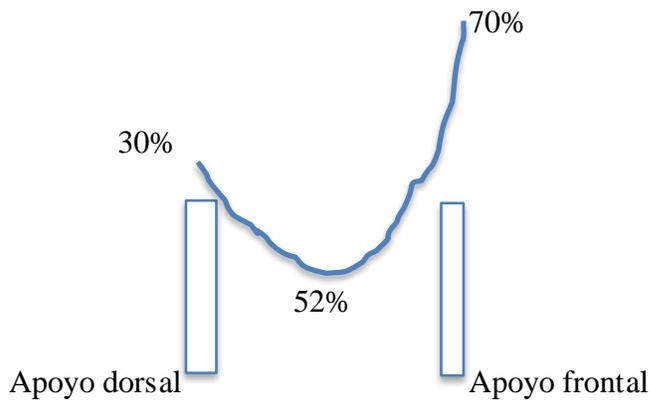
Mo = 649,741 kN-m

Vano Extremo

3. Reparto de Mo en apoyos y centro de vano

	Caso A	Caso B	Caso C
M. negativo en apoyo exterior	30%	0%	65%
M. positivo en vano	52%	63%	35%
M. negativo en apoyo interior	70%	75%	65%

En el vano extremo estamos en el Caso A



Reparto del momento isostático

Momento negativo en el apoyo dorsal

$$M_{dorsal} = 0,3 \cdot M_o$$

$$M_{dorsal} = 194,922 \text{ kN-m}$$

Momento positivo en en vano

$$M_{vano} = 0,52 \cdot M_o$$

$$M_{vano} = 337,865 \text{ kN-m}$$

Momento negativo en el apoyo frontal

$$M_{frontal} = 0,7 \cdot M_o$$

$$M_{frontal} = 454,819 \text{ kN-m}$$

	M-	M+	M-	M+	M-	
Banda central	10%	20%	12,5%	20%	12,5%	Pórtico virtual
Banda de pilares	100%	60%	75%	60%	75%	
Banda central	10%	20%	12,5%	20%	12,5%	

4. Reparto en banda central y banda de pilares

Apoyo dorsal (momentos negativos)

1) Banda de pilares

$$M_{dorsal\ pilar} = 1 \cdot M_{dorsal}$$

$$M_{dorsal\ pilar} = 194,922 \text{ kN-m}$$

2) Banda central

$$M_{dorsal\ central} = 0,2 \cdot M_{dorsal}$$

$$M_{dorsal\ central} = 38,984 \text{ kN-m}$$

Centro del vano (momentos positivos)

1) Banda de pilares

$$M_{vano\ pilar} = 0,6 \cdot M_{vano}$$

$$M_{vano\ pilar} = 202,719 \text{ kN-m}$$

2) Banda central

$$M_{vano\ central} = 0,4 \cdot M_{vano}$$

$$M_{vano\ central} = 135,146 \text{ kN-m}$$

Apoyo frontal (momentos negativos)

