

CAPITULO I

1.INTRODUCCIÓN O ANTECEDENTES

1.1. EL PROBLEMA

¿Como controlar las deformaciones en losas de volado de grandes luces en entresijos de edificaciones? VER ANEXO 1.

1.1.1. Planteamiento.

Las deformaciones en las losas de volado se producen por diferentes causas:

- Debido a las deformaciones excesivas ante cargas gravitatorias y sobrecargas.
- Ductilidad baja de los elementos estructurales.
- Rigidización insuficiente ante los estados de carga actuantes.
- Control reducido en los desplazamientos laterales de las estructuras arriostradas.

VER ANEXO 1.

1.1.2. Formulación.

En el diseño estructural moderno, las losas voladas de grandes luces son elementos clave para lograr construcciones estéticas y funcionales en edificaciones como puentes, balcones y edificios. Sin embargo, estas estructuras enfrentan el desafío técnico de las deformaciones excesivas, que pueden comprometer tanto la seguridad como la funcionalidad del sistema estructural.

Los métodos convencionales de control de deformaciones, como el uso de materiales de alta resistencia o secciones más robustas, a menudo incrementan significativamente los costos y los tiempos de construcción. Ante este contexto, surge la necesidad de explorar alternativas innovadoras y económicamente viables para reducir las deformaciones en losas voladas de grandes luces.

El uso de riostras de vigas inclinadas representa una solución prometedora, al proporcionar un soporte adicional que distribuye las cargas y disminuye las deflexiones. Sin embargo, la eficacia de esta técnica, así como su impacto en el diseño estructural, requiere un análisis técnico detallado y validación práctica. Esto plantea la pregunta central: ¿Cómo influye el

uso de riostras inclinadas en el control de las deformaciones de losas voladas de grandes luces, y qué tan viable es su implementación en términos estructurales y económicos?

Esta investigación busca abordar esta interrogante, contribuyendo al desarrollo de soluciones más efectivas y eficientes en el campo del diseño estructural.

1.1.3. Sistematización

- ¿Qué tan efectivas son las riostras inclinadas en reducir deformaciones?
- ¿Cómo impacta su implementación en costos y diseño estructural?
- ¿Se podrá garantizar un buen diseño estructural haciendo comparaciones con otros tipos de diseños?

VER ANEXO 1.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivos generales

Evaluar la eficacia del sistema de riostras de vigas inclinadas como método para controlar las deformaciones en las losas voladas de grandes luces, analizando su impacto en el desempeño estructural, la seguridad y la viabilidad económica en el diseño y construcción de edificaciones. VER ANEXO 1.

1.2.2. Objetivos específicos

Analizar las principales causas de las deformaciones excesivas en losas voladas de grandes luces, considerando las cargas aplicadas, los materiales utilizados y las limitaciones estructurales.

Diseñar un modelo estructural que incorpore un sistema de riostras de vigas inclinadas, considerando los parámetros técnicos relevantes para garantizar la estabilidad y funcionalidad de la losa.

Realizar simulaciones y análisis computacionales para evaluar la efectividad del sistema de riostras en la reducción de las deformaciones en comparación con métodos convencionales.

Determinar el impacto del sistema de riostras en los costos de diseño y construcción, comparándolo con alternativas tradicionales para grandes luces.

Establecer directrices y recomendaciones para la implementación del sistema de riostras en losas voladas de grandes luces, considerando su aplicabilidad en proyectos reales.

1.3. JUSTIFICACIÓN.

1.3.1. Teórica.

1.3.1.1.- Principios básicos de deformaciones en estructuras voladas.

Las losas voladas, al extenderse más allá del apoyo estructural sin soporte directo, están sujetas a mayores esfuerzos de flexión y deflexión debido a las cargas gravitatorias y de servicio. Según la **teoría de vigas de Euler-Bernoulli**, las deformaciones están directamente relacionadas con la magnitud de la carga, la longitud de la luz, y las propiedades del material (módulo de elasticidad) y la sección transversal de la losa. En losas de grandes luces, las deformaciones excesivas no solo comprometen la estética y funcionalidad, sino que también generan fisuras, vibraciones y fallos estructurales.

Teoría de vigas de Euler – Bernoulli y deformación estructural:

Esta teoría modela cómo las vigas responden a las cargas externas y se utiliza para predecir la deflexión y el esfuerzo en estructuras como losas en voladizo. Los supuestos clave incluyen secciones transversales que permanecen planas y perpendiculares al eje neutro durante la deformación. Fórmulas como $\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M(x)}{EI}$ ayudan a calcular la deflexión, donde E es el módulo de elasticidad y I es el momento de inercia de la sección transversal.

1.3.1.2.- Uso de riostras como solución estructural.

Las riostras, especialmente las vigas inclinadas, actúan como elementos de refuerzo que redistribuyen las cargas desde las losas hacia los soportes principales. Su efectividad radica en su capacidad para reducir los momentos flectores y las deflexiones al introducir un sistema de soporte adicional en ángulos estratégicos. Este concepto se fundamenta en la **teoría de la triangulación estructural**, que indica que los sistemas triangulados son más eficientes para resistir cargas porque distribuyen los esfuerzos de manera uniforme.

1.3.1.3.- Comparación con métodos tradicionales.

Los métodos tradicionales para reducir deformaciones en losas voladas incluyen el aumento de espesores, el uso de materiales de alta resistencia o la incorporación de pretensado. Sin

embargo, estas soluciones tienden a incrementar significativamente los costos y el peso de la estructura. Las riostras ofrecen una alternativa innovadora al proporcionar un soporte efectivo sin necesidad de incrementar el material en la losa, mejorando tanto la eficiencia estructural como la economía del diseño.

La solución de problemas de deformación a menudo recurre a ecuaciones diferenciales y análisis numéricos avanzados, como el método de Airy para tensiones en planos y los enfoques de elementos finitos para geometrías complejas

1.3.1.4.- Bases normativas y modelado computacional.

Normas internacionales como el **ACI 318** proporcionan lineamientos para el diseño y la verificación de losas, destacando la importancia de controlar las deformaciones para cumplir con los criterios de servicio. Además, los avances en software de análisis estructural (como SAP2000, ETABS o Cypecad) permiten modelar sistemas con riostras y evaluar su desempeño bajo distintas combinaciones de carga, validando la propuesta mediante simulaciones precisas.

1.3.1.5.- Innovación en el diseño de grandes luces.

En el diseño estructural moderno, especialmente en puentes, balcones y edificios comerciales, la eficiencia y la estética son prioritarias. Las riostras inclinadas no solo cumplen un rol estructural, sino que también pueden integrarse como elementos arquitectónicos, contribuyendo a diseños más atractivos y funcionales.

1.3.2. Metodológica

Primero se procedió con la revisión bibliográfica donde se comprendió los fundamentos relacionados con las deformaciones estructurales en diferentes tipos de diseño estructural, los sistemas de losas de volado y el uso de riostras inclinadas.

Se investigará sobre la teoría de vigas de Euler – Bernoulli, la teoría de elasticidad y los sistemas de soportes triangulados.

Se analizará normativas internacionales y nacionales, como el ACI 318 o la NB 1225001 y la AISC 360 2010.

Al tener la información en la mano, se identificó el problema estructural, donde su objetivo será determinar las principales causas de deformaciones en losas de volado de grandes luces y las limitaciones de los métodos tradicionales.

En este punto se realizará un análisis preliminar de cargas típicas aplicadas en losas de grandes luces también se identificará las propiedades mecánicas de los materiales usados comúnmente en estas estructuras.

Durante el diseño del modelo estructural, se seleccionará los materiales, geometrías y configuraciones para las riostras.

Se definirá las condiciones de carga en el modelo.

Se utilizará los softwares de diseño estructural como ETABS y Cypecad.

En la simulación del análisis computacional, se hará correr el programa, se analizará las deflexiones, los momentos flectores y las tensiones resultantes en el modelo.

Y al compararla los resultados de los modelos con riostras vs el de losas sin refuerzos adicionales, se prevé obtener un resultado positivo en el uso de riostras al haber una viabilidad técnica y económica, al estimar los costos asociados al diseño y construcción de riostras vs los métodos tradicionales.

1.3.3. Práctica

Al tener elementos estructurales novedosos, la estructura diseñada presentara un nuevo estilo de diseño arquitectónico, dando alternativas de diseño de interiores no limitativos, también para beneficiar en el enriquecimiento teórico-practico en su utilización en lugares donde la topografía no permita realizar fundaciones estables y por ultimo servirá de manera demostrativa mediante la utilización de un programa con su desarrollo manual respectivo, que un sistema estructural puede garantizarse su construcción de las losas de grandes luces controlando su deformación.

En la práctica, el uso de riostras inclinadas en losas de grandes luces es una solución efectiva para manejar las deformaciones estructurales y garantizar la estabilidad.

1.- Aplicaciones en construcciones reales:

En Puentes: Las riostras inclinadas son fundamentales en puentes de grandes luces para redistribuir las cargas y controlar deformaciones. Se emplean en combinación con sistemas de vigas y elementos tipo placas para lograr rigidez y minimizar torsiones excesivas.

En Edificios Industriales o condominios: En estructuras de grandes luces como estadios o hangares, las riostras diagonales contribuyen a estabilizar la estructura frente a cargas dinámicas y factores ambientales.

Los materiales a utilizar serían el Acero, es el material más común debido a su resistencia y ductilidad y el hormigón armado, usado en casos donde se requiere mayor masa estructural y resistencia al fuego.

1.4. ALCANCE DEL ESTUDIO

El alcance delimita que se cubrirá y que no abordará en la investigación.

El estudio se centrará en:

- Analizar las deformaciones en losas en volado de grandes luces.
- Diseñar y evaluar el impacto de sistemas con riostras inclinadas en el control de deformaciones.
- Utilizar herramientas de simulación numérica (software estructural) para validar los resultados.
- Aplicar los resultados a tipologías comunes de estructuras civiles, como en este caso (Edificio).

Las limitaciones:

- No se realizarán pruebas experimentales en laboratorio o campo.
- El análisis será teórico y computacional, sin incluir estudios de desgaste o impactos a largo plazo en el material.

El resultado esperado será de generar una guía ayuda con recomendaciones para el diseño e implementación del sistema de riostras.

1.4.1. Tipo de estudio

El proyecto a realizarse es un tema de investigación teórica computacional, en el cual se diseñará aplicando sistemas estructurales como riostras (vigas inclinadas) para poder

controlar las deformaciones que son producidas con el exceso de carga propuesto en losas de volado en grandes luces y así poder tener una mejor ductilidad de la estructura de losa de volado.

El proyecto puede clasificarse según varios enfoques:

Naturaleza del estudio:

- Explorara la eficacia de las riostras inclinadas en un contexto teórico y computacional.
- Describirá los comportamientos estructurales asociados al sistema propuesto.

Método de análisis:

- Cuantitativo ya que al ser basado en simulaciones y cálculos estructurales para medir las deformaciones.

1.4.2. Hipótesis

La hipótesis principal podría ser que la implementación de un sistema de riostras inclinadas en losas de volado en grandes luces reducirá significativamente las deformaciones y mejorara la distribución de esfuerzos en comparación con los métodos tradicionales de diseño.

Las hipótesis específicas serán las siguientes:

- 1.- Las riostras inclinadas disminuyen las deflexiones máximas en al menos un 30%.
- 2.- La solución propuesta reducirá los costos estructurales relacionados con refuerzos adicionales o mantenimientos correctivos.
- 3.- El diseño con riostras es compatible con las normativas internacionales como el ACI 318 y AISC 360.

1.4.3. Restricciones

Las restricciones pueden clasificarse en categorías técnicas, económicas y prácticas:

Técnicas:

- Limitación del análisis a simulaciones computacionales, sin validación experimental directa.

- Consideración de un rango limitado de materiales (como acero o concreto reforzado).

Económicas:

- Se evaluará la viabilidad económica de la solución, pero no se contemplarán escenarios de presupuesto ilimitado.

Prácticas:

- No se incluirá cargas dinámicas complejas como sismos o vientos extremos fuera de normativas usuales.

CAPITULO II

2. MARCO TEORICO

2.1. Fundamento Teórico

2.1.1. Teoría de Euler-Bernoulli.

2.1.1.1. Introducción

Como introducción y repaso de conceptos se resolverá una viga a la que se le aplica un momento uniforme M . El área de la sección transversal será rectangular $\Omega = b \times h$. La viga será supuesta de un material elástico-lineal, isótropo y homogéneo [Canelas, 2015].

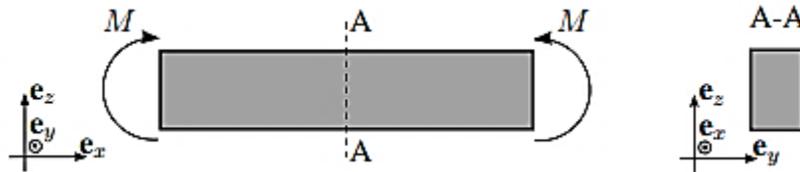


Figura N°1. Viga Sometida a momento uniforme.

Para resolver este problema se utilizarán dos enfoques: Teoría de vigas (Timoshenko [1955]), Método de Airy (Canelas [2015]), para ambos casos asumiremos estado plano de tensiones.

$$\mathbf{T}_B = \begin{pmatrix} T_{11} & 0 & T_{13} \\ 0 & 0 & 0 \\ T_{13} & 0 & T_{33} \end{pmatrix} \Rightarrow \mathbf{D}_B = \begin{pmatrix} D_{11} & 0 & D_{13} \\ 0 & D_{22} & 0 \\ D_{13} & 0 & D_{33} \end{pmatrix} \quad \text{donde } B = \{\mathbf{e}_x, \mathbf{e}_y, \mathbf{e}_z\}.$$

Enfoque con teoría de vigas Experimentos muestran que las líneas verticales (según eje e_z) permanecen rectas y perpendiculares a las fibras longitudinales de la viga luego de la deformación. La teoría de Euler-Bernoulli asume que no solo las líneas verticales permanecen rectas y perpendiculares a las fibras longitudinales, sino que toda sección transversal de la viga cumple esto.

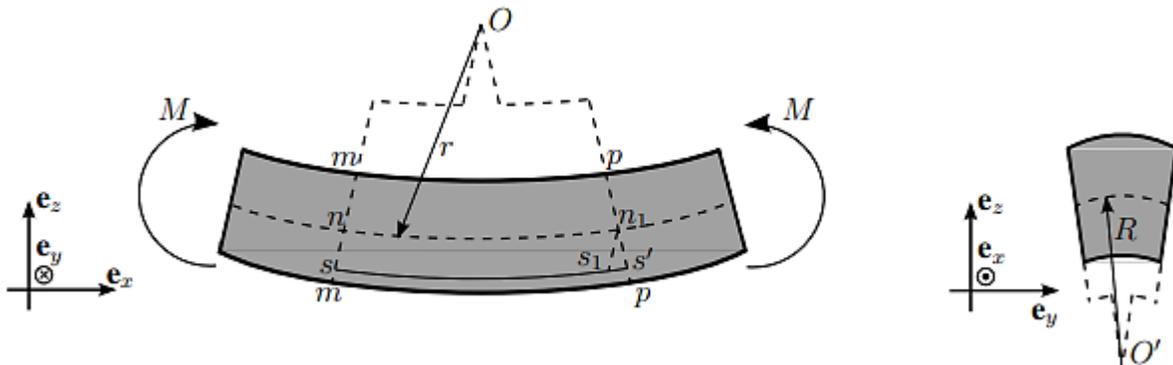


FIGURA N°2. Utilizando Teorías en Vigas.

La Figura anterior será útil para entender el enfoque según teoría de Euler-Bernoulli. Se tiene que nn_1 y ss_1 tienen el mismo largo (ns y n_1s_1 son paralelas), por tanto, podemos decir que la deformación ε_x de la viga es lo que se deforma la fibra ss_1 :

$$\varepsilon_x = D_{11} = \frac{s_1 s'_1}{s s_1} = \frac{s_1 s'_1}{n n_1}.$$

Mediante la ecuación constitutiva para un material como el que se estudia se tiene que:

$$T_{11} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} [(1-\nu)D_{11} + \nu(D_{22} + D_{33})] = E D_{11} = -\frac{E z}{r},$$

$$T_{33} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} [(1-\nu)D_{33} + \nu(D_{11} + D_{22})] = 0.$$

Debido a que el momento es uniforme se tiene que el cortante V en la viga es nulo, por tanto, la tensión rasante T_{13} es nula (Timoshenko [1955]) y por tanto $D_{13} = 0$. Realizando equilibrio (corte en sección A-A y tomando el lado izquierdo de la Figura 1) se tiene que:

$$\int_{\Omega} \mathbf{T} \mathbf{e}_x \times \mathbf{r} d\Omega + M \mathbf{e}_y = \mathbf{0},$$

Donde

$$\mathbf{T} \mathbf{e}_x = -\frac{E z}{r} \mathbf{e}_x \quad \text{y} \quad \mathbf{r} = \mathbf{0} - z \mathbf{e}_z = -z \mathbf{e}_z,$$

por lo tanto

$$\begin{aligned} \int_{\Omega} \mathbf{T} \mathbf{e}_x \times \mathbf{r} d\Omega + M \mathbf{e}_y &= \frac{E}{r} \mathbf{e}_x \times \mathbf{e}_z \int_{\Omega} z^2 d\Omega + M \mathbf{e}_y \\ &= -\frac{E}{r} \mathbf{e}_y \int_{\Omega} z^2 d\Omega + M \mathbf{e}_y \\ &= -\frac{E J_y}{r} \mathbf{e}_y + M \mathbf{e}_y, \end{aligned}$$

sustituyendo la Ecuación y realizando el producto escalar de esta última con \mathbf{e}_y se tiene:

$$\frac{EI_y}{r} - M = 0 \Rightarrow \frac{1}{r} = \frac{M}{EI_y},$$

y por tanto

$$\mathbf{T}_B = -\frac{Mz}{I_y} \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}, \quad \mathbf{D}_B = -\frac{Mz}{EI_y} \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & -\nu & 0 \\ 0 & 0 & -\nu \end{pmatrix}$$

Enfoque con el método de Airy Para que exista solución con el método de Airy en el caso de estado plano de tensiones la función Ψ de Airy debe verificar

$$\Delta^2 \Psi = -(1 - \nu) \Delta V,$$

donde $b = -\nabla V$ es la fuerza de volumen, por tanto $\Delta V = 0$ en este caso.

