

# **MEMORIA DE CÁLCULO**

## **PROYECTO EDIFICIO LLUGSHA VINUEZA**

### **UBICACIÓN**

**Calle Carapungo Oe3-59**  
**Barrio Central C**  
**Parroquia Calderón**

**NOVIEMBRE, 2023**

## CONTENIDO

<b>1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>3</b>
<b>2. ASPECTOS GENERALES .....</b>	<b>3</b>
2.1. ANÁLISIS DE CARGAS .....	3
<b>3. INERCIAS AGRIETADAS .....</b>	<b>7</b>
3.1. COLUMNAS.....	7
3.2.VIGAS .....	7
3.3.LOSAS .....	10
<b>4. DETERMINACION DEL CORTE BASAL .....</b>	<b>10</b>
<b>5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....</b>	<b>13</b>
5.1.MODELADO .....	13
5.1.1. COMBINACIONES DE CARGA.....	14
5.1.2. DERIVAS.....	16
5.1.3. MODOS DE VIBRACIÓN.....	19
<b>6. DISEÑO ESTRUCTURAL.....</b>	<b>20</b>
6.1. VIGAS PRINCIPALES.....	20
6.1.1. DISEÑO A FLEXOCOMPRESIÓN .....	20
6.2.COLUMNAS.....	22
6.2.1. DISEÑO A CORTE (NEC.2015.4.2.8) .....	26
6.3.LOSA DECK .....	26
6.4. CIMENTACIÓN.....	27
<b>7. FIRMA DE RESPONSABILIDAD.....</b>	<b>33</b>

## MEMORIA DE CÁLCULO

**PROYECTO:** EDIFICIO LLUGSHA VINUEZA

**TIPO:** ESTRUCTURA MIXTA (COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO. VIGAS Y VIGUETAS ACERO)

### 1. INTRODUCCIÓN

La siguiente memoria se enfoca en el análisis sísmico y el cálculo estructural del proyecto EDIFICIO LLUGSHA VINUEZA.

Se presenta la descripción detallada y justificación de los diversos elementos que componen tanto la estructura como la cimentación del proyecto.

El sistema estructural propuesto se basa en columnas de hormigón armado con una sección de 30 x 30 centímetros, vigas principales en el primer piso con perfil IPE 200, viguetas en el primer piso con perfil IPE 120 y una cubierta metálica con vigas principales de perfil doble G 200x75x25x3 milímetros, junto con viguetas de perfil G 100x50x15x3 milímetros.

### 2. ASPECTOS GENERALES

El diseño estructural del proyecto se divide en dos fases. La primera fase consiste en el prediseño, que se realizó de forma manual para obtener las secciones iniciales de los elementos. La segunda fase corresponde al diseño definitivo, que se desarrolló utilizando el programa ETABS v19.0.0.

A través de la generación del modelo estructural, se busca representar de manera más precisa las propiedades y características de los materiales, las dimensiones de los elementos, la tipología estructural y las cargas que inciden en la estructura.

El proyecto consta de tres niveles: la planta baja destinada a un local comercial en el nivel Nv +0.00, el primer piso diseñado para uso residencial en el nivel Nv +2.80 y una cubierta inclinada inaccesible en el nivel Nv +5.60, sin posibilidad de futuras ampliaciones.

#### 2.1. ANÁLISIS DE CARGAS

El modelo considera las cargas de peso propio de la estructura con base a las características de sus secciones (losas, vigas y columnas) y al peso específico del hormigón armado que es 2400 kg/m<sup>3</sup> y acero estructural A36 7850 kg/m<sup>3</sup>. Adicionalmente se consideran las siguientes cargas:

**CARGA MUERTA ADICIONAL**

UBICACIÓN	VALOR	UNIDAD	OBSERVACIONES
<b>Primer piso</b>	150	kg/m <sup>2</sup>	(Paredes, acabados, gypsum, instalaciones)
<b>Cubierta inclinada</b>	60	kg/m	(Cubierta, gypsum, instalaciones)

Respecto a la asignación de carga para la cubierta inclinada, se ha considerado un ancho cooperante de 1.20 metros. De acuerdo con esta consideración y manteniendo la carga de 50 kg/m<sup>2</sup> por el ancho cooperante, obtenemos una carga para la cubierta de 60 kg/m.