1) Banda de pilares

$$M_{frontal\ pilar} = 0,75 \cdot M_{frontal}$$

$$M_{frontal\ pilar} = 341,114 \text{ kN-m}$$

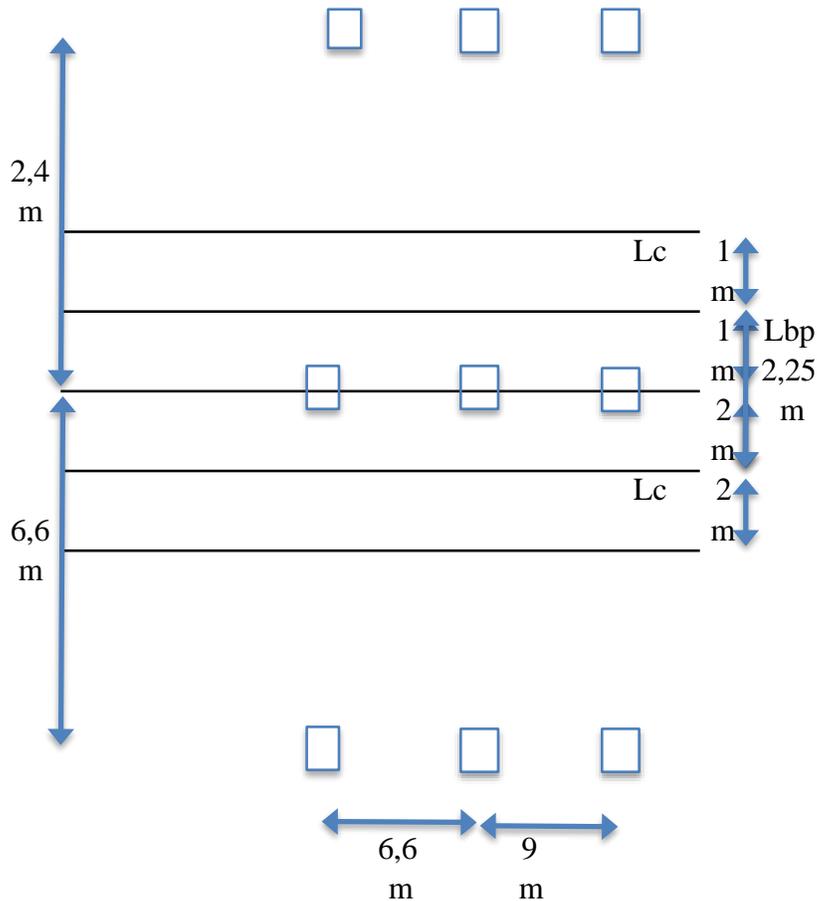
2) Banda central

$$M_{frontal\ central} = 0,25 \cdot M_{frontal}$$

$$M_{frontal\ central} = 113,705 \text{ kN-m}$$

5. Reparto por nervio en cada banda

Puesto que en cada pórtico la banda de pilares se encuentra entre dos mitades de banda central, los esfuerzos por nervios son:



Apoyo dorsal (momentos negativos)

1) Banda de pilares

$$M_{dorsalpilarnervio} = M_{dorsal pilar} \cdot \frac{0,85}{L_{bp}}$$

$$M_{dorsalpilarnervio} = 73,637 \text{ kN-m}$$

2) Banda central

$$M_{dorsalcentralnervio} = M_{dorsalcentral} \cdot \frac{0,85}{L_c + L_c}$$

$$M_{dorsalcentralnervio} = 14,727 \text{ kN-m}$$

Centro del vano (momentos positivos)

1) Banda pilares

$$M_{\text{vanopilarnervio}} = M_{\text{vanopilar}} \cdot \frac{0,85}{L_{bp}}$$

$$M_{\text{vanopilarnervio}} = 76,583 \text{ kN-m}$$

2) Banda central

$$M_{\text{vanocentralnervio}} = M_{\text{vanocentral}} \cdot \frac{0,85}{L_c + L_c}$$

$$M_{\text{vanocentralnervio}} = 51,055 \text{ kN-m}$$

Apoyo frontal (momentos negativos)

1) Banda pilares

$$M_{\text{frontalpilarnervio}} = M_{\text{frontal pilar}} \cdot \frac{0,85}{L_{bp}}$$

$$M_{\text{frontalpilarnervio}} = 128,865 \text{ kN-m}$$

2) Banda central

$$M_{\text{frontalcentralnervio}} = M_{\text{frontalcentral}} \cdot \frac{0,85}{L_c + L_c}$$

$$M_{\text{frontalcentralnervio}} = 42,955 \text{ kN-m}$$

6. Dimensionamiento de la armadura

Apoyo dorsal. Banda de pilares

$$\phi \text{ trans} = 16 \text{ mm}$$

$$M_{\text{dorsalpilarnervio}} = 73,637 \text{ kN-m}$$

$$d = 344 \text{ mm}$$

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{g_c}$$

$$f_{cd} = 14,167 \text{ N/mm}^2$$

$$U_o = f_{cd} \cdot b \cdot d$$

$$U_o = 3411333,33 \text{ N}$$

$$U_o = 3411,333 \text{ kN}$$

$$X_l = 0,625 \cdot d$$

$$X_l = 0,215 \text{ m}$$

$$M_f = 0,8 \times U_o \times X_l \times \left(1 - 0,4 \times \frac{X_l}{d}\right)$$

$$M_f = 440,062 \text{ kN-m}$$

$$\begin{array}{lcl} M_d & < & M_f \\ 73,637 & < & 440,062 \end{array}$$

CUMPLE

Por tanto :

$$U_{s2} = 0$$

$$U_{s1} = U_o \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times M_d}{U_o \times d}}\right)$$

$$U_{s1} = 221,236 \text{ kN}$$

Consultando las tablas de armado observamos que haría falta 4 ϕ 12 Aparte de los 2 ϕ 8 que ponemos de montaje