Para obtener los desplazamientos de la viga deben resolverse las Ecuaciones, que son las ecuaciones de compatibilidad vistas en el curso de Elasticidad.

$$\begin{aligned} \frac{\partial w_1}{\partial x} &= \frac{\partial D_{13}}{\partial y} - \frac{\partial D_{12}}{\partial z}, & \frac{\partial w_1}{\partial y} &= \frac{\partial D_{23}}{\partial y} - \frac{\partial D_{22}}{\partial z}, & \frac{\partial w_1}{\partial z} &= \frac{\partial D_{33}}{\partial y} - \frac{\partial D_{23}}{\partial z}, \\ \frac{\partial w_2}{\partial x} &= \frac{\partial D_{11}}{\partial z} - \frac{\partial D_{13}}{\partial x}, & \frac{\partial w_2}{\partial y} &= \frac{\partial D_{12}}{\partial z} - \frac{\partial D_{23}}{\partial x}, & \frac{\partial w_2}{\partial z} &= \frac{\partial D_{13}}{\partial z} - \frac{\partial D_{33}}{\partial x}, \\ \frac{\partial w_3}{\partial x} &= \frac{\partial D_{12}}{\partial x} - \frac{\partial D_{11}}{\partial y}, & \frac{\partial w_3}{\partial y} &= \frac{\partial D_{22}}{\partial x} - \frac{\partial D_{12}}{\partial y}, & \frac{\partial w_3}{\partial z} &= \frac{\partial D_{23}}{\partial x} - \frac{\partial D_{13}}{\partial y}, \\ \\ \frac{\partial u_x}{\partial x} &= D_{11}, & \frac{\partial u_x}{\partial y} &= D_{12} - w_3, & \frac{\partial u_x}{\partial z} &= D_{13} + w_2, \\ \frac{\partial u_y}{\partial x} &= D_{12} + w_3, & \frac{\partial u_y}{\partial y} &= D_{22}, & \frac{\partial u_y}{\partial z} &= D_{23} - w_1, \\ \frac{\partial u_z}{\partial x} &= D_{13} - w_2, & \frac{\partial u_z}{\partial y} &= D_{23} + w_1, & \frac{\partial u_z}{\partial z} &= D_{33}. \end{aligned}$$

Notar que la expresión de u_z si se considera que $y = z = 0$ se obtiene la solución usual de teoría de vigas (igualmente si se considera $\nu = 0$). Debe notarse también que se cumple que:

$$u_x = -\frac{\partial u_z}{\partial x} z.$$

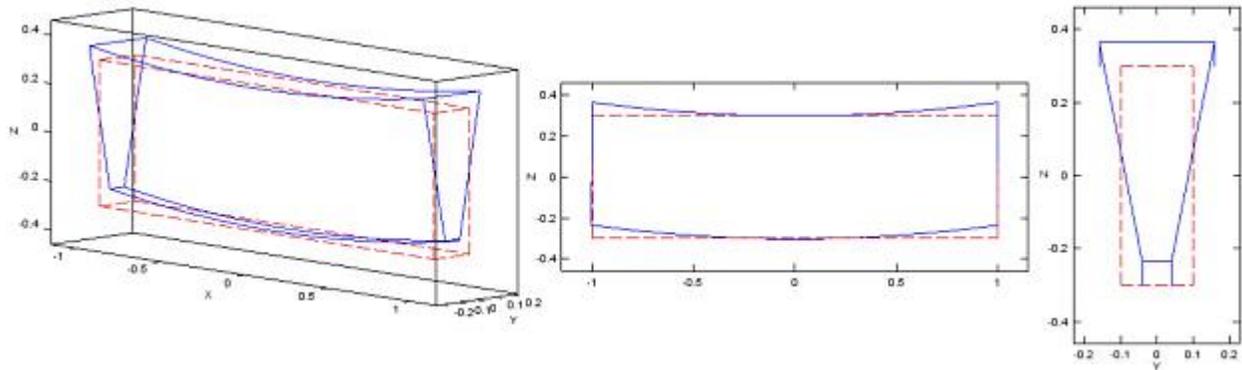


FIGURA N °3. Viga Deformada

2.1.2. Elemento de viga de 2 nodos 2D.

El elemento de viga puede ser analizado de forma genérica y simple con la teoría clásica de estructuras y las ecuaciones que de ella se desprenden (ecuación de la elástica, analogía de Mohr, etc.). Sin embargo, es útil el estudio mediante el Método de los Elementos Finitos (MEF) por dos razones fundamentales:

1. los conceptos que se muestran en este capítulo servirán de base para la teoría de placas (losas)
2. para estructuras hiperestáticas el método de los elementos finitos es simple en su programación.

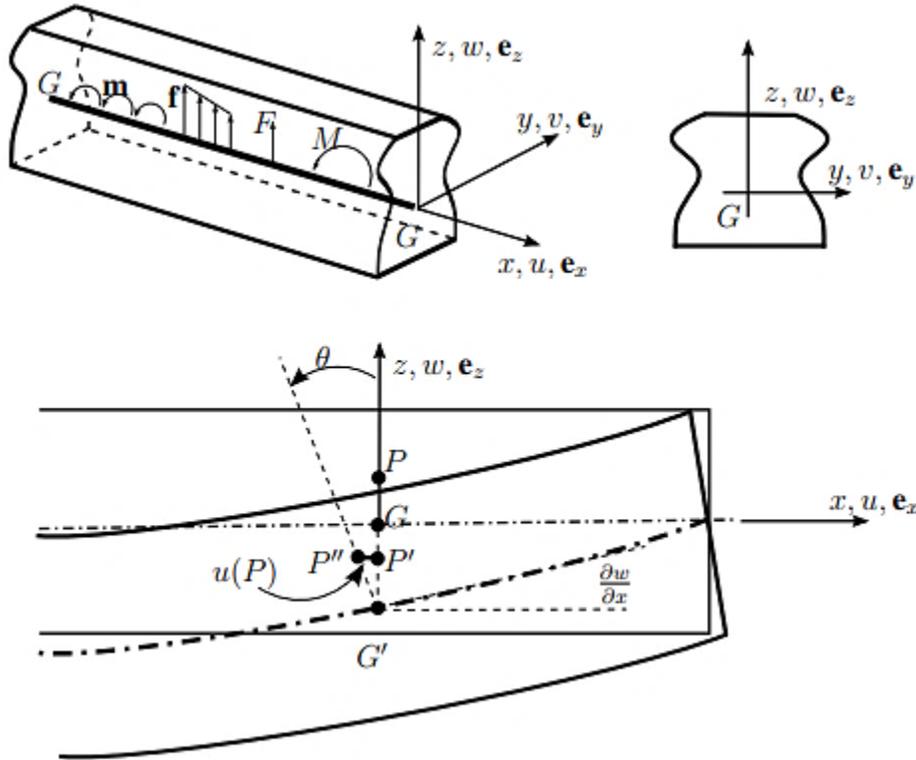


FIGURA N°4. Teoria de Euler – Bernoulli

2.1.3. Elemento de pórtico de 2 nodos 2D

El elemento de pórtico será compuesto por un elemento de barra y un elemento de viga ante la suposición de que los efectos de uno son independientes del otro. Por lo anterior la ecuación de rigidez de un elemento es

$$\mathbf{K}_L^e \mathbf{U}_L = \frac{EI}{\ell^3} \begin{pmatrix} \frac{\Omega \ell^2}{I} & 0 & 0 & -\frac{\Omega \ell^2}{I} & 0 & 0 \\ 0 & 12 & 6\ell & 0 & -12 & 6\ell \\ 0 & 6\ell & 4\ell^2 & 0 & -6\ell & 2\ell^2 \\ -\frac{\Omega \ell^2}{I} & 0 & 0 & \frac{\Omega \ell^2}{I} & 0 & 0 \\ 0 & -12 & -6\ell & 0 & 12 & -6\ell \\ 0 & 6\ell & 2\ell^2 & 0 & -6\ell & 4\ell^2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_1 \\ w_1 \\ \theta_1 \\ u_2 \\ w_2 \\ \theta_2 \end{pmatrix} = \mathbf{F}_p^e + \mathbf{F}_f^e + \mathbf{F}_b^e.$$

Ahora sí es posible compatibilizar una estructura 2D. Para esto es necesario también plantear la ecuación de rigidez en el sistema global.

Cambio de coordenadas en el plano

Para el cambio de coordenadas primeramente se introducirá el cambio en el plano dado que es frecuente trabajar con pórticos planos.

$$\mathcal{B}_G(I)_{\mathcal{B}_L} = \begin{pmatrix} \frac{\Delta_x}{\ell} & -\frac{\Delta_z}{\ell} & 0 \\ \frac{\Delta_z}{\ell} & \frac{\Delta_x}{\ell} & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \cos(\alpha) & -\text{sen}(\alpha) & 0 \\ \text{sen}(\alpha) & \cos(\alpha) & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}$$

donde α es el ángulo medido positivo antihorario desde las coordenadas globales a las locales.

Luego

$$\mathbf{Q} = \begin{pmatrix} \mathcal{B}_G(I)_{\mathcal{B}_L} & \mathbf{0}_{3 \times 3} \\ \mathbf{0}_{3 \times 3} & \mathcal{B}_G(I)_{\mathcal{B}_L} \end{pmatrix}, \mathbf{U}_G = \mathbf{Q} \mathbf{U}_L, \quad \mathbf{F}_G = \mathbf{Q} \mathbf{F}_L,$$

\mathbf{Q} es ortogonal con lo cual $\mathbf{Q}^T = \mathbf{Q}^{-1}$. Cabe destacar que para cada elemento debe calcularse un \mathbf{Q} diferente. Con lo anterior se tiene que la expresión en coordenadas globales de la Ecuación de rigidez es, al igual que en otros elementos,

$$\mathbf{Q} \mathbf{K}_L^e \mathbf{Q}^T \mathbf{U}_G = \mathbf{F}_{pG}^e + \mathbf{F}_{fG}^e + \mathbf{F}_{bG}^e \Rightarrow \mathbf{K}_G^e \mathbf{U}_G = \mathbf{F}_{pG}^e + \mathbf{F}_{fG}^e + \mathbf{F}_{bG}^e.$$

2.1.4. Teoría de Timoshenko

La teoría de Timoshenko comparte varias hipótesis con la de Euler-Bernoulli. De las siete hipótesis planteadas para la teoría de Euler-Bernoulli la teoría de Timoshenko comparte las primeras seis, cambiando únicamente la séptima.

7. Secciones transversales planas que previo a la deformación son perpendiculares al eje x luego de la deformación permanecen planas, pero no necesariamente ortogonales al eje x deformado de la viga.

Esta hipótesis es necesaria para realizar una mejor aproximación a la deformación de vigas de gran altura. A medida que la relación h/λ aumenta las secciones planas no permanecen planas, sin embargo, la teoría de Timoshenko aproxima mejor que la de Euler-Bernoulli esto.

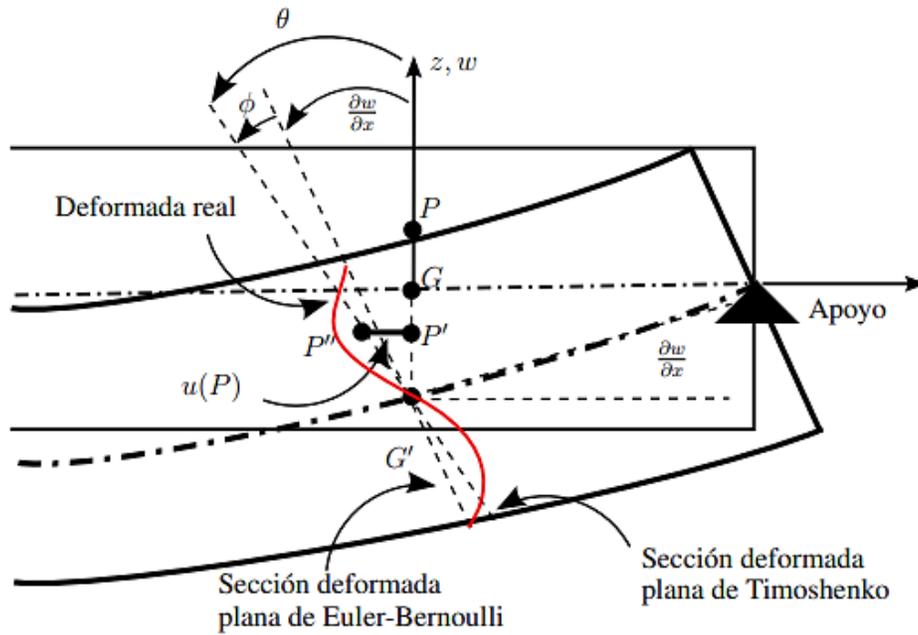


FIGURA N°5. Teoría de Timoshenko.

Hipótesis de la teoría de Euler.

Para el desarrollo de la teoría de Euler-Bernoulli utilizando el MEF se asumen usualmente las siguientes simplificaciones:

1. Existirán únicamente cargas en el plano $y = 0$
- 2.- Se asumirá que el eje x coincidirá en toda la viga con el baricentro de la sección (G).
3. El material será elástico-lineal, isótropo y homogéneo.
4. Se asumirán pequeños desplazamientos y pequeñas deformaciones.
5. El desplazamiento vertical w (según el eje z) de puntos contenidos en una misma sección transversal (Ω) serán iguales al desplazamiento que existe en el punto de esa sección que pertenece al eje de la viga. En otras palabras, dado x se cumple que $w(x, y, z) = w(x, 0, 0) = w(x) \forall y, z \in \Omega$.
6. El desplazamiento lateral v (según el eje y) se asume igual a 0 para todo punto.
7. Secciones transversales planas que previo a la deformación son perpendiculares al eje x luego de la deformación permanecen planas y ortogonales al eje x deformado de la viga.1

$$\mathbf{T}_B = \begin{pmatrix} -z E(x) \frac{\partial \theta}{\partial x} & 0 & G(x) \left(\frac{\partial w}{\partial x} - \theta \right) \\ 0 & 0 & 0 \\ G(x) \left(\frac{\partial w}{\partial x} - \theta \right) & 0 & 0 \end{pmatrix}$$

$$\tau_{xz} = \alpha G(x) \gamma_{xz} = G^*(x) \gamma_{xz} = G^*(x) \left(\frac{\partial w}{\partial x} - \theta \right)$$

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{\Omega(x)}{I(x)^2} \int_A \left[\int_{-h/2}^z z \, dz \right]^2 dA$$

2.1.5. LOS ELEMENTOS FINITOS:

Los elementos finitos son una técnica de análisis numérico utilizada para aproximar y resolver problemas de ingeniería y física. Esta técnica se basa en dividir un dominio o estructura en subdominios más pequeño, llamados elementos finitos, y luego aproximar las soluciones dentro de cada elemento mediante funciones de interpolación. Estos elementos finitos se conectan entre si en los nodos para formar una malla o malla de elementos finitos.

El método de los elementos finitos se utiliza en diversas áreas de la ingeniería, como la mecánica estructural, la mecánica de fluidos, la transferencia de calor, la electromagnética, entre otras. Permite resolver ecuaciones diferenciales parciales y analizar el comportamiento de sistemas complejos.

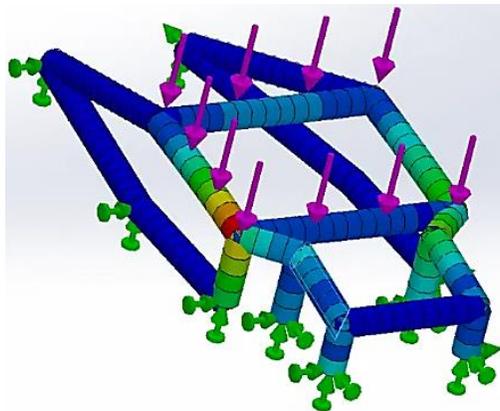


FIGURA N°6. Elemento en 3D.

Las placas y laminas no son más que formas particulares de un sólido tridimensional cuyo tratamiento no presenta dificultades teóricas. Sin embargo, el espesor de estas estructuras es muy pequeño comparado con las otras dimensiones y un tratamiento numérico tridimensional completo no sería solamente muy costoso, sino que además podría conllevar serios problemas de mal condicionamiento de las ecuaciones.” (O.C. Zienkiewicz, CBE, FRS – R.L. TAYLOR. – MIGUEL CERVERA RUIZ – EDITORIAL McGraw Hill/ Barcelona España – 4ta Edición – METODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS VOL. 2)

“Un elemento finito es inestable cuando su energía de deformación es nula para un vector de parámetros nodales, diferente al correspondiente al movimiento del elemento como cuerpo rígido.” (Manuel Vasquez – Eloisa Lopez – Editorial Noela Madrid, - marzo 2001- EL METODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS aplicado al análisis estructural)

2.1.6. Vigas Inclinadas:

Las vigas inclinadas se refieren a elementos estructurales utilizados en la construcción que están dispuestos en una posición oblicua o inclinada en lugar de estar dispuestos horizontalmente o verticalmente como las vigas tradicionales.

Las vigas inclinadas pueden ser utilizadas en diversas aplicaciones, tanto en construcciones civiles como en proyectos arquitectónicos. Algunos ejemplos de su uso incluyen:

1. Techos inclinados: en ciertas estructuras, como casas con techados inclinados o cobertizos, se utilizan vigas inclinadas para soportar la carga del techo y transferir el peso a las paredes exteriores o columnas.
2. Puentes: En algunos diseños de puentes, especialmente en puentes colgantes o puentes atirantados, las vigas pueden estar dispuestas en una posición inclinada para resistir las fuerzas aplicadas por el tráfico y el peso propio del puente.
3. Estructuras con formas no convencionales; en edificios y estructuras con diseño arquitectónico innovadores, se pueden utilizar vigas inclinadas para crear formas únicas y atractivas.
4. Estructuras con pendientes o terrenos irregulares: En sitios con terrenos inclinados, las vigas inclinadas pueden adaptarse mejor a la topografía del lugar y permitir una construcción más eficiente.

5. Diseño artísticos y esculturas: en ciertas obras de arte y esculturas, las vigas inclinadas pueden ser utilizadas de manera creativa para lograr efectos visuales interesantes.

Es importante tener en cuenta que el diseño y la construcción de vigas inclinadas deben realizarse considerando adecuadamente las cargas y fuerzas a las que estarán sujetas. Es necesario contar con el análisis y la supervisión de ingenieros estructurales para garantizar la seguridad y la estabilidad de las construcciones que utilizan este tipo de elementos.

2.1.7. Elementos tensores:

Los elementos tensores son componentes estructurales utilizados para resistir fuerzas de tensión en una construcción o sistema. Estos elementos están diseñados específicamente para soportar cargas a lo largo de su eje longitudinal y por lo general, se utilizan para transmitir fuerzas de tracción entre diferentes partes de una estructura.

Algunos ejemplos comunes de elementos tensores son:

1. Cables: los cables son elementos tensores flexibles hechos de acero, fibra de carbono o materiales similares. Se utilizan ampliamente en estructuras como puentes colgantes, tenso estructuras y techos tensados.
2. Cadenas: las cadenas so elementos tensores compuestos por eslabones o pernos de acero que se tensionan antes de ser instalados en la estructura. Al liberar la tensión, las barras o pernos ejercen fuerzas de compresión en la estructura, lo que ayuda a resistir fuerzas de tracción.
3. Barras o pernos pretensados: Estos elementos consisten en barras o pernos de acero que se tensionan antes de ser instalados en la estructura. Al liberar la tensión, las barras o pernos ejercen fuerzas de compresión en la estructura, lo que ayuda a resistir fuerzas de tracción.
4. Tensores de acero: estos son componentes de acero que se utilizan para mantener la tensión en cables o elementos de tracción en aplicaciones diversas, con tenso estructuras, puentes y torres.
5. Tirantes y cables de acero en estructuras de edificios: en algunos diseños arquitectónicos, se pueden emplear tirantes o cables de acero tensados para proporcionar estabilidad y resistencia a las fuerzas de tensión en ciertas partes de un edificio.

Los elementos tensores son fundamentales para la estabilidad y la integridad estructural en muchas aplicaciones. Su uso permite crear estructuras más ligeras y elegantes, y también puede permitir la construcción en condiciones y entornos desafiantes. Sin embargo, es crucial que los elementos tensores sean diseñados, instalados y mantenidos adecuadamente por ingenieros capacitados para garantizar su seguridad y durabilidad.