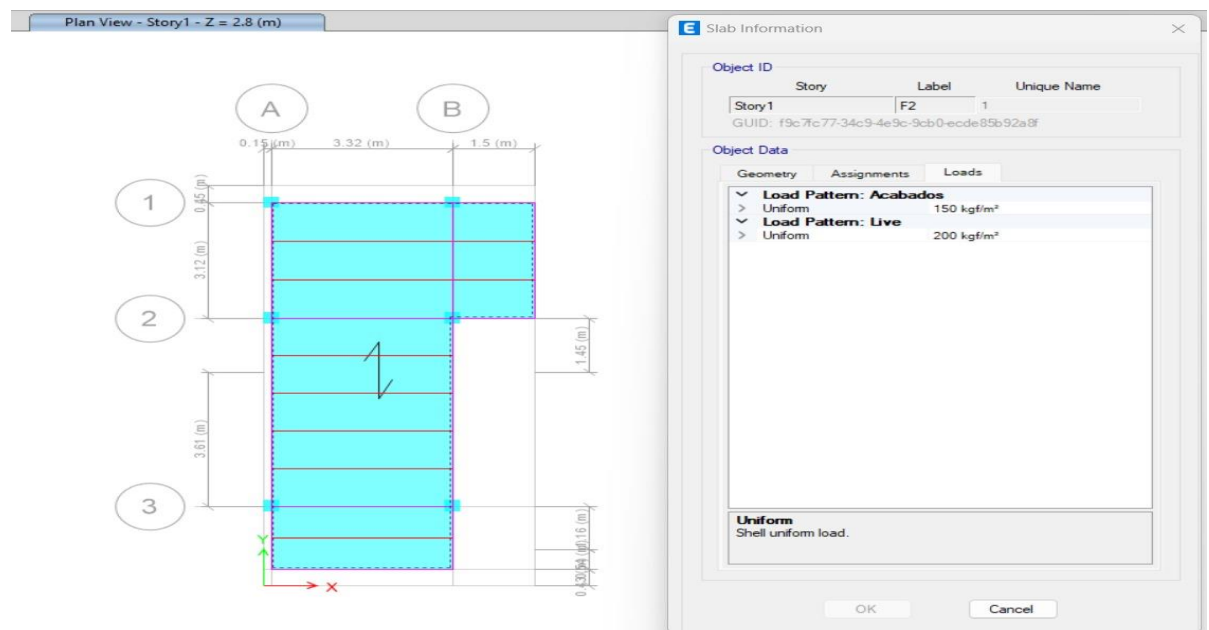
Por otro lado, las sobrecargas o cargas vivas se han determinado tomando como referencia la ocupación de los espacios indicados en los planos arquitectónicos. En consecuencia, se han tenido en cuenta las siguientes sobrecargas:

**CARGA VIVA**

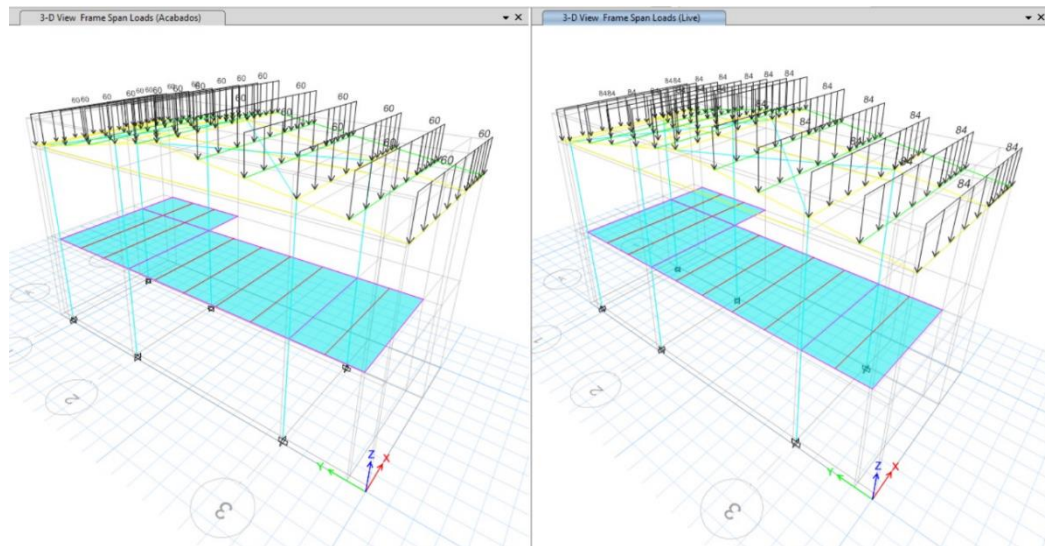
UBICACIÓN	VALOR	UNIDAD	OBSERVACIONES
<b>Losas accesibles</b>	200	kg/m <sup>2</sup>	NEC 15 Residencias
<b>Cubierta inclinada</b>	70	kg/m <sup>2</sup>	Exclusivo para mantenimiento

**1. ASIGNACIÓN DE CARGAS**

- Losa Nv.+2.80m:

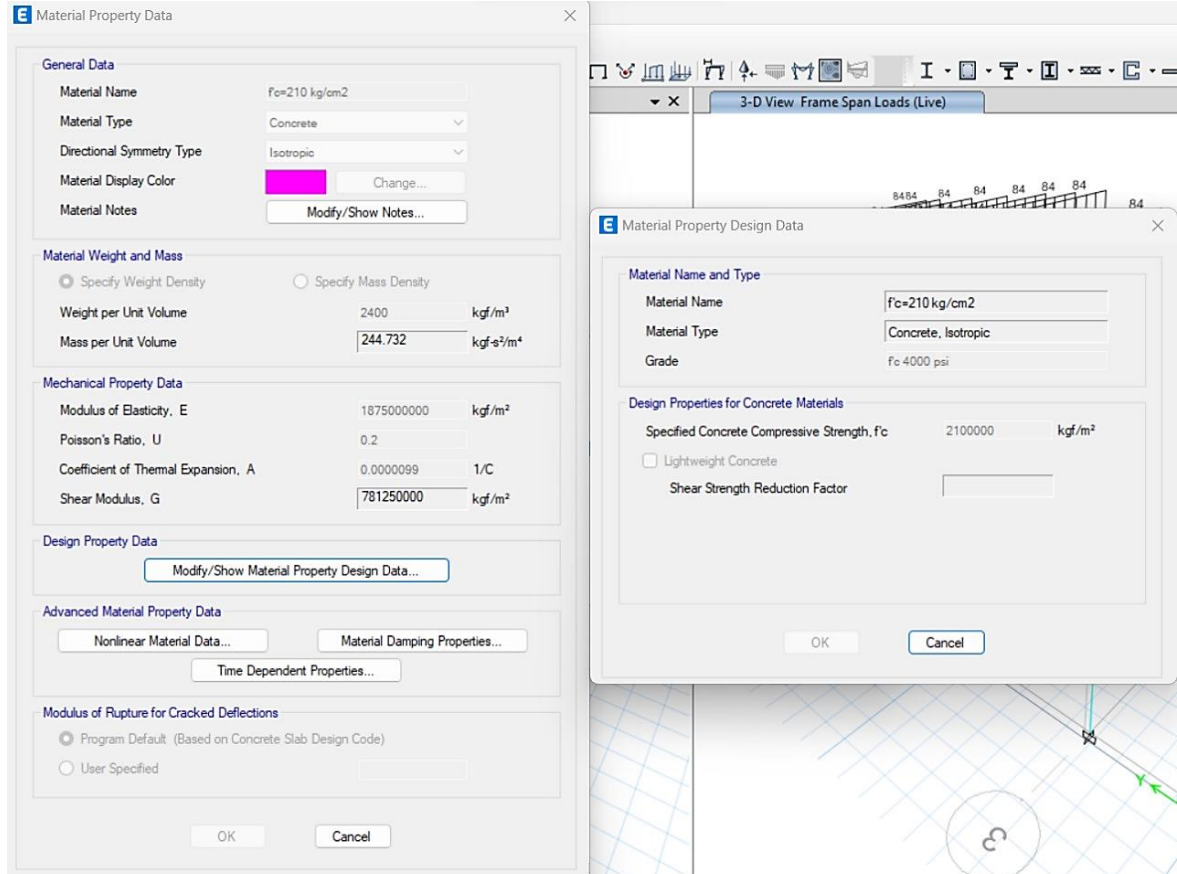


- Cubierta inclinada Nv.+5.60m:

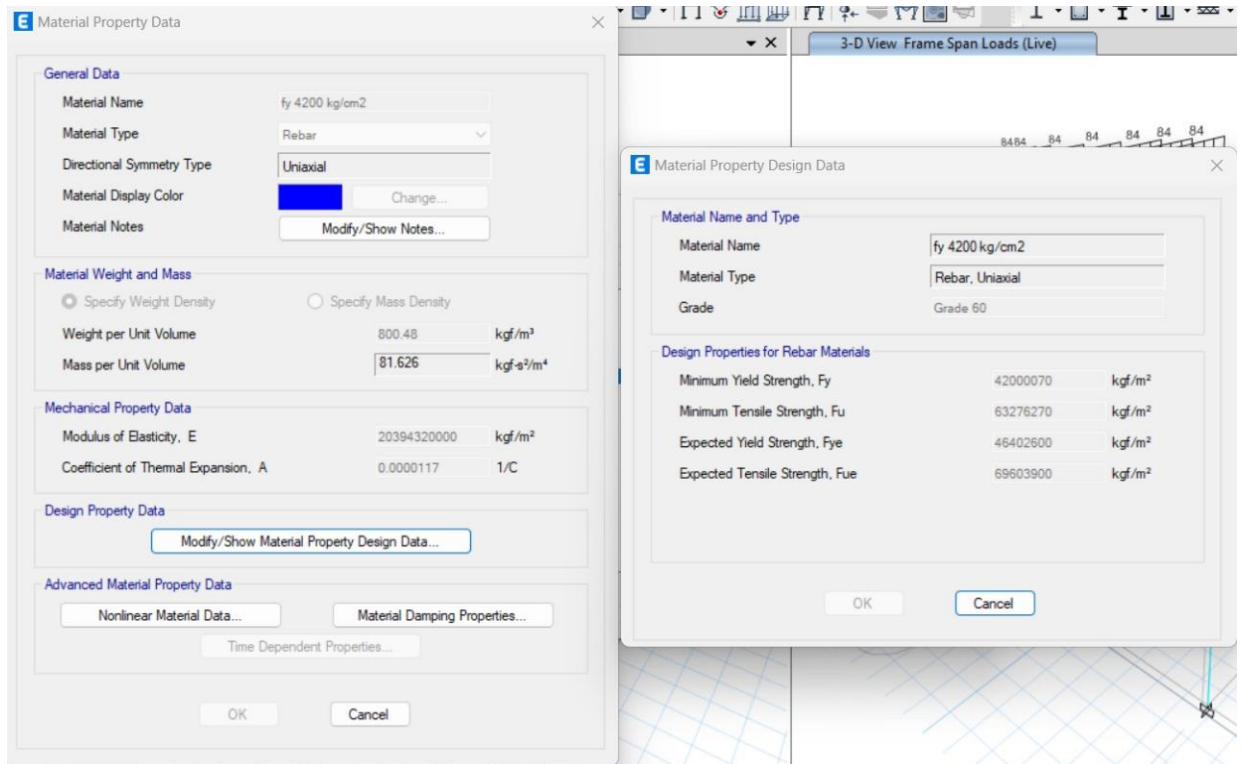


## PROPIEDADES MATERIALES

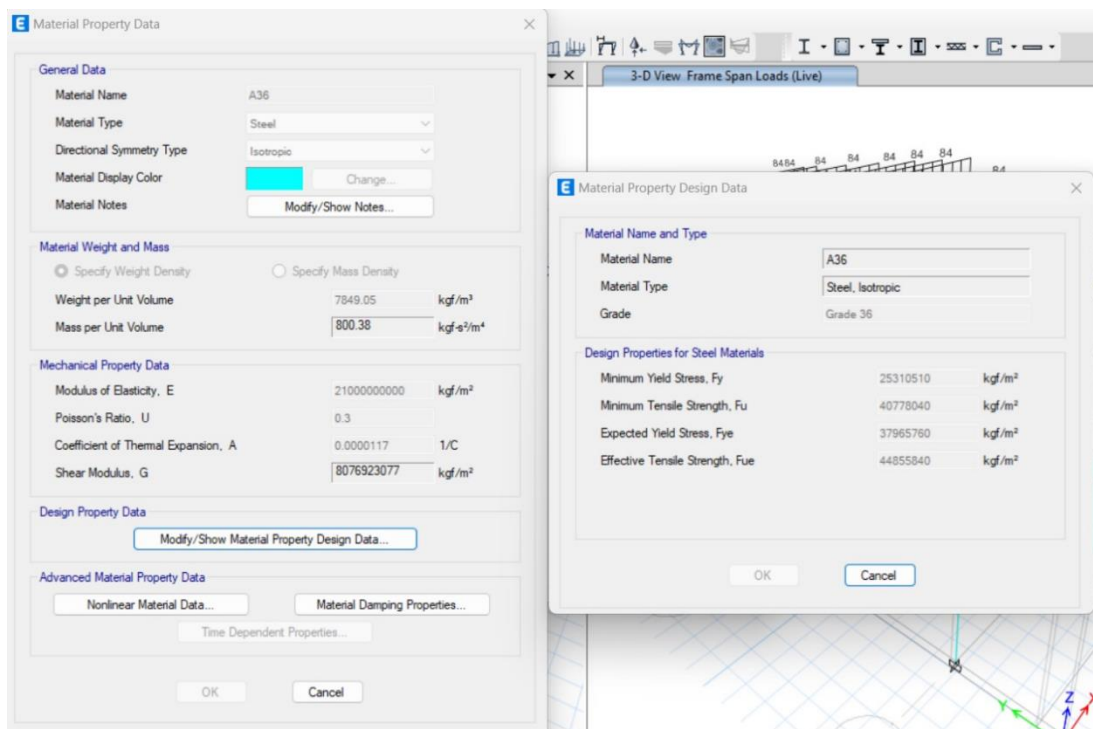
- Hormigón:



- Acero de refuerzo  $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ :



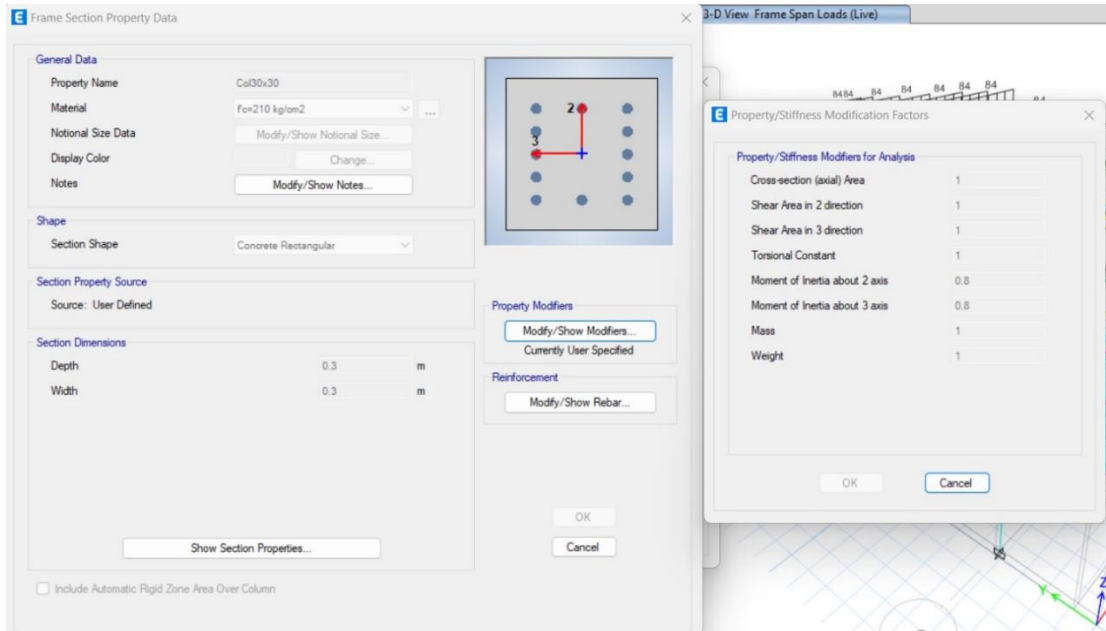
- Acero estructural A36:



### 3. INERCIAS AGRIETADAS

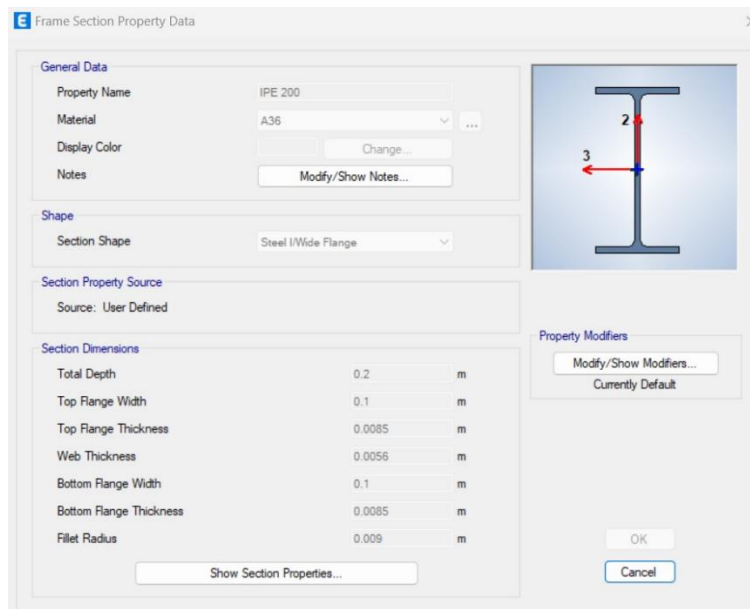
#### 3.1. COLUMNAS

- Columna (30 x 30cm):