Centro del vano. Banda de pilares

$$M_{\text{vano pilar nervio}} = 76,583 \text{ kN-m}$$

$$U_{tc} = f_{cd} \cdot b \cdot h_o$$

$$U_{tc} = 495833,333 \text{ N}$$

$$U_{tc} = 495,833 \text{ kN}$$

$$U_{ta} = f_{cd} \cdot (b - b_o) \cdot h_o$$

$$U_{ta} = 425000,000 \text{ N}$$

$$U_{ta} = 425,000 \text{ kN}$$

Comprobamos que h_o es menor que 0,8 de X_1

$$X_1 = 0,625 \cdot d$$

$$X_1 = 0,215 \quad \text{m}$$

$$\begin{aligned} h_o &< 0,8 \text{ de } X_1 \\ 0,05 &< 0,172 \end{aligned}$$

CUMPLE

$$\begin{aligned} M_d &\leq U_{tc} \cdot (d - 0,5 \cdot h_o) \\ 76,583 &\leq 158,171 \end{aligned}$$

CUMPLE

$$U_{s2} = 0$$

$$U_{s1} = U_o \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times M_d}{U_o \times d}} \right)$$

$$U_{s1} = 230,405 \quad \text{kN}$$

3 ϕ 12 además de los 2 ϕ 12 que pusimos de montaje

Apoyo frontal. Banda de pilares

$$M_{\text{frontal pilar nervio}} = 128,865 \quad \text{kN-m}$$

$$U_{s2} = 0$$

$$U_{s1} = U_o \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times M_d}{U_o \times d}} \right)$$

$$U_{s1} = 397,803 \quad \text{kN}$$

3 ϕ 16 + 3 ϕ 10 además de los 2 ϕ 8 que dispusimos como armadura de montaje

Apoyo dorsal. Banda central

$$M_{\text{dorsal central nervio}} = 14,727 \quad \text{kN-m}$$

$$U_{s2} = 0$$

$$U_{sl} = U_o \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times M_d}{U_o \times d}} \right)$$

$$U_{s1} = 43,084 \text{ kN}$$

Suficiente con la armadura de 2 ϕ 8

Centro del vano. Banda central

$$M_{vanocentralnervio} = 51,055 \text{ kN-m}$$

$$U_{s1} = 0$$

$$U_{sl} = U_o \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times M_d}{U_o \times d}} \right)$$

$$U_{s1} = 151,793 \text{ kN}$$

2 ϕ 10 además de 2 ϕ 12 que dispusimos de montaje

Apoyo frontal. Banda central

$$M_{frontalcentralnervio} = 42,955 \text{ kN-m}$$

$$U_{s2} = 0$$

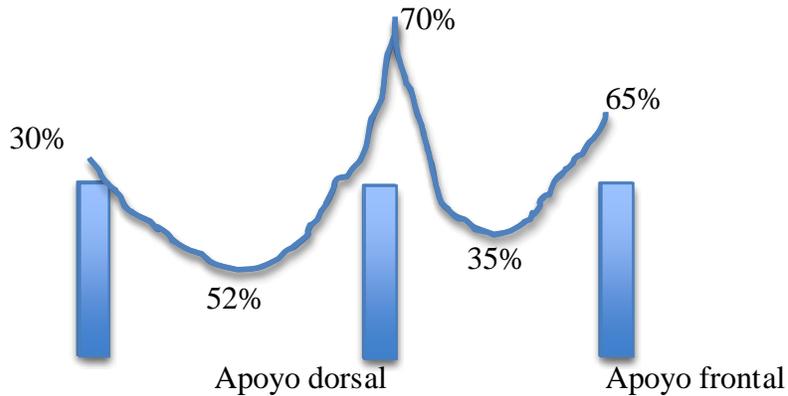
$$U_{sl} = U_o \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times M_d}{U_o \times d}} \right)$$

$$U_{s1} = 127,243 \text{ kN}$$

2 ϕ 12 además de 2 ϕ 8 que dispusimos de montaje

	Caso A	Caso B	Caso C
M. negativo en apoyo exterior	30%	0%	65%
M. positivo en vano	52%	63%	35%
M negativo en apoyo interior	70%	75%	65%