2.2. Revisión bibliográfica

2.2.1. Viga inclinada:

Una viga inclinada utilizada como arriostre se refiere a una estructura que cumple la función de transmitir fuerzas de compresión o tensión entre dos puntos de una construcción con el propósito de estabilizarla y resistir cargas laterales, como viento o sismos.

Los arriostres son elementos estructurales esenciales para la integridad y estabilidad de muchos tipos de construcciones, como edificios, puentes y torres altas. Estos elementos ayudarían a evitar el pandeo lateral y a mantener la rigidez y resistencia global de la estructura frente a fuerzas laterales que podrían de otra manera desestabilizarla.

Las ventajas de utilizar vigas inclinadas como arriostre incluyen:

1. Distribución eficiente de las fuerzas laterales: las vigas inclinadas proporcionan una trayectoria clara y directa para transferir las fuerzas horizontales a puntos de soporte, lo que ayuda a reducir las deflexiones y deformaciones de la estructura.
2. Mayor estabilidad: los arriostres, al evitar el desplazamiento lateral excesivo, mejoran la resistencia global de la estructura contra las fuerzas laterales, asegurando una mayor estabilidad y seguridad.
3. Ahorro de material: la utilización de vigas inclinadas como arriostres puede reducir la cantidad de material requerido en comparación con otras soluciones estructurales, lo que puede resultar en una construcción más económica y liviana.
4. Flexibilidad en el diseño: las vigas inclinadas permiten una variedad de configuraciones y diseños arquitectónicos, lo que brinda mayor flexibilidad a los diseñadores.

Es importante destacar que la selección del tipo de arriostre, incluidas las vigas inclinadas, depende de factores como el tipo de estructura, las cargas que debe resistir y las condiciones

específicas del proyecto. Además, su diseño y dimensionamiento deben ser realizados por ingenieros estructurales calificados para garantizar la seguridad y la adecuada respuesta de la estructura ante fuerzas laterales.

2.2.2. Deflexión de vigas en volado

La deflexión de vigas en voladizo es el desplazamiento vertical que experimenta una viga cuando está soportando una carga en uno de sus extremos y su otro extremo está libre, es decir, no está empotrado ni apoyado en otro soporte. En este tipo de configuración, la viga se extiende hacia afuera (voladizo) y la carga se aplica en el extremo libre.

La magnitud de la deflexión en una viga en voladizo depende de varios factores, incluyendo:

Longitud del voladizo: Cuanto mayor sea la longitud del voladizo, mayor será la deflexión, ya que la viga tiene más brazo para doblarse bajo la carga aplicada.

Carga aplicada: A medida que se aumenta la carga aplicada en el extremo libre de la viga, también aumentará la deflexión.

Propiedades del material: Las características del material de la viga, como el módulo de elasticidad y la resistencia, influirán en la cantidad de deflexión que la viga pueda soportar antes de alcanzar su límite elástico o sufrir deformaciones plásticas permanentes.

Momento de inercia de la sección transversal: La forma y tamaño de la sección transversal de la viga afectarán su rigidez ante la deflexión.

Para calcular la deflexión en una viga en voladizo, se utilizan ecuaciones de flexión y se aplican condiciones de borde apropiadas para una viga que tiene un extremo libre y otro fijo o empotrado. Estas ecuaciones varían según la forma y la carga aplicada.

2.2.3. Deformación permitida en una losa de volado.

La deformación permitida en una losa en voladizo, también conocida como flecha o deflexión, generalmente está especificada en los códigos de construcción y normativas locales. Estas normas varían de un lugar a otro y pueden depender de factores como el tipo de estructura, el uso previsto, la carga aplicada y otros criterios de diseño.

En muchos códigos de construcción, se establece un límite máximo de deformación permitida para las losas en voladizo. Por lo general, este límite se expresa como una fracción de la longitud de la luz de la losa.

El límite de luz máxima permitido para construir una losa en voladizo varía según los códigos de construcción y las normativas locales. Estas regulaciones se establecen para garantizar la seguridad y estabilidad de la estructura.

En general, **se recomienda que la luz máxima de una losa en voladizo no exceda de 3 a 5 veces el espesor de la losa.** Esto significa que la distancia horizontal desde el punto de apoyo hasta el extremo del voladizo no debe ser mayor que 3 a 5 veces el espesor de la losa.

Es importante tener en cuenta que estos valores son solo recomendaciones generales y pueden variar dependiendo de factores como el tipo de estructura, el uso previsto, las cargas aplicadas y los requisitos específicos del código de construcción local.

El poder estudiar las deformaciones internas de la losa, nos ayuda a determinar la sección o parte más crítica y poder esclarecer que con el cálculo estructural se demuestra donde tener en cuenta el control mayor de las deformaciones de la losa.

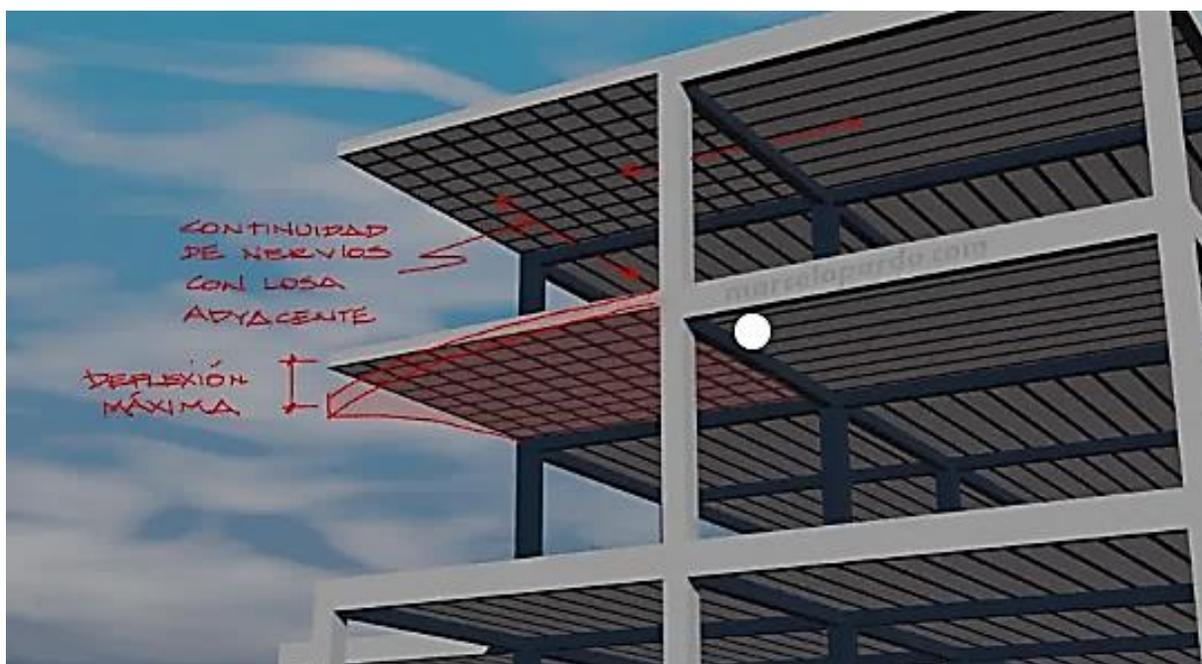


FIGURA N°7. DEFORMACION DE UNA LOSA EN VOLADO.

2.2.4. Deformación permitida en una viga en volado.

La deformación permitida en una viga en voladizo dependerá del tipo de estructura, su uso y los estándares de diseño y seguridad aplicables. En general, la deflexión máxima permitida en una viga en voladizo se establece para asegurar que la estructura sea segura y funcional, evitando deformaciones excesivas que puedan afectar su integridad y estabilidad.

En muchas normativas y códigos de construcción, se especifican límites máximos para la deflexión de vigas en diferentes tipos de estructuras. Estos límites suelen expresarse en términos de la relación entre la deflexión máxima y la longitud de la viga. Por ejemplo, es común encontrar restricciones que establecen que la deflexión máxima no debe exceder $1/360$ o $1/500$ de la longitud de la viga para estructuras normales.

Es esencial tener en cuenta que estos valores pueden variar según el país, región o tipo de estructura. Además, en ciertos casos especiales, como en estructuras con requisitos de precisión muy altos o donde la deflexión tenga un impacto específico en el funcionamiento del sistema, los límites de deflexión pueden ser más restrictivos.

En el diseño de cualquier estructura, incluyendo vigas en voladizo, es fundamental contar con el análisis y la supervisión de ingenieros estructurales calificados para asegurar que se cumplan los criterios de seguridad y rendimiento establecidos en las normativas aplicables. Además, las características del material utilizado en la viga y las condiciones de carga específicas también influirán en la deflexión máxima permitida.

2.2.5. El método de elementos finitos en vigas.

El método de elementos finitos en vigas es una técnica utilizada para analizar el comportamiento estructural de vigas utilizando el método de los elementos finitos. Este enfoque se aplica principalmente a vigas en las que el espesor es pequeño en comparación con las dimensiones laterales de la viga y están sometidas principalmente a cargas en dirección longitudinal.

En este método, la viga se divide en una malla de elementos finitos, que pueden ser elementos de viga de Euler-Bernoulli o elementos de viga de Timoshenko. Estos elementos finitos representan porciones pequeñas de la viga y se conectan en los nodos de la malla.

Cada elemento finito se caracteriza por su comportamiento mecánico, como la deformación y la flexión, y se define por una serie de parámetros, como las propiedades del material y las propiedades geométricas de la viga. Las ecuaciones que gobiernan el comportamiento de los elementos finitos se formulan utilizando la teoría de vigas correspondiente, como la teoría de Euler-Bernoulli o la teoría de Timoshenko.

Una vez que se establecen las ecuaciones de comportamiento de cada elemento finito, se ensamblan en un sistema global de ecuaciones que describe el comportamiento de la viga en su conjunto. Esto se logra al combinar las contribuciones de los elementos finitos y tener en cuenta las condiciones de contorno y las cargas aplicadas.

El sistema global de ecuaciones se resuelve numéricamente utilizando métodos numéricos, como el método de eliminación de Gauss o métodos iterativos, para obtener las deformaciones, tensiones y desplazamientos en la viga.

El método de elementos finitos en vigas permite analizar el comportamiento de vigas sometidas a diversas condiciones de carga, como cargas distribuidas, cargas concentradas o combinaciones de ambas, y evaluar las respuestas estructurales, como las deformaciones y las tensiones. También permite investigar el comportamiento de vigas en diferentes situaciones, como la flexión, la torsión y las vibraciones.

2.2.6. Deformaciones en losas de volado.

Las losas voladas están sujetas a **cargas concentradas y distribuidas** que generan deformaciones significativas. La magnitud de estas deformaciones depende de factores como la rigidez del material, la geometría, las condiciones de apoyo y las cargas aplicadas

2.2.7. Sistemas de riostras inclinadas.

Los sistemas de refuerzo con riostras inclinadas distribuyen las cargas hacia los apoyos de manera eficiente. Estas vigas inclinadas actúan como elementos estructurales de tracción y compresión, reduciendo la deflexión de las losas y mejorando la estabilidad general de la estructura

2.2.8. Consideraciones de algunas normativas.

A continuación, se mencionan algunas normativas comunes utilizadas en diferentes países:

1. Normas de diseño Estructural Internacional (INTERNATIONAL STRUCTURAL DESIGN CODES)

-American Concrete Institute (ACI)-Estados Unidos.

-American Institute of Steel Construction (AISC)-Estados Unidos.

2. Normas de diseño Estructural Nacional:

-NB 1225001.

Estas normativas proporcionan criterios y requisitos técnicos para el diseño de estructuras incluyendo vigas inclinadas. Algunos de los aspectos que se debe considerar al diseñar una viga inclinada incluyen las cargas aplicadas, las propiedades de los materiales utilizados, la resistencia estructural requerida y otros factores relevantes para garantizar la seguridad y la estabilidad de la estructura.

2.2.9. ACI 318-14.

Es un código de construcción ampliamente utilizado en los Estados Unidos para el diseño de estructuras de concreto. Una descripción general sería de la siguiente manera:

En la ACI 318, se incluyen disposiciones generales para el diseño de vigas, y estas disposiciones se aplican tanto a las vigas horizontales como a las vigas inclinadas. Algunos puntos claves a considerar son:

1. Cálculo de cargas: La ACI 318 establece los métodos para determinar las cargas que actúan sobre la viga inclinada, incluyendo cargas muertas, cargas vivas y cargas sísmicas entre otras.

2. Diseño estructural: Se proporcionan criterios y fórmulas para calcular la resistencia requerida y el espaciamiento de refuerzo en función de las cargas y las propiedades del concreto y el acero.

3. Anclaje: La norma incluye requisitos para el anclaje de las vigas inclinadas a otros elementos estructurales, como columnas o muros, para garantizar una conexión segura y resistente.

4. Detalles constructivos: La ACI 318 también aborda los detalles constructivos específicos relacionados con las vigas inclinadas, como la disposición y el espaciamiento de las barras

de refuerzo, las conexiones con otros elementos estructurales y los límites de deformación admisibles.

2.2.10. La ACI 318 referente a las vigas inclinadas.

La ACI 318 es un código de construcción ampliamente utilizado en Estados Unidos para el diseño de estructuras de concreto. Si bien la ACI 318 no trata específicamente las vigas inclinadas, proporciona pautas generales para el diseño de vigas que también se aplican a vigas inclinadas.

En el caso de las vigas inclinadas, las siguientes secciones de la ACI 318 son relevantes:

1. Sección 8.3: Esta sección establece los requisitos para el diseño de vigas flexionadas y cortantes. Proporciona fórmulas y criterios para determinar las cargas de diseño, la resistencia requerida y las condiciones de servicio de las vigas.
2. Sección 8.6.: Esta sección se refiere a las vigas con torsión. En el caso de vigas inclinadas, puede haber componentes de torsión debido a las cargas oblicuas aplicadas. La sección 8.6 establece los requisitos para el diseño de vigas con torsión, incluidos los requisitos de resistencia y los límites de deformación.
3. Sección 10.9.: Esta sección se ocupa de las vigas en contacto con el suelo. Si una viga inclinada se apoya en el suelo o en una fundación, los requisitos de diseño y los criterios de carga de la sección 10.9 serían aplicables.

2.2.11. El ángulo de inclinación de una viga.

El ángulo de inclinación necesario para que una viga inclinada funcione como tensor depende de la configuración y las fuerzas aplicadas al sistema. En general, si consideramos una viga inclinada sujeta en ambos extremos y sometida a una carga axial, el ángulo de inclinación que produce tensión en la viga se puede determinar utilizando los principios de la estática y la resistencia de materiales.

Si la viga inclinada está sujeta en ambos extremos y se aplica una carga axial en dirección opuesta a la inclinación, el ángulo de inclinación que genera una tensión de tracción en la viga será menor a 45 grados. Si el ángulo de inclinación es mayor a 45 grados, la viga estará en compresión y no funcionará como tensor.

Es importante tener en cuenta que otros factores como las propiedades del material de la viga, las cargas aplicadas y las condiciones de sujeción también pueden influir en el comportamiento de la viga inclinada como tensor.

Si la viga inclinada se utiliza como tensor para soportar una carga colgante de inclinación ideal puede calcularse utilizando la trigonometría. El ángulo se determina mediante la siguiente formula:

Angulo de inclinación= $\text{Arco seno} (\text{fuerza vertical} / \text{fuerza total})$.

Donde la “fuerza vertical” es la componente vertical de la carga colgante y la “fuerza total” es la magnitud total de la carga aplicada.

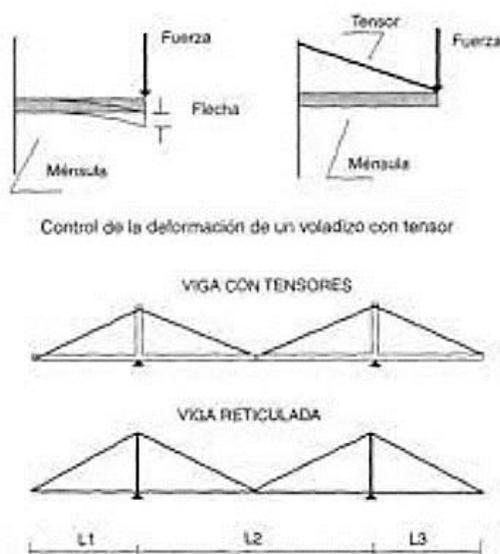


FIGURA N°8. LOSAS EN VOLADO CON TENSORES.

2.3. Metodología,

Primero se procedió con la revisión bibliográfica donde se comprendió los fundamentos relacionados con las deformaciones estructurales en diferentes tipos de diseño estructural, los sistemas de losas de volado y el uso de riostras inclinadas.

Se investigará sobre la teoría de vigas de Euler – Bernoulli, la teoría de elasticidad y los sistemas de soportes triangulados.

Se analizará normativas internacionales y nacionales, como el ACI 318 o la NB 1225001 y la AISC 360 2010.

Al tener la información en la mano, se identificó el problema estructural, donde su objetivo será determinar las principales causas de deformaciones en losas de volado de grandes luces y las limitaciones de los métodos tradicionales.

En este punto se realizará un análisis preliminar de cargas típicas aplicadas en losas de grandes luces también se identificará las propiedades mecánicas de los materiales usados comúnmente en estas estructuras.

Durante el diseño del modelo estructural, se seleccionará los materiales, geometrías y configuraciones para las riostras.

Se definirá las condiciones de carga en el modelo.

Se utilizará los softwares de diseño estructural como ETABS y Cypecad.

En la simulación del análisis computacional, se hará correr el programa, se analizará las deflexiones, los momentos flectores y las tensiones resultantes en el modelo.

Y al compararla los resultados de los modelos con riostras vs el de losas sin refuerzos adicionales, se prevé obtener un resultado positivo en el uso de riostras al haber una viabilidad técnica y económica, al estimar los costos asociados al diseño y construcción de riostras vs los métodos tradicionales.

2.4. Métodos,

Para poder determinar las deformaciones internas de la losa en volado de grandes luces, se deberá calcular aplicando métodos numéricos, donde sería el cálculo por el Método de los Elementos Finitos, utilizando el programa ETABS o Cypecad. Este cálculo se podrá observar con mayor claridad las deformaciones de la losa en diferentes direcciones y así se podrá determinar la parte más crítica de la losa.

2.5. Medios y Materiales

2.5.1. Normas.

Las normas a utilizar serán las aplicadas en el cálculo y diseño de elementos estructurales en Bolivia, se usarán las normas NB 1225001 o ACI 318-14.

ACI 318-14.

Es un código de construcción ampliamente utilizado en los Estados Unidos para el diseño de estructuras de concreto. Una descripción general sería de la siguiente manera:

En la ACI 318, se incluyen disposiciones generales para el diseño de vigas, y estas disposiciones se aplican tanto a las vigas horizontales como a las vigas inclinadas. Algunos puntos claves a considerar son:

1. Cálculo de cargas: La ACI 318 establece los métodos para determinar las cargas que actúan sobre la viga inclinada, incluyendo cargas muertas, cargas vivas y cargas sísmicas entre otras.
2. Diseño estructural: Se proporcionan criterios y fórmulas para calcular la resistencia requerida y el espaciamiento de refuerzo en función de las cargas y las propiedades del concreto y el acero.
3. Anclaje: La norma incluye requisitos para el anclaje de las vigas inclinadas a otros elementos estructurales, como columnas o muros, para garantizar una conexión segura y resistente.
4. Detalles constructivos: La ACI 318 también aborda los detalles constructivos específicos relacionados con las vigas inclinadas, como la disposición y el espaciamiento de las barras de refuerzo, las conexiones con otros elementos estructurales y los límites de deformación admisibles.