EN EL VANO CENTRAL estamos en el Caso C



Reparto del momento isostático en VANO CENTRAL

Momento positivo en el segundo vano

$$M_{\text{vano}} = 0,35 \cdot M_o$$

$$M_{\text{vano}} = 227,409 \quad \text{kN-m}$$

Momento negativo en apoyo frontal del segundo vano

$$M_{\text{frontal}} = 0,65 \cdot M_o$$

$$M_{\text{frontal}} = 422,332 \quad \text{kN-m}$$

NOTA : El momento dorsal de éste vano, está calculado anteriormente como frontal del vano anterior

8. Reparto en banda central y banda de pilares

Apoyo dorsal (momentos negativos)

Calculado anteriormente

Centro de vanos centrales (momentos positivos)

1) Banda de pilares

$$M_{vanopilar} = 0,6 \cdot M_{vano}$$

$$M_{vanopilar} = 136,446 \text{ kN-m}$$

2) Banda central

$$M_{vanocentral} = 0,4 \cdot M_{vano}$$

$$M_{vanocentral} = 90,964 \text{ kN-m}$$

Apoyo frontal de vanos centrales (momentos negativos)

1) Banda de pilares

$$M_{frontal pilar} = 0,75 \cdot M_{vano}$$

$$M_{frontal pilar} = 316,749 \text{ kN-m}$$

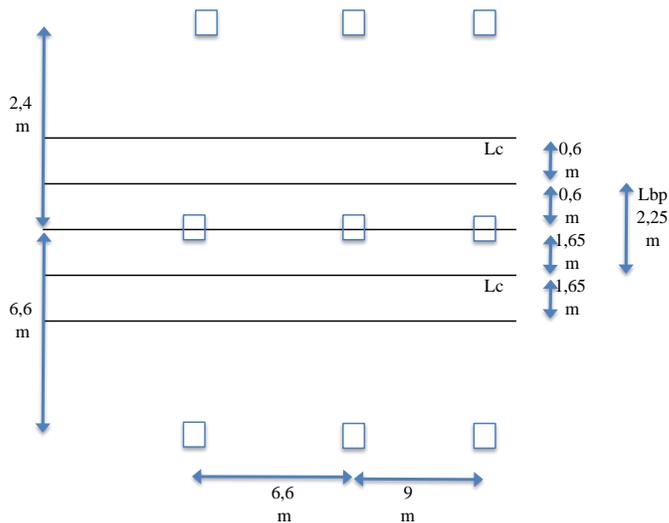
2) Banda central

$$M_{frontalcentral} = 0,25 \cdot M_{vano}$$

$$M_{vano central} = 105,583 \text{ kN-m}$$

9. Reparto por nervio en cada banda

Puesto que en cada pórtico la banda de pilares se encuentra entre dos mitades de banda central, los esfuerzos por nervios son:



Apoyo dorsal (momentos negativos)

Calculado anteriormente

Centro del segundo vano (momentos positivos)

1) Banda pilares

$$M_{\text{vanopilar nervio}} = M_{\text{vanopilar}} \cdot \frac{0,85}{L_{bp}}$$

$$M_{\text{vanopilar nervio}} = 51,546 \text{ kN-m}$$

2) Banda central

$$M_{\text{vanocentral nervio}} = M_{\text{vanocentral}} \cdot \frac{0,85}{L_c + L_c}$$

$$M_{\text{vanocentral nervio}} = 34,364 \text{ kN-m}$$

Apoyo frontal del segundo vano (momentos negativos)

1) Banda pilares

$$M_{\text{frontal pilar nervio}} = M_{\text{frontal pilar}} \cdot \frac{0,85}{L_{bp}}$$

$$M_{\text{frontal pilar nervio}} = 119,661 \text{ kN-m}$$

2) Banda central

$$M_{\text{frontal central nervio}} = M_{\text{frontal central}} \cdot \frac{0,85}{L_c + L_c}$$