2.5.2. Medios.

Los medios a utilizar, serán programas software especializados en el cálculo estructural a nivel de diseño sólido, como puede ser el **SAP-2000**, **Cypecad**, **Etabs V-20** y **planillas de Excel y/o Mathcad**.

Donde estos programas sugeridos por diferentes autores, se considera debido a que el cálculo estructural se puede dimensionar con un nivel de profundidad un poco mayor y así poder determinar si las deformaciones internas de la losa, estarían diseñadas en lo adecuado.

En este proyecto se aplicará el uso del **Cypecad**, que es un programa confiable en el diseño de edificios y el uso de **planillas de Excel** para su verificación de los mismos, también se utilizará el **Revit 2022** y el **AutoCAD 2020** para modificar el diseño arquitectónico en base al planteamiento del proyecto de investigación teórica.

2.5.3. Fuentes y técnicas para la recolección y tratamiento de la información.

La técnica para la recolección de datos, será utilizar normas para el diseño, libros de diferentes autores reconocidos para el cálculo y la metodología y algunos artículos, páginas web de autores confiables (si se lo amerita).

La fuente esencial para este proyecto, será la utilización de la NB 1225001 para el predimensionamiento y demás información que no sea encontrado, se tomará en cuenta de alguna bibliografía de algún libro estructural.

CAPÍTULO III

3. DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN.

3.1. Definición del problema

El problema consistirá en diseñar una estructura sustentable en el cual las deformaciones sean controladas por las grandes luces en volado.

Las condiciones de la losa en volado, serán de dimensiones considerables para su diseño, así también dando una comparación de costos y funcionamiento, la carga será tomada en cuenta la de peso propio, carga muerta y la carga viva (no se considerarán cargas dinámicas) el único requisito estructural será que el diseño sea más favorable en el control de las deformaciones.

3.2. Diseño del Modelo:

- La selección del uso del software o herramientas para simulación, será el ETABS o el Cypecad.
- Los parámetros de entrada: propiedades de los materiales $f'_c = 28$ Mpa, la resistencia de acero $f_y = 420$ Mpa y $f_y = 500$ Mpa, el recubrimiento estará en un valor de 40 mm de acuerdo a norma NB 1225001 y ACI 318-14.
- Las riostras de vigas inclinadas estarán en un ángulo aproximado a 45° , esto debido a la teoría de triangulación estructural, el material de las riostras serán de elementos metálicos ya que al realizar un esfuerzo a flexo tracción, el hormigón tiene una limitación por su uso, donde más seguro se fisurará con el tiempo, es por eso que se reconsidero en la utilización de elementos estructurales metálicos.

3.3. Análisis de Cargas

Determinar las combinaciones de carga críticas que se analizarán (muerta, viva).

$$L := 5.6 \text{ m} \quad h_{losa} := \text{Round}\left(\frac{L}{16}, 1 \text{ cm}\right) + 3 \text{ cm} = 38 \text{ cm} \quad 5000 \text{ psi} = 351.535 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$
$$f_c := 28 \text{ MPa} \quad E_c := \left(3830 \cdot \sqrt[2]{f_c \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}\right) \text{ MPa} = 206660.328 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$
$$f_y := 420 \text{ MPa} \quad \varepsilon_s := \frac{f_y}{E_s} = 0.002 \quad E_s := 2.10 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

3.3.1. Predimensionamiento de elementos

$$h_{viga} := 55 \text{ cm} \quad b_{viga} := 25 \text{ cm}$$

Predimensionamiento de columnas.

$$h_{col} := 35 \text{ cm} \quad b_{col} := 35 \text{ cm}$$

3.3.3. ANALISIS DE CARGA.

$$\gamma_{HA} := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad \gamma_{HS} := 2200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad \gamma_{YESO} := 1200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$
$$\gamma_{L6H} := 1500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad \gamma_{LGAMBOTE} := 1800 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad \gamma_{ceramico} := 1200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

3.3.4. TIPOLOGIA DE

$$\text{Ancho} := 0.15 \text{ m} \quad \text{Alto} := 0.10 \text{ m} \quad \text{Largo} := 0.24 \text{ m}$$

SOGUILLA

TABIQUERIA

CARGA

$$e_s := \text{Ancho}$$

$$e_t := \text{Alto}$$

$$e_c := \text{Largo}$$

3.3.5. ESPESORES DE LOS MATERIALES.

$$e_{cp} := 0.03 \text{ m}$$

$$e_{cr} := 0.02 \text{ m}$$

$$e_{pc} := 0.015 \text{ m}$$

3.3.6. CARGA.

Análisis de cargas muertas no estructurales

$$P_{cp} := e_{cp} \cdot \gamma_{HS} \quad P_{cr} := e_{cr} \cdot \gamma_{YESO} \quad P_{ceramico} := e_{pc} \cdot \gamma_{ceramico} \quad Plastofomormo := 5 \frac{kgf}{m^2}$$

$$CM := P_{cp} + P_{cr} + P_{ceramico} + Plastofomormo = 113 \frac{kgf}{m^2}$$

$$sep := 70 \text{ cm}$$

$$h := 30 \text{ cm}$$

$$b_{nervio} := 10 \text{ cm}$$

$$h_{cc} := 5 \text{ cm}$$

$$x_{nervio} := 2$$

$$y_{nervio} := 2$$

$$b_{100} := 100 \text{ cm}$$

$$h1 := h = 0.3 \text{ m}$$

$$P_{propo_cc} := h_{cc} \cdot \gamma_{HA} = 120 \frac{kgf}{m^2} \quad P_{nervios} := \frac{x_{nervio} \cdot y_{nervio} \cdot (h - h_{cc}) \cdot b_{nervio} \cdot b_{100} \cdot \gamma_{HA}}{2 \cdot sep \cdot b_{100}} = 171.429 \frac{kgf}{m^2}$$

$$PP_{losa} := P_{propo_cc} + P_{nervios} = 291.429 \frac{kgf}{m^2}$$

$$pp := P_{propo_cc} = 1.177 \frac{kN}{m^2}$$

3.3.7. Cargas vivas o sobrecargas.

CARGA VIVA.

$$CV := 2 \frac{kN}{m^2} = 203.943 \frac{kgf}{m^2}$$

$$SERVICIO := CM + CV = 203.943 \frac{kgf}{m^2} + 291.429 \frac{kgf}{m^2} + 113 \frac{kgf}{m^2} = 608.372 \frac{kgf}{m^2}$$

3.3.8. Carga lineal del muro.

$$h_{losa} = 38 \text{ cm}$$

$$q := SERVICIO$$

$$L := 5.6 \text{ m}$$

$$H := 3.99 \text{ m}$$

$$h_{viga} := 50 \text{ cm}$$

$$b_{viga} := 25 \text{ cm}$$

$$h_{muro} := H - h_{viga} = 3.49 \text{ m} \quad e_s := \text{Ancho}$$

$$P_{lineal_muro} := h_{muro} \cdot e_s \cdot \gamma_{L6H} = 785.25 \frac{kgf}{m}$$

$$es := e_s = 0.15 \text{ m}$$

3.4. Combinación de cargas

Se determina las combinaciones de carga crítica utilizando la siguiente tabla:

Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.5W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ ó } S \text{ ó } R$
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	E
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	W
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	E

TABLA N°1. Combinaciones de Carga

Donde:

U= Carga factorizada o de diseño.

D= Cargas muertas

L= Carga debida a la ocupación

Lr= Cargas viva de techo

$$U = 1.4 * (291.429 + 113) = 566.201 \frac{Kgf}{m^2}$$

$$U = 1.2 * (291.429 + 113) + 1.6 * (203.943) + 0.5 * (0) = 811.6236 \frac{Kgf}{m^2}$$

$$U = 1.2 * (291.429 + 113) + 1.6 * (0) + 1 * (203.943) = 689.258 \frac{Kgf}{m^2}$$

3.4. Modelamiento Estructural.

Las modelaciones se realizarán en el programa Cypecad.

Para 4 tipos de modelamientos diferentes, donde se hará un análisis comparativo con los otros 3 y sus deformaciones, así para poder visualizar la viabilidad del método y así obtener un sistema estable para su diseño.

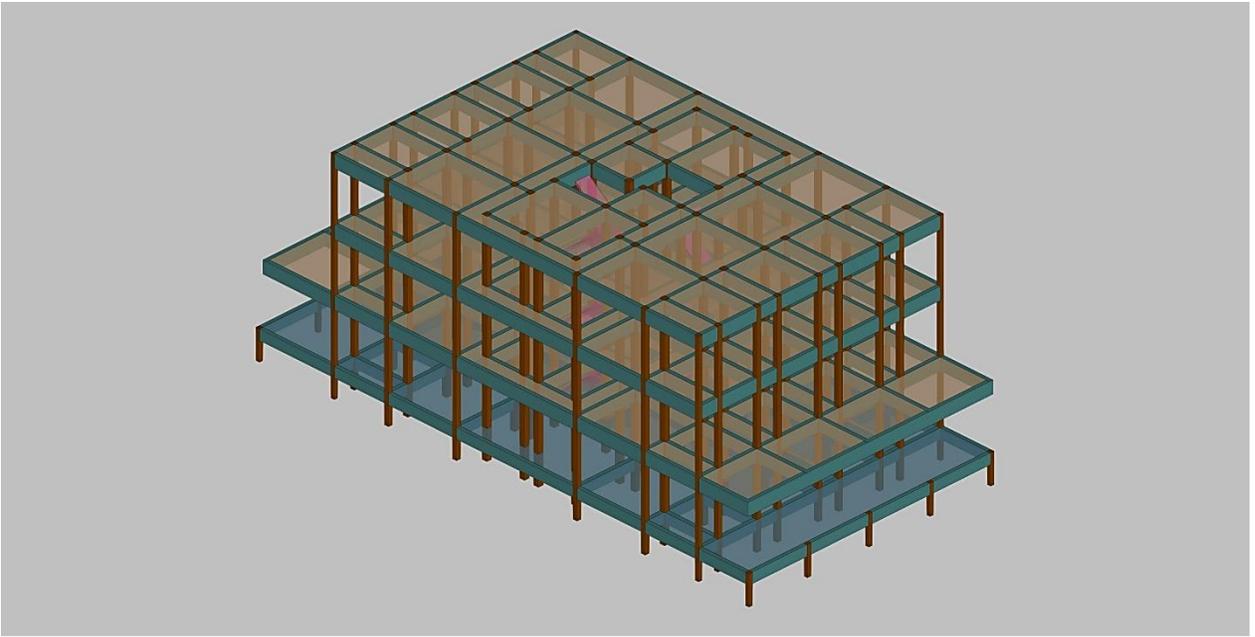


FIGURA N°9. 1er Modelamiento (Modelamiento sin Vigas Inclinas)

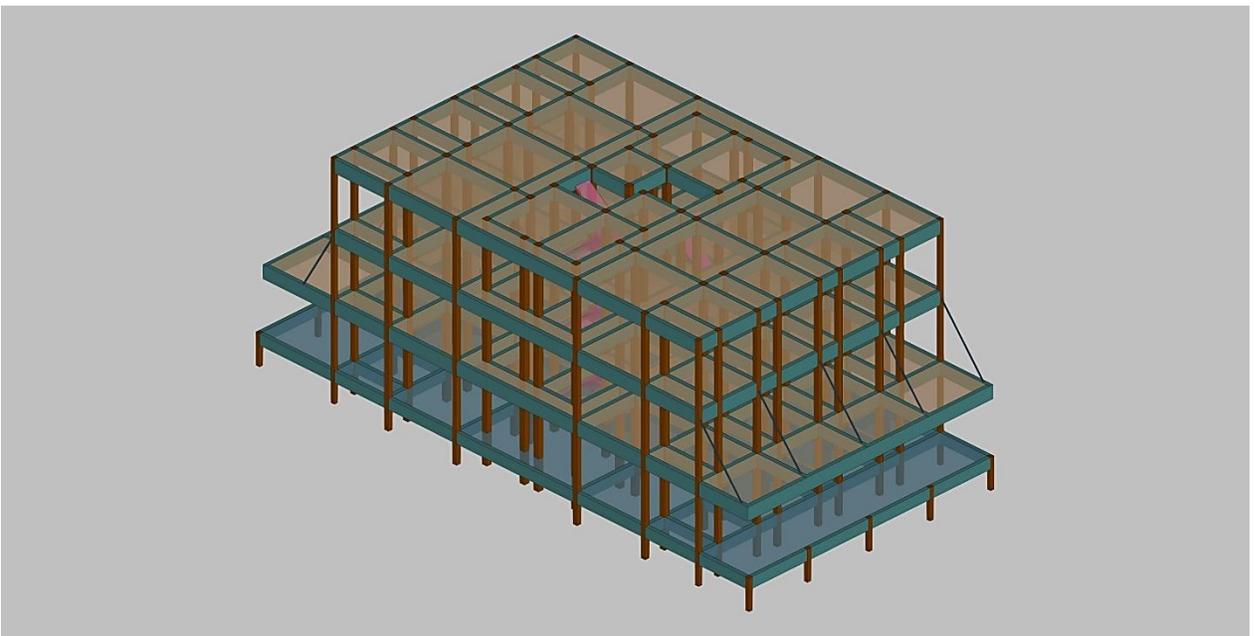


FIGURA N°10. 2do Modelamiento (Modelamiento con Vigas Inclinas)

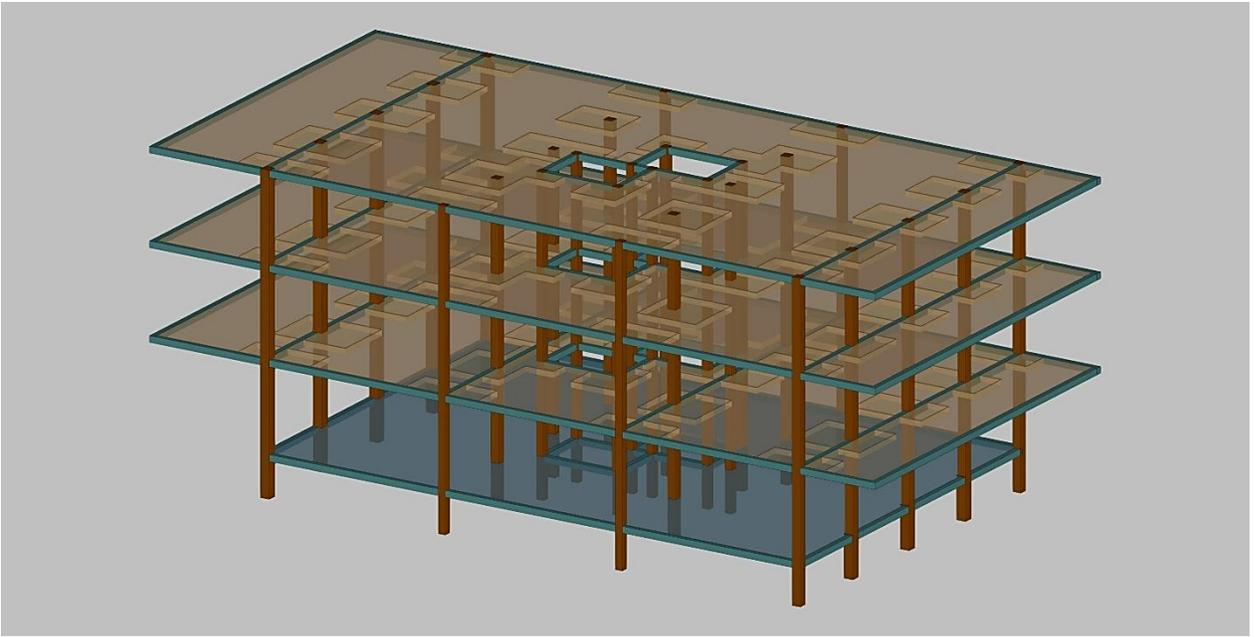


FIGURA N°11. 3er Modelamiento (Modelamiento con losas Postensadas)

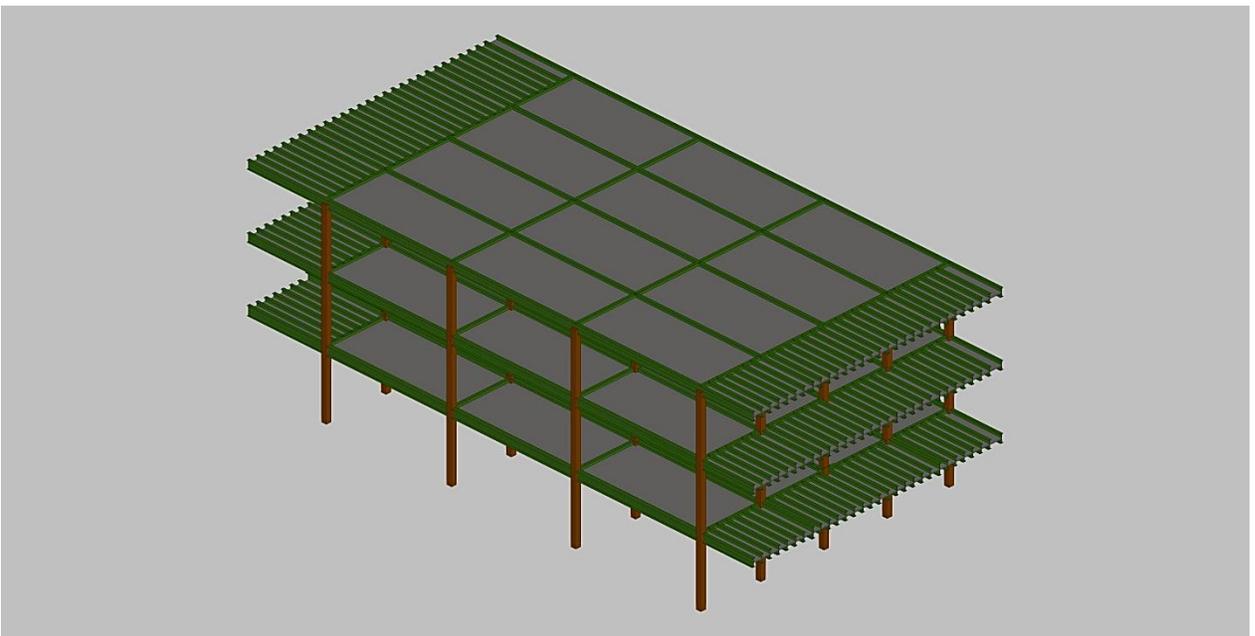


FIGURA N°12. 4to Modelamiento (Modelamiento con Estructuras Metálicas)

3.5. Evaluación de los Sistemas.

3.5.1. Límite de Deformación Permitido.

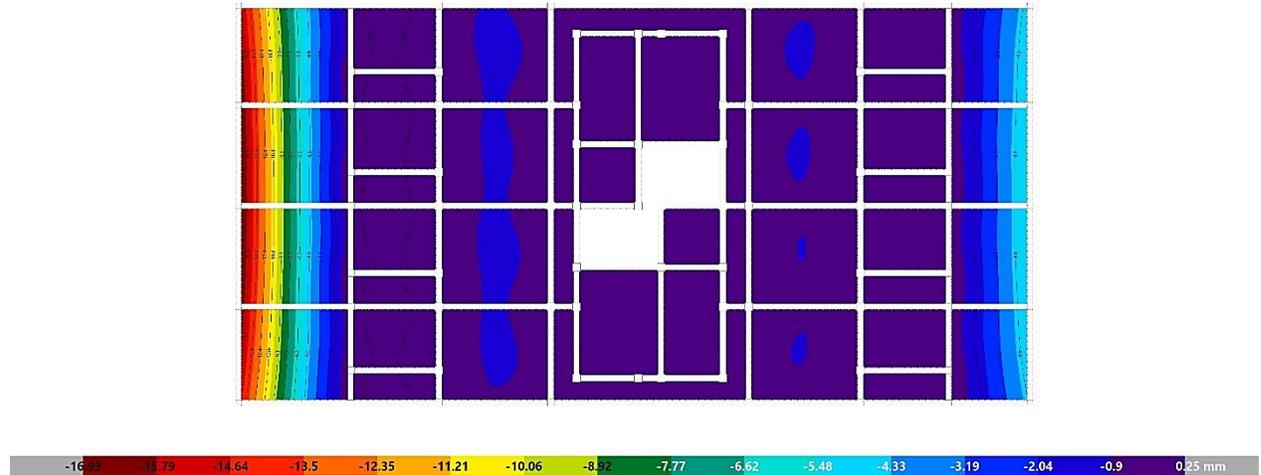


FIGURA N°13. Deformaciones de la estructura del 1er Modelamiento (Primera Planta)

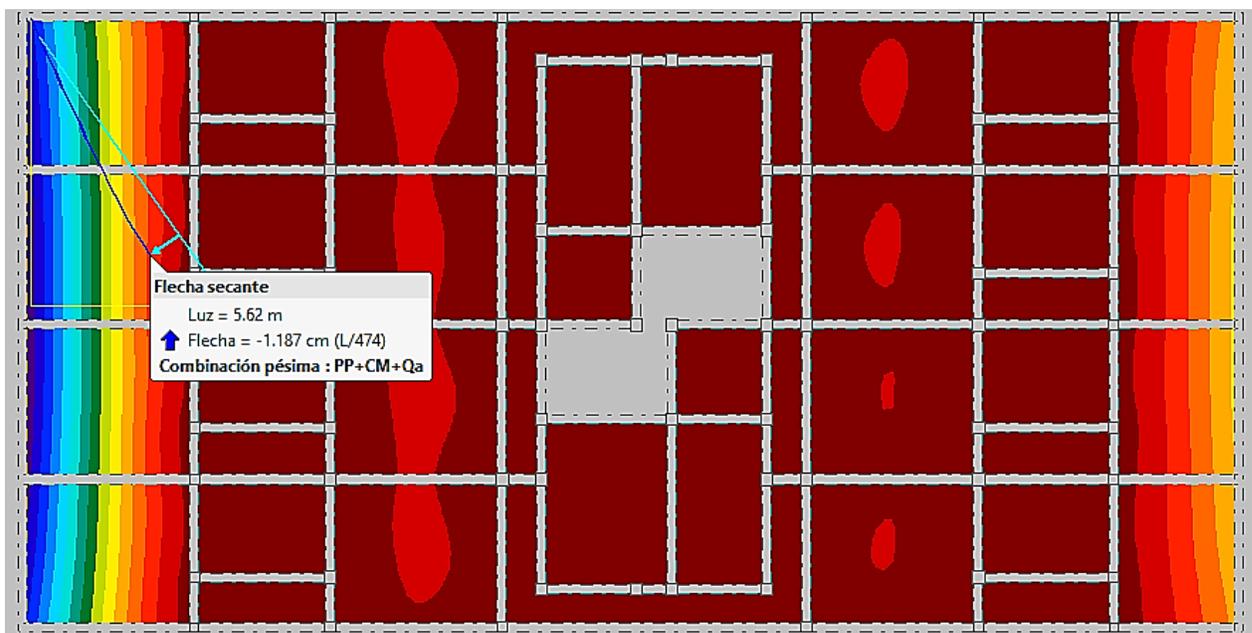


FIGURA N°14. Flecha de deformación del 1er Modelamiento. (Primera Planta)

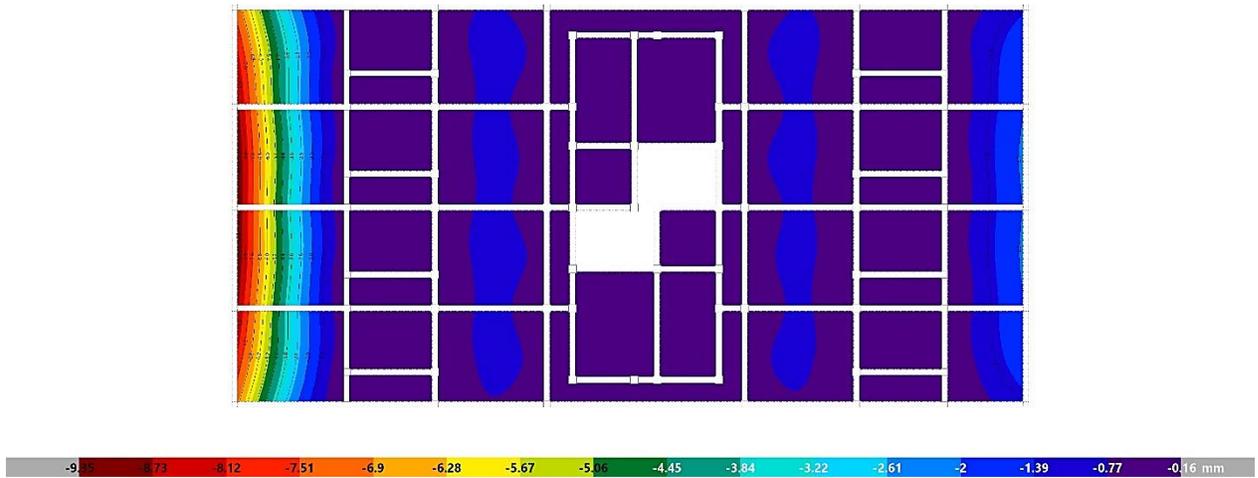


FIGURA N°15. Deformaciones de la estructura del 2do Modelamiento (Primera Planta)

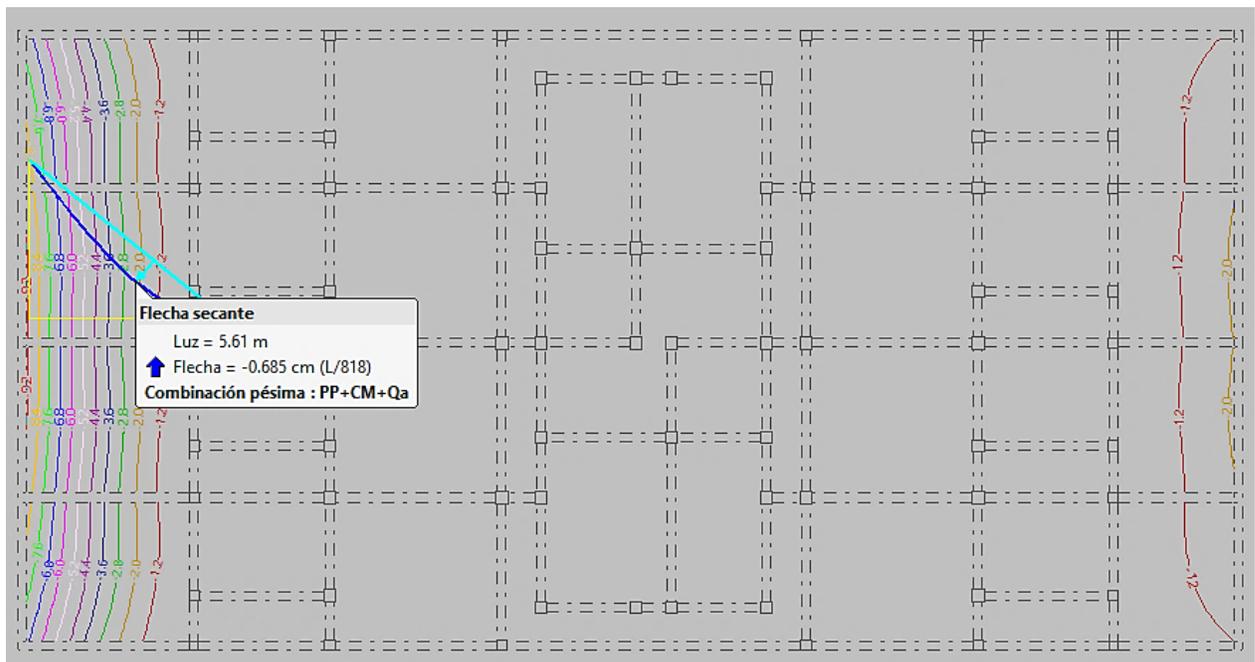


FIGURA N°16. Flecha de deformación del 2do Modelamiento. (Primera Planta)

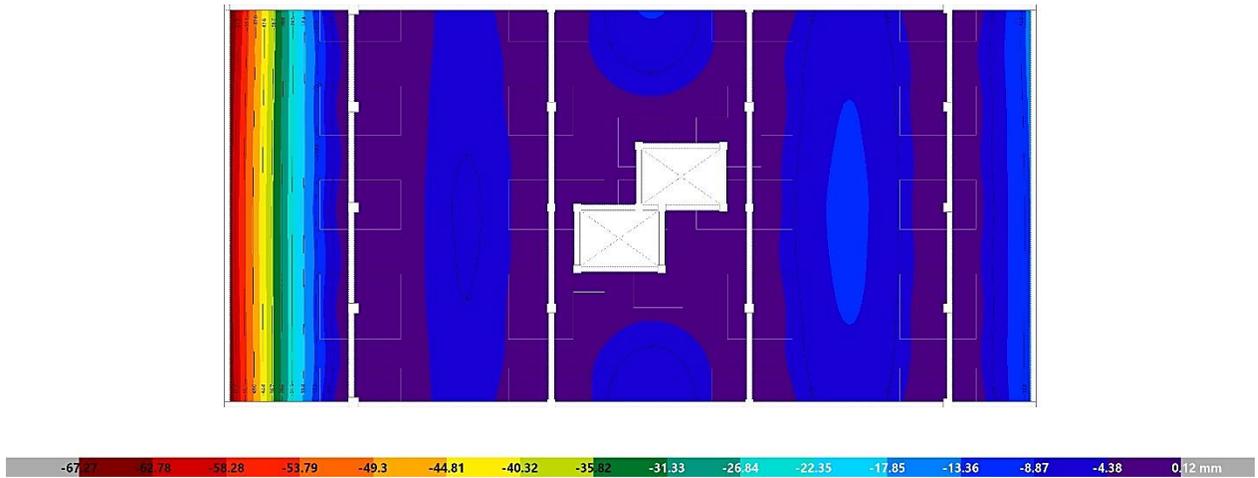


FIGURA N°17. Deformaciones de la estructura del 3er Modelamiento (Primera Planta)

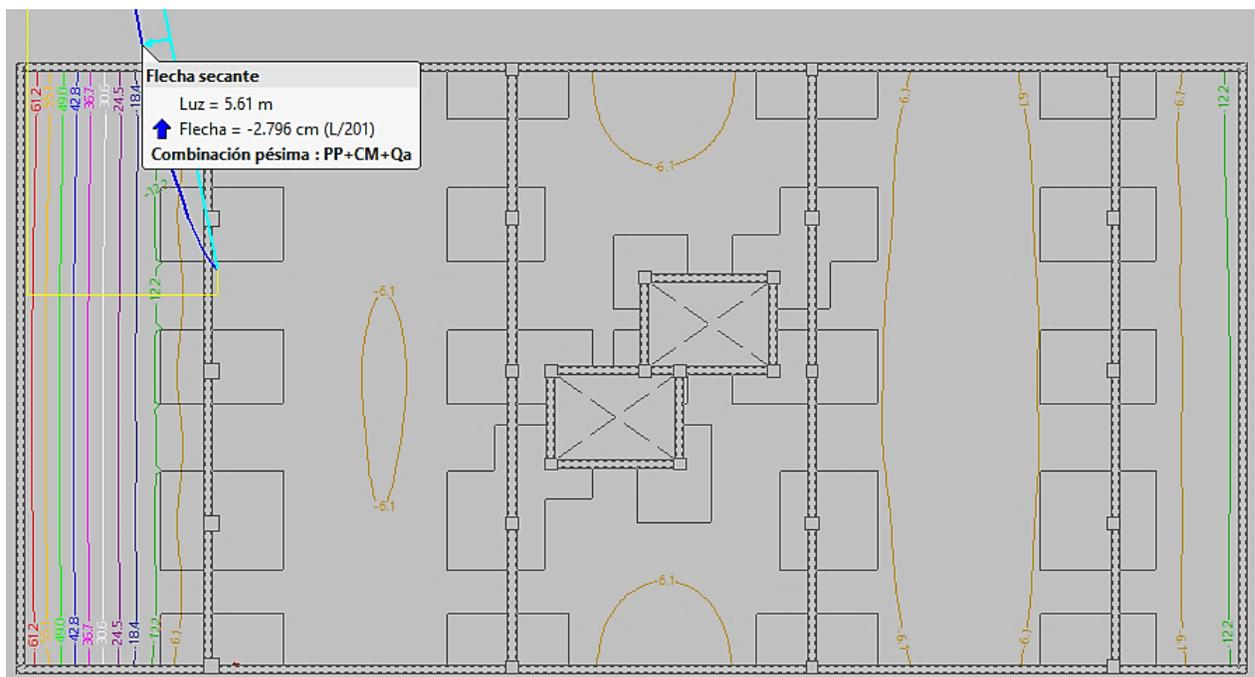


FIGURA N°18. Flecha de deformación del 3er Modelamiento. (Primera Planta)

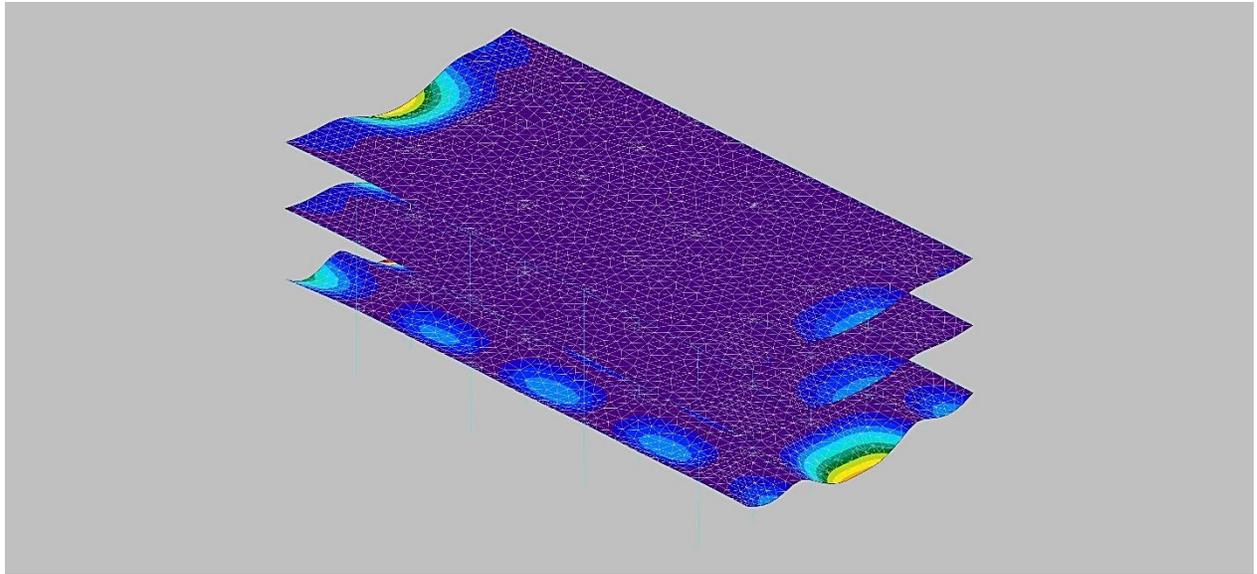


FIGURA N°19. Deformaciones de la estructura del 4to Modelamiento (Primera Planta)

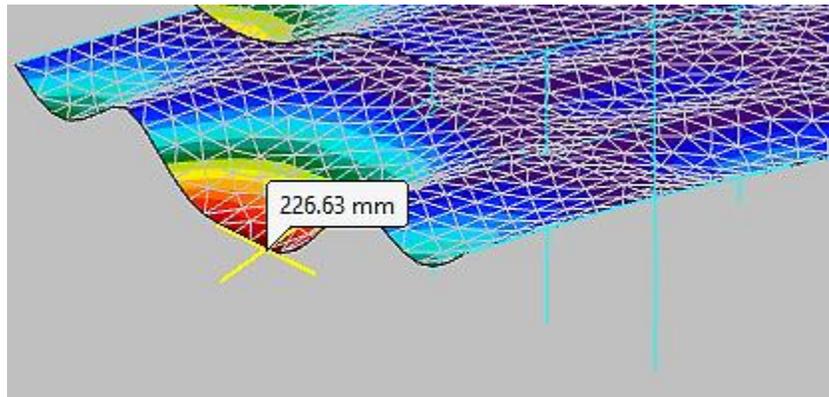


FIGURA N°20. Flecha de deformación del 4to Modelamiento. (Primera Planta)

Miembro	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a L , S y R	$\ell/180^{[1]}$
Entrepisos			Deflexión inmediata debida a L	$\ell/360$
Cubiertas o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) ^[2]	$\ell/480^{[3]}$
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\ell/240^{[4]}$

^[1] Este límite no tiene por objeto constituirse en una salvaguardia contra el empozamiento de agua. El empozamiento de agua se debe verificar mediante cálculos de deflexiones, incluyendo las deflexiones debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje.

^[2] Las deflexiones a largo plazo deben determinarse de acuerdo con 24.2.4 y se pueden reducir en la cantidad de deflexión calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondiente a las características tiempo-deflexión de miembros similares a los que se están considerando.

^[3] Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en los elementos apoyados o ligados.

^[4] Este límite no puede exceder la tolerancia proporcionada para los elementos no estructurales.

TABLA N°2 DEFLEXIONES MAXIMAS ADMISIBLES.