$$M_{\text{frontal central nervio}} = 39,887 \text{ kN-m}$$

10. Dimensionamiento de la armadura

$$\phi_{\text{trans}} = 16 \text{ mm}$$

$$d = (h + h_f) - r - j_{\text{trans}} - \frac{j_{\text{long}}}{2}$$

$$d = 344 \text{ mm}$$

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{g_c}$$

$$f_{cd} = 14,167 \quad \text{N/mm}^2$$

$$U_o = f_{cd} \cdot b \cdot d$$

$$U_o = 4142333,333 \quad \text{N}$$

$$U_o = 4142,333 \quad \text{kN}$$

$$X_l = 0,625 \cdot d$$

$$X_l = 0,215 \quad \text{m}$$

$$M_f = 0,8 \times U_o \times X_l \times \left(1 - 0,4 \times \frac{X_l}{d}\right)$$

$$M_f = 534,361 \quad \text{kN-m}$$

Centro del segundo vano. Banda de pilares

$$M_{\text{vano pilar nervio}} = 51,546 \quad \text{kN-m}$$

$$U_{tc} = f_{cd} \cdot b \cdot h_o$$

$$U_{tc} = 602083,333 \quad \text{N}$$

$$U_{tc} = 602,083 \quad \text{kN}$$

$$U_{ta} = f_{cd} \cdot (b - b_o) \cdot h_o$$

$$U_{ta} = 495833,333 \quad \text{N}$$

$$U_{ta} = 495,833 \quad \text{kN}$$

Comprobamos que h_o es menor que 0,8 de X_l

$$X_l = 0,625 \cdot d$$

$$X_l = 0,215 \quad \text{m}$$

$$h_o < 0,8 \text{ de } X_l$$

$$0,05 < 0,172$$

CUMPLE

$$M_d \leq U_{tc} \cdot (d - 0,5 \cdot h_o)$$

$$51,546 \leq 192,065$$

CUMPLE

$$U_{s2} = 0$$

$$U_{sl} = U_o \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times M_d}{U_o \times d}} \right)$$

$$U_{s1} = 152,656 \quad \text{kN}$$

1 ϕ 8 además de los 2 ϕ 12 que pusimos de montaje

Apoyo frontal del segundo vano. Banda de pilares

$$M_{\text{frontal pilar nervio}} = 119,661 \quad \text{kN-m}$$

$$U_{s2} = 0$$

$$U_{sl} = U_o \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times M_d}{U_o \times d}} \right)$$

$$U_{s1} = 363,829 \quad \text{kN}$$

3 ϕ 16 además de los 2 ϕ 8 que se puso de montaje

Centro del segundo vano. Banda central

$$M_{\text{vanocentral nervio}} = 34,364 \quad \text{kN-m}$$

$$U_{s1} = 0$$

$$U_{sl} = U_o \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times M_d}{U_o \times d}} \right)$$

$$U_{s1} = 101,130 \quad \text{kN}$$

Suficiente con los 2 ϕ 12 que se puso de montaje

Apoyo frontal del segundo vano. Banda central

$$M_{\text{frontal central nervio}} = 39,887 \quad \text{kN-m}$$

$$U_{s2} = 0$$

$$U_{sl} = U_o \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times M_d}{U_o \times d}} \right)$$

$$U_{s1} = 117,620 \quad \text{kN}$$

1 ϕ 12 además de los 2 ϕ 8 que se puso de montaje

Conclusiones del Aporte Académico :