Las deflexiones que se calcularán serán de los puntos más críticos.

$$\frac{5.6}{360} = 0.01555 \text{ m}$$

$$\frac{5.6}{480} = 0.01166 \text{ m}$$

$$\frac{5.6}{240} = 0.02333 \text{ m}$$

$$\frac{560}{480} = 1.16667 \text{ cm}$$

La flecha del 1er Modelamiento:

$$\frac{5.62}{474} = 0.011856 \text{ m} < \frac{5.62}{480} = 0.01166 \text{ m} \text{ NO Cumple!}$$

La flecha del 2do Modelamiento:

$$\frac{5.61}{818} = 0.00685 \text{ m} < \frac{5.60}{480} = 0.01166 \text{ m} \text{ Cumple!}$$

La flecha del 3er Modelamiento:

$$\frac{5.61}{201} = 0.02791 \text{ m} < \frac{5.60}{480} = 0.01166 \text{ m} \text{ NO Cumple!}$$

La flecha del 4to Modelamiento:

$$226.63 \text{ mm} < \frac{5600}{480} = 11.6667 \text{ mm} \text{ NO Cumple!}$$

3.5.2. Distribución de Esfuerzos.

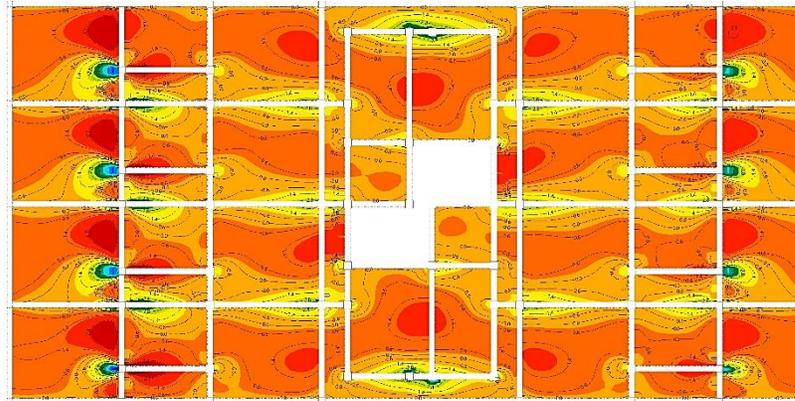


FIGURA N°21 DISTRUBUCION DE ESFUERZOS 1er MODELAMIENTO

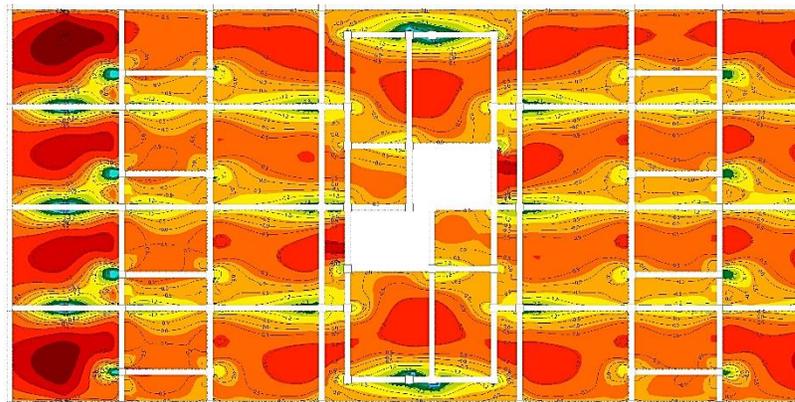


FIGURA N°22. DISTRUBUCION DE ESFUERZOS 2do MODELAMIENTO

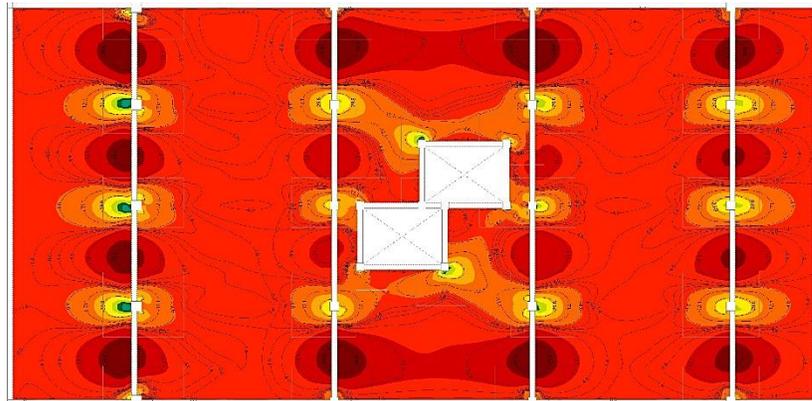


FIGURA N°23. DISTRUBUCION DE ESFUERZOS 3er MODELAMIENTO

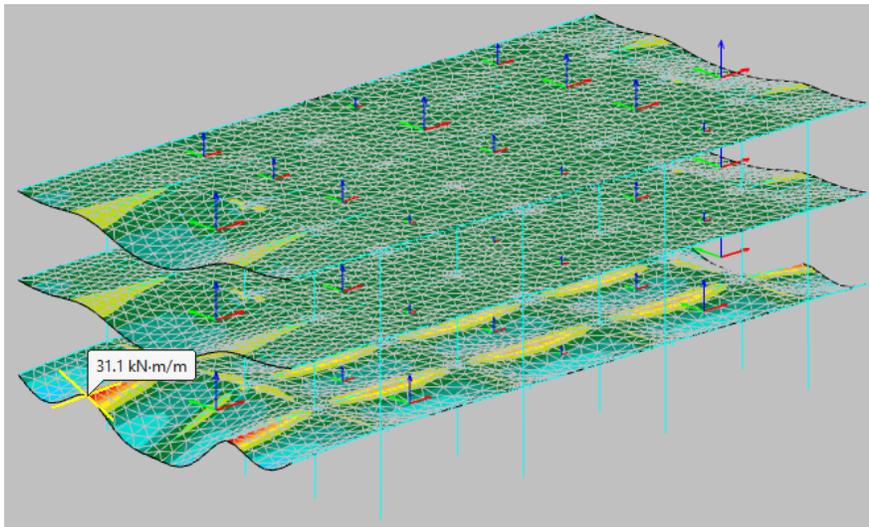


FIGURA N°24. DISTRUBUCION DE ESFUERZOS 4to MODELAMIENTO

3.5.3. Eficiencia de Riostras.

$$\varepsilon = \frac{0.011856 - 0.00685}{0.00685} = 0.7308$$

La evaluación de la contribución de las riostras en la reducción de las deformaciones estaría en un valor del 27 % estaría cumpliendo la suposición de reducir las deformaciones hasta un 30 % aproximadamente.

3.5.4. Coeficientes de Aprovechamiento de las vigas inclinadas.

Viga Planta 1 (Pórtico 37) - Planta 2 (CL-14)

0.00 m	0.85 m	1.70 m	2.55 m	3.40 m	4.25 m	5.10 m
85.75 %	82.92 %	80.65 %	78.93 %	77.89 %	77.49 %	77.64 %

3.5.5. Cargas Transferidas por las riostras

Viga Planta 1 (Pórtico 37) - Planta 2 (CL-14)

Peso propio	0.00 m	0.85 m	1.70 m	2.55 m	3.40 m	4.25 m	5.10 m
Axil	-60.65	-60.70	-60.74	-60.78	-60.82	-60.87	-60.91
Cargas muertas	0.00 m	0.85 m	1.70 m	2.55 m	3.40 m	4.25 m	5.10 m
Axil	-12.61	-12.61	-12.61	-12.61	-12.61	-12.61	-12.61
Sobrecarga de uso	0.00 m	0.85 m	1.70 m	2.55 m	3.40 m	4.25 m	5.10 m
Axil	-27.44	-27.44	-27.44	-27.44	-27.44	-27.44	-27.44

3.5.6. Costo y Viabilidad.

Relación costo-beneficio: ¿El diseño reduce las deformaciones de forma eficiente en comparación con el costo adicional de las riostras?

Al demostrar que reduce un 27% la zona más crítica del 1er Modelamiento con el 2do Modelamiento, se considera un costo moderable el aumento de las vigas inclinadas.

Factibilidad constructiva: ¿Es viable implementar las riostras en obra considerando los métodos y equipos disponibles?

Es una alternativa el cual el costo es menos costoso que la utilización de estructuras metálicas o losas postensadas, así que se consideraría un uso eficiente de las riostras metálicas.

CAPITULO IV

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

4.1. Análisis de cargas.

$$P_{cp} := e_{cp} \cdot \gamma_{HS} \quad P_{cr} := e_{cr} \cdot \gamma_{YESO} \quad P_{ceramico} := e_{pc} \cdot \gamma_{ceramico} \quad Plastofomormo := 5 \frac{kgf}{m^2}$$

$$CM := P_{cp} + P_{cr} + P_{ceramico} + Plastofomormo = 113 \frac{kgf}{m^2}$$

$$sep := 70 \text{ cm}$$

$$h := 30 \text{ cm}$$

$$b_{nervio} := 10 \text{ cm}$$

$$h_{cc} := 5 \text{ cm}$$

$$x_{nervio} := 2 \quad y_{nervio} := 2 \quad b_{100} := 100 \text{ cm} \quad h1 := h = 0.3 \text{ m}$$

$$P_{propo_cc} := h_{cc} \cdot \gamma_{HA} = 120 \frac{kgf}{m^2} \quad P_{nervios} := \frac{x_{nervio} \cdot y_{nervio} \cdot (h - h_{cc}) \cdot b_{nervio} \cdot b_{100} \cdot \gamma_{HA}}{2 \cdot sep \cdot b_{100}} = 171.429 \frac{kgf}{m^2}$$

$$PP_{losa} := P_{propo_cc} + P_{nervios} = 291.429 \frac{kgf}{m^2} \quad pp := P_{propo_cc} = 1.177 \frac{kN}{m^2}$$

$$CV := 2 \frac{kN}{m^2} = 203.943 \frac{kgf}{m^2}$$

$$SERVICIO := CM + CV = 203.943 \frac{Kgf}{m^2} + 291.429 \frac{Kgf}{m^2} + 113 \frac{Kgf}{m^2} = 608.372 \frac{Kgf}{m^2}$$

$$h_{losa} = 38 \text{ cm} \quad q := SERVICIO \quad \bar{L} := 5.6 \text{ m}$$

$$H := 3.99 \text{ m} \quad h_{viga} := 50 \text{ cm} \quad b_{viga} := 25 \text{ cm}$$

$$h_{muro} := H - h_{viga} = 3.49 \text{ m} \quad e_s := \text{Ancho}$$

$$P_{lineal_muro} := h_{muro} \cdot e_s \cdot \gamma_{L6H} = 785.25 \frac{kgf}{m} \quad es := e_s = 0.15 \text{ m}$$

4.2. Predimensionamiento de Elementos.

1. DATOS

1.1. MATERIALES

a) CONCRETO

$$f_c := 28 \text{ MPa}$$

Resistencia característica del concreto

$$E_c := 4700 \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{MPa}} = 24870.062 \text{ MPa}$$

Modulo de Elasticidad del Concreto

$$\epsilon_c := 0.003$$

Limite de deformación del concreto

$$\gamma_c := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Peso especifico del concreto armado

b) Acero de refuerzo

$$f_y := 420 \text{ MPa}$$

Resistencia a la fluencia del acero

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

Modulo de elasticidad del acero

$$\epsilon_s := 0.002$$

Limite de deformación del acero

$$\gamma_s := 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Peso especifico del acero

2. Predimensionamiento de Vigas de H⁰A⁰

$$L_v := 5.6 \text{ m}$$

a) Simplemente apoyada

$$h_{min_1} := \frac{L_v}{16} = 0.35 \text{ m}$$

$$b_{min_1} := \frac{h_{min_1}}{2} = 0.175 \text{ m}$$

b) Con un extremo continuo

$$h_{\min_2} := \frac{Lv}{18.5} = 0.303 \text{ m}$$

$$b_{\min_2} := \frac{h_{\min_2}}{2} = 0.151 \text{ m}$$

c) Ambos extremos continuos

$$h_{\min_3} := \frac{Lv}{21} = 0.267 \text{ m}$$

$$b_{\min_3} := \frac{h_{\min_3}}{2} = 0.133 \text{ m}$$

d) En voladizo

$$h_{\min_4} := \frac{Lv}{8} = 0.7 \text{ m}$$

$$b_{\min_4} := \frac{h_{\min_4}}{2} = 0.35 \text{ m}$$

Por recomendaciones bibliográficas:

a) Primera opción

$$h_{\min_5} := \frac{Lv}{10} = 0.56 \text{ m}$$

$$b_{\min_5} := \frac{h_{\min_5}}{2} = 0.28 \text{ m}$$

b) Segunda opción

$$h_{\min_6} := \frac{Lv}{12} = 0.467 \text{ m}$$

$$b_{\min_6} := \frac{h_{\min_6}}{2} = 0.233 \text{ m}$$

Asumir:

$$h_v := 0.55 \text{ m}$$

$$b_v := 0.25 \text{ m}$$

3. Predimensionamiento de Losas de H^oA^o

3.1. Losas macizas en 1 dirección

$$L_s := 5.6 \text{ m}$$

a) Simplemente apoyada

$$hls1 := \frac{Ls}{20} = 0.28 \text{ m}$$

b) Un extremo continuo

$$hls2 := \frac{Ls}{24} = 0.233 \text{ m}$$

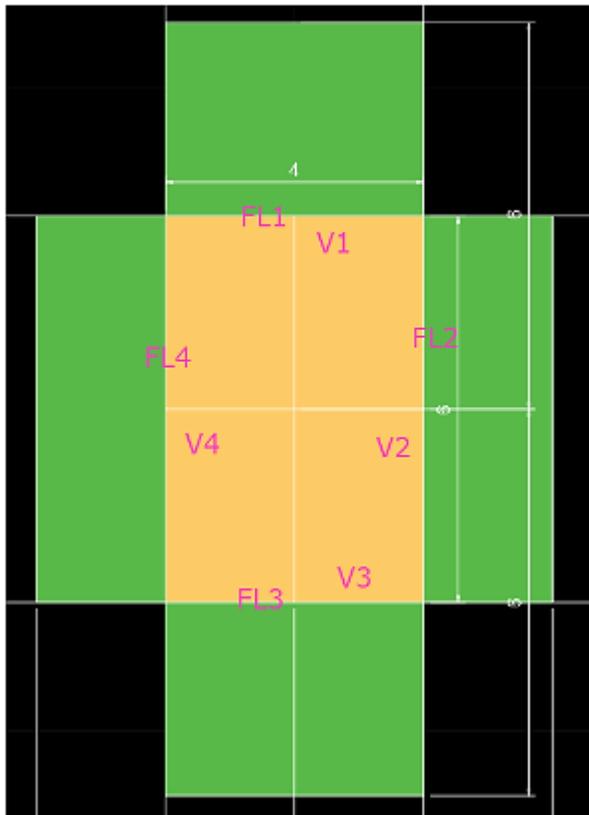
c) Ambos extremos continuos

$$hls3 := \frac{Ls}{28} = 0.2 \text{ m}$$

d) En voladizo

$$hls4 := \frac{Ls}{10} = 0.56 \text{ m}$$

3.2. Losas macizas en 2 direcciones



Inercia de las vigas:

$$hv1 := hv = 0.55 \text{ m}$$

$$hv2 := hv = 0.55 \text{ m}$$

$$hv3 := hv = 0.55 \text{ m}$$

$$hv4 := hv = 0.55 \text{ m}$$

$$bv1 := bv = 0.25 \text{ m}$$

$$bv2 := bv = 0.25 \text{ m}$$

$$bv3 := bv = 0.25 \text{ m}$$

$$bv4 := bv = 0.25 \text{ m}$$

$$Iv1 := \frac{bv1 \cdot hv1^3}{12} = 0.003 \text{ m}^4$$

$$Iv2 := \frac{bv2 \cdot hv2^3}{12} = 0.003 \text{ m}^4$$

$$Iv3 := \frac{bv3 \cdot hv3^3}{12} = 0.003 \text{ m}^4$$

$$Iv4 := \frac{bv4 \cdot hv4^3}{12} = 0.003 \text{ m}^4$$

Inercia de las losas:

$$hl := 0.133 \text{ m}$$

$$hl1 := hl = 0.133 \text{ m}$$

$$hl2 := hl = 0.133 \text{ m}$$

$$hl3 := hl = 0.133 \text{ m}$$

$$hl4 := hl = 0.133 \text{ m}$$

$$bl1 := 6 \text{ m}$$

$$bl2 := 4 \text{ m}$$

$$bl3 := 6 \text{ m}$$

$$bl4 := 4 \text{ m}$$

$$Il1 := \frac{bl1 \cdot hl1^3}{12} = 0.001 \text{ m}^4$$

$$Il2 := \frac{bl2 \cdot hl2^3}{12} = (7.842 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^4$$

$$Il3 := \frac{bl3 \cdot hl3^3}{12} = 0.001 \text{ m}^4$$

$$Il4 := \frac{bl4 \cdot hl4^3}{12} = (7.842 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^4$$

Relacion de rigidez a flexión, entre vigas y losas:

$$Eb := Ec = 24870.062 \text{ MPa}$$

$$Es := Ec = 24870.062 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{f1} := \frac{Eb \cdot Iv1}{Es \cdot Il1} = 2.947$$

$$\alpha_{f2} := \frac{Eb \cdot Iv2}{Es \cdot Il2} = 4.42$$

$$\alpha_{f3} := \frac{Eb \cdot Iv3}{Es \cdot Il3} = 2.947$$

$$\alpha_{f4} := \frac{Eb \cdot Iv4}{Es \cdot Il4} = 4.42$$

$$\alpha_{fm} := \frac{\alpha_{f1} + \alpha_{f2} + \alpha_{f3} + \alpha_{f4}}{4} = 3.683$$

$$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$$

Calculo de la altura mínima de la losa:

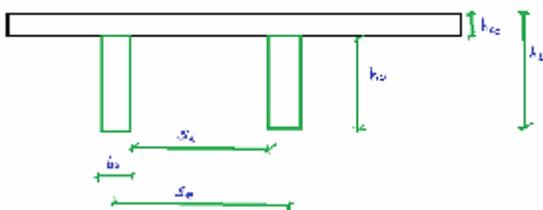
$$\beta := \frac{6}{4} = 1.5$$

$$h_{lt} := \frac{L_s \cdot \left(0.8 + \frac{f_y}{1400 \cdot \text{MPa}} \right)}{36 + (9 \cdot \beta)} = 0.124 \text{ m}$$

Asumir:

$$h_{Ls} := 0.15 \text{ m}$$

4. Losa aligerada en dos direcciones con viguetas de H⁰A⁰



Datos de la geometría de la losa:

$$b_{vigueta} := 0.1 \text{ m}$$

$$b_{min} := 0.1 \text{ m}$$

$$s_l := 0.6 \text{ m}$$

$$s_{lmax} := 0.7 \text{ m}$$

$$h_{vigueta} := 0.3 \text{ m}$$

$$h_{max} := 3.5 \cdot b_{min} = 0.35 \text{ m}$$

$$h_{cc} := 0.1 \text{ m}$$

$$h_{ccmin} := \frac{s_l}{12} = 0.05 \text{ m}$$

$$h_{ln1} := h_{cc} + h_{vigueta} = 0.4 \text{ m}$$

Verificación de la altura con la recomendación del profesor Florentino Regalado:

$$Lsr := 6 \text{ m}$$

$$hmin_Ls1 := \frac{Lsr}{20} = 0.3 \text{ m}$$

$$hmin_Ls2 := \frac{Lsr}{24} = 0.25 \text{ m}$$

$$bminvigueta := \frac{hmin_Ls1}{3} = 0.1 \text{ m}$$

Asumir:

$$hlr := hmin_Ls1 = 0.3 \text{ m}$$

5. Predimensionamiento de Columnas de H^oA^o

a) Columna Esquinera

b) Columna medianera

c) Columna central

A.1. Vigas

B.1. Vigas

C.1. Vigas

$$bv = 0.25 \text{ m}$$

$$bv = 0.25 \text{ m}$$

$$bv = 0.25 \text{ m}$$

$$hv = 0.55 \text{ m}$$

$$hv = 0.55 \text{ m}$$

$$hv = 0.55 \text{ m}$$

$$Lte := 5 \text{ m}$$

$$Ltm := 7 \text{ m}$$

$$Ltc := 10 \text{ m}$$

$$\gamma_c = 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_c = 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_c = 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$Qdve := 5 \cdot bv \cdot hv \cdot Lte \cdot \gamma_c$$

$$Qdvm := 5 \cdot bv \cdot hv \cdot Ltm \cdot \gamma_c$$

$$Qdvc := 5 \cdot bv \cdot hv \cdot Ltc \cdot \gamma_c$$

$$Qdve = 82.5 \text{ kN}$$

$$Qdvm = 115.5 \text{ kN}$$

$$Qdvc = 165 \text{ kN}$$

A.2. Losas

B.2. Losas

B.2. Losas

$$hLs = 0.15 \text{ m}$$

$$hLs = 0.15 \text{ m}$$

$$hLs = 0.15 \text{ m}$$

$$Ate := 6 \text{ m}^2$$

$$Atm := 12 \text{ m}^2$$

$$Atc := 24 \text{ m}^2$$

$$\gamma_c = 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_c = 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_c = 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$Qdle := 5 \cdot hLs \cdot Ate \cdot \gamma_c$$

$$Qdle = 108 \text{ kN}$$

A.3. Columnas

$$a_1 := 0.2 \text{ m}$$

$$b_1 := 0.2 \text{ m}$$

$$h_1 := 14.8 \text{ m}$$

$$\gamma_c = 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$Qdpe := a_1 \cdot b_1 \cdot h_1 \cdot \gamma_c$$

$$Qdpe = 14.208 \text{ kN}$$

A.4. Carga permanente

$$Ate := 6 \text{ m}^2$$

$$Nc := 1$$

$$Nep := 4$$

$$qd_1 = 1.177 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$qd_3 = 2.29 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Qdce := (Nc \cdot qd_1 + Nep \cdot qd_2) \cdot Ate$$

$$Qdce = 33.774 \text{ kN}$$

$$Qdlm := 5 \cdot hLs \cdot Atm \cdot \gamma_c$$

$$Qdlm = 216 \text{ kN}$$

B.3. Columnas

$$a_2 := 0.3 \text{ m}$$

$$b_2 := 0.3 \text{ m}$$

$$h_1 := 14.8 \text{ m}$$

$$\gamma_c = 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$Qdpm := a_2 \cdot b_2 \cdot h_1 \cdot \gamma_c$$

$$Qdpm = 31.968 \text{ kN}$$

B.4. Carga permanente

$$Atm := 12 \text{ m}^2$$

$$Nc := 1$$

$$Nep := 4$$

$$qd_1 = 1.177 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$qd_3 = 2.29 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Qdcm := (Nc \cdot qd_1 + Nep \cdot qd_2) \cdot Atm$$

$$Qdcm = 67.548 \text{ kN}$$

$$Qdlc := 5 \cdot hLs \cdot Atc \cdot \gamma_c$$

$$Qdlc = 432 \text{ kN}$$

B.3. Columnas

$$a_3 := 0.4 \text{ m}$$

$$b_3 := 0.4 \text{ m}$$

$$h_1 := 14.8 \text{ m}$$

$$\gamma_c = 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$Qdpc := a_3 \cdot b_3 \cdot h_1 \cdot \gamma_c$$

$$Qdpc = 56.832 \text{ kN}$$

C.4. Carga permanente

$$Atc := 24 \text{ m}^2$$

$$Nc := 1$$

$$Nep := 4$$

$$qd_1 = 1.177 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$qd_3 = 2.29 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Qdcc := (Nc \cdot qd_1 + Nep \cdot qd_2) \cdot Atc$$

$$Qdcc = 135.096 \text{ kN}$$

A.5. Carga de uso

$$Ate := 6 \text{ m}^2$$

$$Nc := 1$$

$$Nep := 4$$

$$ql_1 = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$ql_2 = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Qlce := (Nc \cdot ql_1 + Nep \cdot ql_2) \cdot Ate$$

$$Qlce = 48 \text{ kN}$$

A.6. Cargas totales

$$Qdte := Qdve + Qdle + Qdpe + Qdce$$

$$Qdte = 238.482 \text{ kN}$$

$$Qlte := Qlce = 48 \text{ kN}$$

A.7. Combinación de cargas

$$Qu_e := (1.2 \cdot Qdte) + (1.6 \cdot Qlte)$$

$$Qu_e = 362.978 \text{ kN}$$

B.5. Carga de uso

$$Atm := 12 \text{ m}^2$$

$$Nc := 1$$

$$Nep := 4$$

$$ql_1 = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$ql_2 = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Qlcm := (Nc \cdot ql_1 + Nep \cdot ql_2) \cdot Atm$$

$$Qlcm = 96 \text{ kN}$$

B.6. Cargas totales

$$Qdtm := Qdvm + Qdlm + Qdpm + Qdcm$$

$$Qdtm = 431.016 \text{ kN}$$

$$Qltm := Qlcm = 96 \text{ kN}$$

B.7. Combinación de cargas

$$Qu_m := (1.2 \cdot Qdtm) + (1.6 \cdot Qltm)$$

$$Qu_m = 670.819 \text{ kN}$$

C.5. Carga de uso

$$Atc := 24 \text{ m}^2$$

$$Nc := 1$$

$$Nep := 4$$

$$ql_1 = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$ql_2 = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Qlcc := (Nc \cdot ql_1 + Nep \cdot ql_2) \cdot Atc$$

$$Qlcc = 192 \text{ kN}$$

C.6. Cargas totales

$$Qdtc := Qdvc + Qdlc + Qdpc + Qdcc$$

$$Qdtc = 788.928 \text{ kN}$$

$$Qltc := Qlcc = 192 \text{ kN}$$

C.7. Combinación de cargas

$$Qu_c := (1.2 \cdot Qdtc) + (1.6 \cdot Qltc)$$

$$Qu_c = (1.254 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$Qs_e := (1.0 \cdot Qdte) + (1.0 \cdot Qlte)$	$Qs_m := (1.0 \cdot Qdtm) + (1.0 \cdot Qltm)$	$Qs_c := (1.0 \cdot Qdte) + (1.0 \cdot Qlt)$
$Qs_e = 286.482 \text{ kN}$	$Qs_m = 527.016 \text{ kN}$	$Qs_c = 980.928 \text{ kN}$
A.8. Área de columna	B.8. Área de columna	C.8. Área de columna
$n_e := 0.35$	$n_m := 0.35$	$n_c := 0.35$
$fc = 28 \text{ MPa}$	$fc = 28 \text{ MPa}$	$fc = 28 \text{ MPa}$
$Ace := \frac{Qu_e}{n_e \cdot fc}$	$Acm := \frac{Qu_m}{n_m \cdot fc}$	$Acc := \frac{Qu_c}{n_c \cdot fc}$
$Ace = 0.037 \text{ m}^2$	$Acm = 0.068 \text{ m}^2$	$Acc = 0.128 \text{ m}^2$
A.9. Columna cuadrada	B.9. Columna cuadrada	B.9. Columna cuadrada
$ae := \sqrt{Ace} = 0.192 \text{ m}$	$am := \sqrt{Acm} = 0.262 \text{ m}$	$ac := \sqrt{Acc} = 0.358 \text{ m}$
$be := ae = 0.192 \text{ m}$	$bm := am = 0.262 \text{ m}$	$bc := ac = 0.358 \text{ m}$

4.3. Diseño de viga.

1. DATOS

1.1. MATERIALES

a) CONCRETO

$$fc := 28 \text{ MPa}$$

Resistencia característica del concreto

$$Ec := 4700 \cdot \sqrt{fc \cdot \text{MPa}} = 24870.062 \text{ MPa}$$

Modulo de Elasticidad del Concreto

$$\epsilon_c := 0.003$$

Limite de deformación del concreto

$$\gamma_c := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Peso especifico del concreto armado

b) Acero de refuerzo

$$fy := 420 \text{ MPa}$$

Resistencia a la fluencia del acero

$$Es := 200000 \text{ MPa}$$

Modulo de elasticidad del acero

$$\varepsilon_s := 0.002$$

Límite de deformación del acero

$$\gamma_s := 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del acero

1.2. GEOMETRIA DE LA VIGA

$$b := 0.25 \text{ m}$$

Base de la viga

$$h := 0.55 \text{ m}$$

Altura de la viga

$$L := 5.6 \text{ m}$$

Longitud de la viga

1.3. SOLICITACIONES

$$M_u := 119.31 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momento último de diseño

$$V_u := 76.2 \text{ kN}$$

Cortante último de diseño

$$T_u := 0.72 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Torsor último de diseño

$$N_u := 0 \text{ N}$$

Axil último de diseño

1.4. FACTORES DE RESISTENCIA

$$\phi_f := 0.9$$

Factor de resistencia para diseño en flexión

$$\phi_v := 0.75$$

Factor de resistencia para diseño en cortante

$$\phi_t := 0.75$$

Factor de resistencia para diseño en torsión

$$\phi_c := 0.65$$

Factor de resistencia para diseño en compresión

2. DISEÑO A FLEXION

$$\phi_L := 16 \text{ mm}$$

$$\phi_e := 8 \text{ mm}$$

$$r_g := 40 \text{ mm}$$

$$r_m := r_g + \phi_e + \phi_L = 0.064 \text{ m}$$

$$d := h - r_m = 0.486 \text{ m}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |M_{max}|}{\phi * 0.85 * F'c * b}}$$

Profundidad del bloque de compresiones

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{\phi_f \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot b}} = 48.238 \text{ mm}$$

Profundidad del eje neutro:

$$\beta_1 = 0.85$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 56.75 \text{ mm}$$

Área de acero de refuerzo:

$$Asc := \frac{Mu}{\phi_f \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 683.368 \text{ mm}^2$$

$$AS = \frac{|Mmax|}{\phi \cdot Fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Área de acero mínimo:

$$Asmin1 := \frac{0.25 \cdot \sqrt{f_c \cdot MPa}}{f_y} \cdot b \cdot d = 382.689 \text{ mm}^2$$

$$(a) \frac{0.25 \sqrt{f_c}}{f_y} b_w d$$

$$Asmin2 := \frac{1.4 \cdot MPa}{f_y} \cdot b \cdot d = 405 \text{ mm}^2$$

$$(b) \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$Asmin := Asmin2 = 405 \text{ mm}^2$$

Asumir:

$$Ast := Asmin = 405 \text{ mm}^2$$

Barras de acero necesarias:

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

$$As\phi_L := \frac{\pi \cdot (\phi_L)^2}{4} = 201.062 \text{ mm}^2$$

$$b = 0.25 \text{ m}$$

$$Ast = 405 \text{ mm}^2$$

$$N_{barras} := \frac{Ast}{As\phi_L} = 2.014$$

Asumir:

$$N_{bar} := 3$$

3. DISEÑO A CORTANTE

Paso 1: Verificar el cortante del concreto "Vc"

$$\lambda := 1$$

$$Ag := b \cdot h = (1.375 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$\rho_w := \frac{Ast}{b \cdot d} = 0.003$$

$$\lambda_s := \sqrt{\frac{2}{\left(1 + \left(0.004 \cdot \frac{d}{m}\right)\right)}} = 1.413 \quad \lambda_s \leq 1$$

Asumir:

$$\lambda_{sc} := 1.413$$

$$V_{c1} := \left(\left(0.17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_c}{MPa}} \cdot MPa \right) + \left(\frac{Nu}{6 \cdot Ag} \right) \right) \cdot b \cdot d = 109.296 \text{ kN}$$

$$V_{c2} := \left(\left(0.66 \cdot \lambda \cdot (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{\frac{f_c}{MPa}} \cdot MPa \right) + \left(\frac{Nu}{6 \cdot Ag} \right) \right) \cdot b \cdot d = 63.386 \text{ kN}$$

$$V_{c3} := \left(\left(0.66 \cdot \lambda \cdot \lambda_{sc} \cdot (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{\frac{f_c}{MPa}} \cdot MPa \right) + \left(\frac{Nu}{6 \cdot Ag} \right) \right) \cdot b \cdot d = 89.564 \text{ kN}$$

$$\phi_v \cdot V_{c2} = 47.539 \text{ kN}$$

Analizamos, si requiere o no refuerzo:

$$\phi_v \cdot V_{c2} \geq V_u$$

$$\phi_v \cdot V_{c2} = 47.539 \text{ kN} \quad \geq \quad V_u = 76.2 \text{ kN}$$

No cumple, por lo tanto, requiere acero de refuerzo a cortante

Paso 2: Determinar "Vs"

$$V_s := \frac{V_u}{\phi_v} - V_c = 38.214 \text{ kN}$$

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_{s3} := V_u - \phi_v \cdot V_c = 28.661 \text{ kN}$$

Paso 3: Asumir un "Av" y una "s"

$$\phi_e := 8 \text{ mm}$$

$$A\phi_e := \frac{\pi \cdot (\phi_e)^2}{4} = 50.265 \text{ mm}^2$$

$$Av1 := 2 \cdot A\phi_e = 100.531 \text{ mm}^2$$

$$s1 := 250 \text{ mm}$$

$$V_{s1} := \frac{Av1 \cdot f_y \cdot d}{s1} = 82.082 \text{ kN}$$

≥

$$V_s = 38.214 \text{ kN}$$

Cumple

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

Paso 4: Relacion "Av/s"

$$Av2 := V_u - (\phi_v \cdot V_c) = 28.661 \text{ kN}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_y d}$$

$$s2 := \phi_v \cdot f_y \cdot d = (1.531 \cdot 10^8) \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$v2 := \frac{Av2}{s2} = 187.214 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Paso 5: Verificación de armado mínimo

$$Av_{min1} := 0.062 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \cdot \frac{b}{f_y} = 195.282 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$Av_{min2} := 0.35 \cdot \frac{b}{f_y} \cdot \text{MPa} = 208.333 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

4.4. Diseño de losa maciza.

1. DATOS

1.1. MATERIALES

a) CONCRETO

$$f_c := 28 \text{ MPa}$$

Resistencia característica del concreto

$$E_c := 4700 \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{MPa}} = 24870.062 \text{ MPa}$$

Modulo de Elasticidad del Concreto

$$\varepsilon_c := 0.003$$

Limite de deformación del concreto

$$\gamma_c := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Peso especifico del concreto armado

b) Acero de refuerzo

$$f_y := 420 \text{ MPa}$$

Resistencia a la fluencia del acero

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

Modulo de elasticidad del acero

$$\varepsilon_s := 0.002$$

Limite de deformación del acero

$$\gamma_s := 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Peso especifico del acero

1.2. GEOMETRIA DE LA LOSA

$$b := 1 \text{ m}$$

Base de la LOSA

$$h := 0.15 \text{ m}$$

Altura de la LOSA

$$L := 5.6 \text{ m}$$

Longitud de la LOSA

1.3. SOLICITACIONES

$$M_u := 12.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento ultimo de diseño

$$V_u := 33.8 \text{ kN}$$

Cortante ultimo de diseño

$$T_u := 1.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Torsor ultimo de diseño

$$N_u := 0 \text{ N}$$

Axil ultimo de diseño

1.4. FACTORES DE RESISTENCIA

$$\phi_f := 0.9$$

Factor de resistencia para diseño en flexión

$$\phi_v := 0.75$$

Factor de resistencia para diseño en cortante

$$\phi_t := 0.75$$

Factor de resistencia para diseño en torsión

$$\phi_c := 0.65$$

Factor de resistencia para diseño en compresión

2. DISEÑO A FLEXION

$$\phi_A := 10 \text{ mm}$$

$$\phi_B := 10 \text{ mm}$$

$$r_g := 20 \text{ mm}$$

$$r_m := r_g + \phi_B + \frac{\phi_A}{2} = 0.035 \text{ m}$$

$$d := h - r_m = 0.115 \text{ m}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |M_{max}|}{\phi * 0.85 * F' * c * b}}$$

Profundidad del bloque de compresiones

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{\phi_f * 0.85 * f_c * b}} = 5.319 \text{ mm}$$

Profundidad del eje neutro:

$$\beta_1 := 0.85$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 6.258 \text{ mm}$$

Área de acero de refuerzo:

$$A_{sc} := \frac{M_u}{\phi_f * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 301.427 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \frac{|M_{max}|}{\phi * F_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Área de acero mínimo:

$$A_{smin1} := 0.0018 * b * h = 270 \text{ mm}^2$$

Entonces:

$$A_{st} := A_{smin1} = 270 \text{ mm}^2$$

Barras de acero necesarias:

$$\phi_A = 10 \text{ mm}$$

$$As\phi_A := \frac{\pi \cdot (\phi_A)^2}{4} = 78.54 \text{ mm}^2$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$Ast = 270 \text{ mm}^2$$

$$Nbarras := \frac{Ast}{As\phi_A} = 3.438$$

Asumir:

$$Nbar := 4$$

3. DISEÑO A CORTANTE

Paso 1: Verificar el cortante del concreto " V_c "

$$\lambda := 1$$

$$Ag := b \cdot h = (1.5 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$\rho_w := \frac{Ast}{b \cdot d} = 0.002$$

$$\lambda_s := \sqrt{\frac{2}{\left(1 + \left(0.004 \cdot \frac{d}{m}\right)\right)}} = 1.414 \quad \lambda_s \leq 1$$

Asumir:

$$\lambda_{sc} := 1.414$$

$$Vc1 := \left(\left(0.17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{fc}{MPa}} \cdot MPa \right) + \left(\frac{Nu}{6 \cdot Ag} \right) \right) \cdot b \cdot d = 103.449 \text{ kN}$$

$$Vc2 := \left(\left(0.66 \cdot \lambda \cdot (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{\frac{fc}{MPa}} \cdot MPa \right) + \left(\frac{Nu}{6 \cdot Ag} \right) \right) \cdot b \cdot d = 53.38 \text{ kN}$$

$$Vc3 := \left(\left(0.66 \cdot \lambda \cdot \lambda_{sc} \cdot (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{\frac{fc}{MPa}} \cdot MPa \right) + \left(\frac{Nu}{6 \cdot Ag} \right) \right) \cdot b \cdot d = 75.479 \text{ kN}$$

$$\phi_v \cdot Vc2 = 40.035 \text{ kN}$$

Analizamos, si requiere o no refuerzo:

$$\phi_v \cdot V_{c2} \geq V_u$$

$$\phi_v \cdot V_{c2} = 40.035 \text{ kN} \quad \geq \quad V_u = 33.8 \text{ kN}$$

Cumple, por lo tanto, no requiere acero de refuerzo a cortante

4.5. Diseño de losa reticular.

1. DATOS

1.1. MATERIALES

a) CONCRETO

$$f_c := 28 \text{ MPa}$$

Resistencia característica del concreto

$$E_c := 4700 \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{MPa}} = 24870.062 \text{ MPa}$$

Modulo de Elasticidad del Concreto

$$\epsilon_c := 0.003$$

Limite de deformación del concreto

$$\gamma_c := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Peso especifico del concreto armado

b) Acero de refuerzo

$$f_y := 420 \text{ MPa}$$

Resistencia a la fluencia del acero

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

Modulo de elasticidad del acero

$$\epsilon_s := 0.002$$

Limite de deformación del acero

$$\gamma_s := 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Peso especifico del acero