- El método directo para forjados reticulares, es un método válido únicamente para cargas verticales y cuando la sobrecarga sea uniformemente distribuida, siendo éste el caso del sistema estructural analizado para el presente proyecto.
- El método directo para forjados reticulares permite comprender la distribución de las acciones en el sistema estructural de forjado reticular, y ayuda a visualizar las secciones donde tendría mayor armadura.
- Para aplicar el método directo para forjados reticulares, la malla debe estar definida en planta de manera ortogonal.
- El método directo para forjados reticulares adopta el principio que las bandas centrales son zonas flexibles y las bandas de pilares son zonas rígidas.
- Es un método aproximado y no preciso, donde determinamos una capacidad mecánica con la cual obtenemos una cuantía de armadura, tanto para la banda de pilares (zona rígida) como para la banda de nervios (zona flexible) de un forjado reticular, lo cual permite, tener un orden de magnitud referente sobre la cuantía de armadura que debe colocarse en cada zona.
- El método directo para forjados reticulares permite una aproximación cercana al 70% del valor obtenido en el programa CypeCad, según los resultados obtenidos en el presente diseño, ésta diferencia se produce debido a que el programa informático mencionado usa el Método de los Elementos Finitos para la obtención de los esfuerzos para este tipo de estructuras y el método directo esta únicamente en base a tablas.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- ✓ En el proyecto se verificó, que para evitar los efectos de punzonamiento en forjados reticulares, se debe adoptar columnas rectangulares como mínimo 30 x 30 cm.
- ✓ Con respecto a la estructura metálica de cubierta tipo Howe, la elección de perfiles con sección tubular rectangular ó cuadrada denotan una mayor eficiencia en cubiertas de estructura metálica, respecto a otros tipos de perfiles, por la eficiencia a torsión que presentan.
- ✓ Realizar una estructura con uniones soldadas permite otorgar mayor rigidez a las conexiones, demanda menor cantidad de acero para materializar la conexión, además de reducciones económicas significativas si se las compara con las uniones empernadas.
- ✓ El sistema de entrepisos sin vigas, es decir estructuras compuestas solamente de columnas de hormigón armado interconectadas con forjados, sean éstos forjados macizos ó forjados reticulares (siendo éste el caso del sistema estructural adoptado para el proyecto en el cual se interconectó con forjados reticulares), poseen una ductilidad baja por lo tanto, no son recomendables en diseños sismoresistentes.
- ✓ Las vigas de borde que se usaron en cada uno de los forjados reticulares en las plantas de entrepisos fueron vigas descolgadas, debido a que recurrir a diseños con vigas planas es altamente ineficiente desde el punto de vista económico en comparación con la alternativa de vigas descolgadas. Ésta consideración es independiente del ineficaz comportamiento mecánico y de las patologías asociadas a éste tipo de vigas.
- ✓ En los dos pozos excavados a profundidades de : 3,00 y 3,10 m, ubicados ambos dentro del área asignada para el presente proyecto, luego de analizadas las dos muestras se clasificaron ambas como Suelo Granular (Grava bien graduada con arena – GW) del Tipo A-1-a, según la clasificación de suelos AASHTO.
- ✓ El método directo para forjados reticulares nos permite una aproximación cercana al 70% del valor obtenido en el programa CypeCad, según los resultados obtenidos, ésta diferencia se produce debido a que el programa informático mencionado usa el Método de los Elementos Finitos para la obtención de los esfuerzos para este tipo de estructuras.
- ✓ El costo por m² de la obra es de 373 \$us/m², y el tiempo de ejecución de la obra es de 371 días.

RECOMENDACIONES

- ✓ La ejecución del proyecto debe seguir la normativa, especificaciones técnicas, control de ejecución, equipos adecuados, todo lo necesario y óptimo para un buen desarrollo del proyecto.
- ✓ Para luces menores a 6 metros resulta más económico pensar en forjados unidireccionales
- ✓ Para luces mayores a 6 metros resulta más económico pensar en forjados reticulares.
- ✓ Es recomendable una separación de pilares lo más cuadrada posible en forjados reticulares.
- ✓ Las placas aligeradas deben llevar ábacos macizos alrededor de las columnas, especialmente para poder resistir de manera adecuada el cortante por penetración.
- ✓ La distancia entre nervaduras centro a centro no debe ser mayor de 1 m ó $1/8$ del claro.
- ✓ En la parte superior del forjado sobre los casetones debe existir un firme de concreto el cual su espesor no será menor de 3 cm o de 5 cm, si es que existen cargas concentradas elevadas.

BIBLIOGRAFÍA

La bibliografía que se consultó en la elaboración del proyecto, es la siguiente :

1. **IBNORCA** Código Boliviano del Hormigón . Edición 1987.
República de Bolivia.
2. **AISC** ANSI/AISC 360-10. Estándar nacional americano.
Especificación para el edificio de acero estructural.
Chicago. Illinois. 2010.
3. **JIMÉNEZ M.P., et al.** Hormigon Armado. 14a edición basada en la EHE
ajustada al Código Modelo y al Eurocódigo. 2000.
4. **REGALADO T.F.** Los forjados reticulares manual práctico. Cype
Ingenieros. 1984.
5. **MCCORMAC J. C.** Diseño de estructuras de acero método LRFD.
2° Edición 2003.
6. **GUTIÉRREZ J., VERA** Revista Presupuesto & construcción. Edición 2017.
7. **CYPE INGENIEROS S.A.** Manual del usuario. Edición 2016.