1.2. GEOMETRIA DE LA LOSA

$$b := 0.1 \text{ m}$$

Base de la LOSA (nervio de H⁰A⁰)

$$h := 0.3 \text{ m}$$

Altura de la LOSA (nervio de H⁰A⁰)

$$L := 5.6 \text{ m}$$

Longitud de la LOSA

1.3. SOLICITACIONES

$$M_u := 34.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momento ultimo de diseño

$$V_u := 16.2 \text{ kN}$$

Cortante ultimo de diseño

$$T_u := 1.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Torsor ultimo de diseño

$$N_u := 0 \text{ kN}$$

Axil ultimo de diseño

1.4. FACTORES DE RESISTENCIA

$$\phi_f := 0.9$$

Factor de resistencia para diseño en flexión

$$\phi_v := 0.75$$

Factor de resistencia para diseño en cortante

$$\phi_t := 0.75$$

Factor de resistencia para diseño en torsión

$$\phi_c := 0.65$$

Factor de resistencia para diseño en compresión

2. DISEÑO A FLEXION

$$\phi_L := 10 \text{ mm}$$

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

$$r_g := 20 \text{ mm}$$

$$r_m := r_g + \phi_e + \frac{\phi_L}{2} = 0.031 \text{ m}$$

$$d := h - r_m = 0.269 \text{ m}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |M_{max}|}{\phi * 0.85 * F'c * b}}$$

Profundidad del bloque de compresiones

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{\phi_f * 0.85 * f_c * b}} = 69.097 \text{ mm}$$

Profundidad del eje neutro:

$$\beta_1 := 0.85$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 81.29 \text{ mm}$$

Área de acero de refuerzo:

$$Asc := \frac{Mu}{\phi_f \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 391.547 \text{ mm}^2$$

$$AS = \frac{|Mmax|}{\phi \cdot Fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Área de acero mínimo:

$$Asmin1 := 0.0018 \cdot b \cdot h = 54 \text{ mm}^2$$

Entonces:

$$Ast := Asmin1 = 54 \text{ mm}^2$$

Barras de acero necesarias:

$$\phi_L = 10 \text{ mm}$$

$$As\phi_L := \frac{\pi \cdot (\phi_L)^2}{4} = 78.54 \text{ mm}^2$$

$$b = 0.1 \text{ m}$$

$$Ast = 54 \text{ mm}^2$$

$$Nbarras := \frac{Ast}{As\phi_L} = 0.688$$

Asumir:

$$Nbar := 1$$

3. DISEÑO A CORTANTE

Paso 1: Verificar el cortante del concreto "Vc"

$$\lambda := 1$$

$$Ag := b \cdot h = (3 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$\rho_w := \frac{Ast}{b \cdot d} = 0.002$$

$$\lambda_s := \sqrt{\frac{2}{\left(1 + \left(0.004 \cdot \frac{d}{m}\right)\right)}} = 1.413 \quad \lambda_s \leq 1$$

Asumir:

$$\lambda_{sc} := 1.413$$

$$V_{c1} := \left(\left(0.17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_c}{MPa}} \cdot MPa \right) + \left(\frac{N_u}{6 \cdot Ag} \right) \right) \cdot b \cdot d = 24.198 \text{ kN}$$

$$V_{c2} := \left(\left(0.66 \cdot \lambda \cdot (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{\frac{f_c}{MPa}} \cdot MPa \right) + \left(\frac{N_u}{6 \cdot Ag} \right) \right) \cdot b \cdot d = 11.851 \text{ kN}$$

$$V_{c3} := \left(\left(0.66 \cdot \lambda \cdot \lambda_{sc} \cdot (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{\frac{f_c}{MPa}} \cdot MPa \right) + \left(\frac{N_u}{6 \cdot Ag} \right) \right) \cdot b \cdot d = 16.745 \text{ kN}$$

$$\phi_v \cdot V_{c1} = 18.149 \text{ kN}$$

Analizamos, si requiere o no refuerzo:

$$\phi_v \cdot V_{c2} \geq V_u$$

$$\phi_v \cdot V_{c1} = 18.149 \text{ kN} \quad \geq \quad V_u = 16.2 \text{ kN}$$

Cumple, por lo tanto, no requiere acero de refuerzo a cortante

4.5. Diseño de columna.

1. DATOS

1.1. MATERIALES

a) CONCRETO

$$f_c := 28 \text{ MPa}$$

Resistencia característica del concreto

$$E_c := 4700 \cdot \sqrt{f_c \cdot MPa} = 24870.062 \text{ MPa}$$

Modulo de Elasticidad del Concreto

$$\varepsilon_c := 0.003$$

Limite de deformación del concreto

$$\gamma_c := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Peso especifico del concreto armado

b) Acero de refuerzo

$$f_y := 420 \text{ MPa}$$

Resistencia a la fluencia del acero

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

Modulo de elasticidad del acero

$$\varepsilon_s := 0.002$$

Limite de deformación del acero

$$\gamma_s := 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Peso especifico del acero

1.2. GEOMETRIA DE LA COLUMNA

$$bc := 0.35 \text{ m}$$

Base de la columna (sección transversal)

$$hc := 0.35 \text{ m}$$

Altura de la columna (sección transversal)

$$A_g := bc \cdot hc = 0.123 \text{ m}^2$$

Área de la columna (sección transversal)

2. VERIFICACION DEL DISEÑO POR FLEXO - COMPRESION

2.1. ACERO DE REFUERZO

$$A_{smin} := 0.01 \cdot A_g = 1225 \text{ mm}^2$$

$$A_{smax} := 0.08 \cdot A_g = 9800 \text{ mm}^2$$

$$\phi_L := 16 \text{ mm}$$

$$A\phi_L := \frac{\pi \cdot \phi_L^2}{4} = 201.062 \text{ mm}^2$$

$$N_{barr} := \frac{A_{smin}}{A\phi_L} = 6.093$$

Asumir:

$$N_{barras} := 8$$

Verificamos:

$$A_{sr} := N_{barras} \cdot A\phi_L = 1608.495 \text{ mm}^2$$

≥

$$A_{smin} = 1225 \text{ mm}^2$$

Cumple

$$A_{sr} := N_{barras} \cdot A\phi_L = 1608.495 \text{ mm}^2$$

<

$$A_{smax} = 9800 \text{ mm}^2$$

Cumple

Del diseño se tiene:

$$P_u := 71.6 \text{ kN}$$

$$M_{22} := 1.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{33} := 5.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cumple con el diseño a Flexo - Compresión

$$N_u := P_u = 71.6 \text{ kN}$$

3. DISEÑO A CORTANTE

Paso 1: Verificar el cortante del concreto "Vc"

$$\lambda := 1$$

$$h_c = 0.35 \text{ m}$$

$$\phi_e := 8 \text{ mm}$$

$$r_g := 40 \text{ mm}$$

$$r_m := r_g + \phi_e + \frac{\phi_L}{2} = 56 \text{ mm}$$

$$d := h_c - r_m = 294 \text{ mm}$$

$$A_g = 0.123 \text{ m}^2$$

$$\rho_w := \frac{A_{sr}}{b_c \cdot d} = 0.016$$

$$\lambda_s := \sqrt{\frac{2}{\left(1 + \left(0.004 \cdot \frac{d}{\text{mm}}\right)\right)}} = 0.959 \quad \lambda_s \leq 1$$

Asumir:

$$\lambda_{sc} := \lambda_s = 0.959$$

$$V_{c1} := \left(\left(0.17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_c}{MPa}} \cdot MPa \right) + \left(\frac{N_u}{6 \cdot Ag} \right) \right) \cdot bc \cdot d = 102.588 \text{ kN}$$

$$V_{c2} := \left(\left(0.66 \cdot \lambda \cdot (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{\frac{f_c}{MPa}} \cdot MPa \right) + \left(\frac{N_u}{6 \cdot Ag} \right) \right) \cdot bc \cdot d = 99.878 \text{ kN}$$

$$V_{c3} := \left(\left(0.66 \cdot \lambda \cdot \lambda_{sc} \cdot (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{\frac{f_c}{MPa}} \cdot MPa \right) + \left(\frac{N_u}{6 \cdot Ag} \right) \right) \cdot bc \cdot d = 96.168 \text{ kN}$$

$$\phi_v := 0.75$$

$$\phi_v \cdot V_{c3} = 72.126 \text{ kN}$$

Analizamos, si requiere o no refuerzo:

$$\phi_v \cdot V_{c2} \geq V_u$$

$$\phi_v \cdot V_{c2} = 74.909 \text{ kN} \quad \geq \quad V_u := 1.3122$$

4. DISEÑO A TORSION

$$P_{cp} := (2 \cdot bc) + (2 \cdot hc) = 1.4 \text{ m}$$

$$A_{cp} := bc \cdot hc = 0.123 \text{ m}^2$$

$$T_{th} := 0.083 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_c}{MPa}} \cdot MPa \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) = 4.708 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi_t := 0.75$$

$$\phi_t \cdot T_{th} = 3.531 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \geq \quad T_u := 0.0067 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Cumple}$$

No es necesario considerar los efectos de torsión

4.6. Diseño de la riostra metálica (Flexo Tracción).

4.6.1. Diseño a Flexión.

1. Límites de esbeltez

D1. LÍMITES DE ESBELTEZ

No existe límite de esbeltez máxima para miembros en tracción.

Nota: Para miembros diseñados básicamente en tracción, la razón de esbeltez L/r es preferible que no exceda de 300. Esta sugerencia no se aplica a barras o colgadores en tracción.

Perfil: IP 80

$L_t := 5.095 \text{ m}$ Longitud de todo el cordón superior

$L := 5.095 \text{ m}$ Longitud del elemento a tracción

$I_x := 80.1 \text{ cm}^4$ Inercia del perfil

$A_g := 7.6 \text{ cm}^2$ Área bruta de la sección

$r_x := \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = 0.032 \text{ m}$ Radio de giro de la sección

$\frac{L}{r_x} = 156.94 \leq E_{sb_max} := 300$ Razón de esbeltez del perfil

a) Verificación a fluencia:

$P_u := 138.27 \text{ kN}$ Carga última, requerida por las combinaciones LRFD

$f_y := 248 \text{ MPa}$ Tensión de fluencia del acero A - 36

$A_g = (7.6 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2$ Área de la sección bruta del perfil

$P_{n_f} := f_y \cdot A_g = 188.48 \text{ kN}$ Resistencia nominal a tracción del perfil (LRFD)

$\phi_{t_f} := 0.90$ Factor de reducción de resistencia a tracción (LRFD)

$\phi_{t_f} \cdot P_{n_f} = 169.632 \text{ kN} \geq P_u = 138.27 \text{ kN}$ Cumple

Aprovechamiento del perfil:

$$\frac{P_u}{\phi_{tf} \cdot P_{n_f}} = 81.512\%$$

b) Verificación a ruptura

$$f_u := 400 \text{ MPa}$$

$$A_n := A_g = (7.6 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2$$

$$U := 1.0$$

$$A_e := A_n \cdot U = (7.6 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2$$

$$P_{n_u} := f_u \cdot A_e = 304 \text{ kN}$$

$$\phi_{tu} := 0.75$$

$$\phi_{tu} \cdot P_{n_u} = 228 \text{ kN}$$

|| ≥ ||

$$P_u = 138.27 \text{ kN}$$

Cumple

Aprovechamiento del perfil:

$$\frac{P_u}{\phi_{tf} \cdot P_{n_u}} = 50.537\%$$

4.6.2. Diseño a flexión.

Datos:

$$f_y := 248 \text{ MPa}$$

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$M_u := 0.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Propiedades de un perfil IPE 80

$$h := 80 \text{ mm}$$

$$b := 46.0 \text{ mm}$$

$$t_w := 3.8 \text{ mm}$$

$$t_f := 5.2 \text{ mm}$$

$$A_g := 7.6 \text{ cm}^2$$

$$I_x := 80.1 \text{ cm}^4$$

$$I_y := 8.49 \text{ cm}^4$$

$$Z_x := 23.2 \text{ cm}^3$$

$$S_x := 23200 \text{ mm}^3$$

$$Z_y := 5.8 \text{ cm}^3$$

$$S_y := 3690 \text{ mm}^3$$

$$I_t := 0.67 \text{ cm}^4$$

$$C_w := 120 \text{ cm}^6$$

$$\phi_f := 0.90$$

1. Consideración de fluencia

$$M_{n_1} := f_y \cdot Z_x = 5.754 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2. Consideración de pandeo lateral torsional

$$L_b := 5.096 \text{ m}$$

$$L_p = 1.76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = 10.569 \text{ mm}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2} + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} = 0.528 \text{ m}$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x}} = 0.012 \text{ m}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x}$$

$$c := 1$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E_s}{0.7 \cdot f_y} \cdot \sqrt{\frac{I_t \cdot c}{S_x \cdot h} + \left(\frac{I_t \cdot c}{S_x \cdot h}\right)^2} + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot f_y}{E_s}\right)^2 = 2.337 \text{ m}$$

Ahora verificamos en que caso se hará el análisis:

(c) When $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

$$L_b = 5.096 \text{ m} \gg \square$$

$$L_r = 2.337 \text{ m}$$

Cumple

$$M_{max} := Mu = 0.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

$$M_A := 0.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_B := 0.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_C := 0.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$C_{b_1} := \frac{12.5 \cdot M_{max}}{(2.5 \cdot M_{max}) + (3 \cdot M_A) + (4 \cdot M_B) + (3 \cdot M_C)} = 1.316$$

$$C_b := 1.0$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_x}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^2}$$

$$F_{cr} := \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E_s}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + \left(0.078 \cdot \frac{I_t \cdot c}{S_x \cdot h} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2\right)} = 76.952 \text{ MPa}$$

$$M_n_2 := F_{cr} \cdot S_x = 1.785 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Asumimos el menor:

$$M_n := M_n_2 = 1.785 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi_f = 0.9$$

$$\phi_f \cdot M_n = 1.607 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$\geq \square$

$$Mu = 0.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cumple

4.7. Presupuesto General del Modelamiento con Riostras

Se determinará el presupuesto total, solamente de la obra gruesa, esto debido para hacer la comparación con el modelamiento sin riostras y ver que tan factible y viable es su diseño.

N°	Descripción	Und	P.U.	Cantidad	Costo Total (bs)
1	TRAZADO Y REPLANTEO	GL B	57.16	1	57.16
2	EXCAVACION DE 0 A 2,50 M (SIN AGOTAMIENTO)	M3	120.00	288.22	34,586.40
3	HORMIGON POBRE	M3	114.40	11.08	1,267.55
4	ZAPATA DE HORMIGON ARMADO	M3	701.00	74.54	52,252.54
5	CIMIENTO DE HORMIGON CICLOPEO	M3	124.80	50.77	6,336.10
6	COLUMNA DE HORMIGON ARMADO (0.35x0.35)	M3	1,704.70	127.45	217,264.02
7	VIGAS DE H°A°	M3	1,704.70	152.3	259,625.81
8	MURO DE LADRILLO DE 6H C/MORTERO DE CEMENTO (24X18X12)	M2	34.20	4042.75	138,262.05
9	LOSA LLENA DE HORMIGON ARMADO	M3	1,246.50	92.47	115,263.86
10	LOSA RETICULAR DE HORMIGON ARMADO	M	1,400.00	480.04	672,056.00
11	VIGA INCLINADA	M3	716.00	53.97	38,642.52
				Total (bs)	1,535,614.00

N°	TIPO DE VIVIENDA	CANTIDAD	PRECIO (bs)
1	1er MODELO (SIN RIOSTRAS)	1	1,496,971.48
2	2do MODELO (CON RIOSTRAS)	1	1,535,614.00

2.58% < 10%

En el Anexo 7. Estará más detallado los cálculos métricos.

CAPITULO V

5.CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones:

El proyecto del diseño estructural al realizar las 4 alternativas, se a evidenciado que las vigas como riostras son un elemento fundamental en el control de las deflexiones en el cual concluye:

- Se evaluó de manera satisfactoria el diseño de las vigas inclinadas demostrando que cumple el controlar las deformaciones en grandes luces, demostrando un buen desempeño estructural y viabilidad económica en el diseño.
- El diseño es más efectivo en el cypecad y cypecad 3D por la facilidad de la obtención y modificación de los planos estructurales.
- Las deflexiones obtenidas en los diferentes modelos analizados con CYPECAD muestran que, incluso cuando la estructura está adecuadamente dimensionada, la flecha máxima permitida es superada en todos los casos. Esto evidencia que el diseño no resulta viable sin incorporar riostras como medida de control de deformaciones, especialmente en estructuras con grandes luces. La inclusión de riostras es esencial para garantizar la estabilidad y el cumplimiento de los límites de deflexión establecidos por las normativas.
- En conclusión, efectivamente las riostras o vigas inclinadas al someterse como tensor, pueden reducir considerablemente las deformaciones de las losas en volado en grandes luces en un aproximado del 30%
- En cuanto a su diseño se verifico que es mejor que las riostras sean metálicas y no de H°A°.
- Se determinaron costos viables para la construcción del diseño estructural, limitados a la obra gruesa, con una variación del 2.58% respecto al costo total del proyecto.
- Se verifico los cálculos del programa Cypecad con un cálculo manual mediante el uso del Excel y Mathcad, donde los valores presentan una variación mínima, esto debido a que algunos factores son variables entre la norma NB 1225001 y la ACI 318.
- El comportamiento estructural responde y se reduce satisfactoriamente a los esfuerzos presentados en las losas producido por la implementación de vigas inclinadas.

- El análisis estructural demuestra que las vigas inclinadas metálicas, verificadas manualmente en flexión y tracción, reducen en aproximadamente un 30% las deformaciones excesivas en losas de volado, optimizando su desempeño estructural.

Recomendaciones:

- Para realizar un diseño en un programa de CYPECAD, se debe tener los planos bien detallados en autocad, lo cual facilitaría llevar a cabo el diseño estructural.
- Al realizar un diseño de cualquier elemento estructural se debe realizar un pre dimensionamiento, para la optimización del diseño, el cumplimiento normativo y la compatibilidad constructiva.
- Los planos estructurales deben ser coherentes y precisos para evitar en la lectura de planos durante la construcción.
- Para realizar los cálculos métricos, es recomendable ser minuciosos en el detalle, ya que eso influenciaría la variación de los costos, como este es un proyecto de investigación, se realizó el computo solamente de la obra gruesa.
- Debido a que se consideran elementos de vigas inclinadas, trabajan a flexión y tracción, entonces se recomienda optar por la utilización de vigas metálicas.
- Se recomienda profundizar en el estudio de este tipo de estructuras, ya que, aunque poco utilizadas, son muy eficaces en el control de deformaciones.
- Aplicar tensores postensados puede ayudar a controlar las deformaciones en losas de grandes luces por lo que se sugiere hacer un estudio más detallado de esta alternativa.
- Utilizar los perfiles de acero IPE para poder controlar las deformaciones en grandes luces, es recomendable ya que es el más estable por su geometría.
- Asegurarse que las vigas inclinadas estén un ángulo entre 30 y 45° esto debido a que la eficiencia es más notoria para que pueda transferir las cargas adecuadamente y reducir los esfuerzos en la losa y las deformaciones.
- Se recomienda replicar este estudio colocando como variable la luz en voladizo.