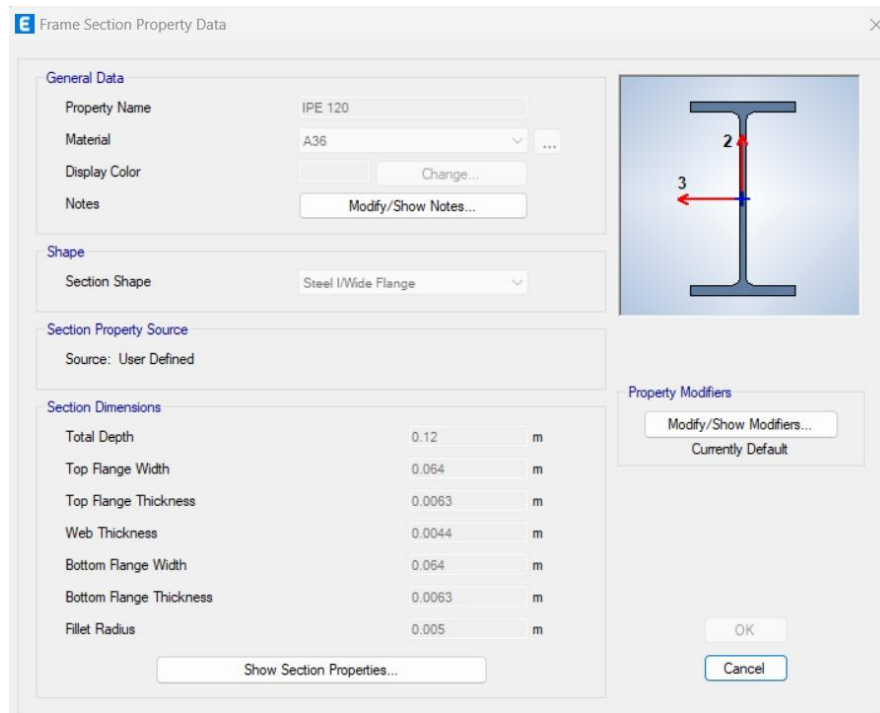


#### 3.2. VIGAS

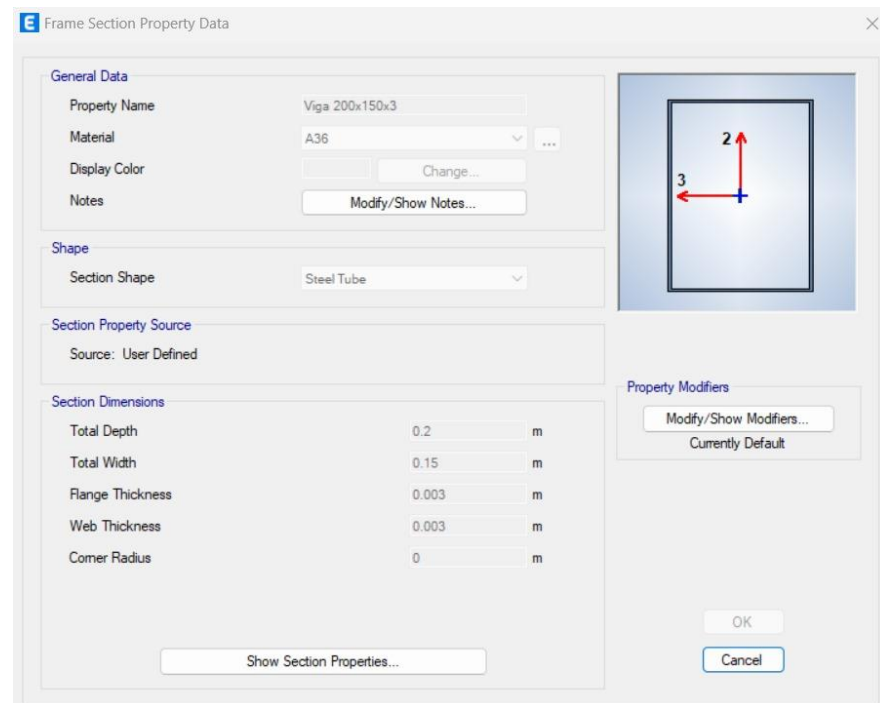
- Viga principal IPE 200:



- Viguetas perfil IPE 120:

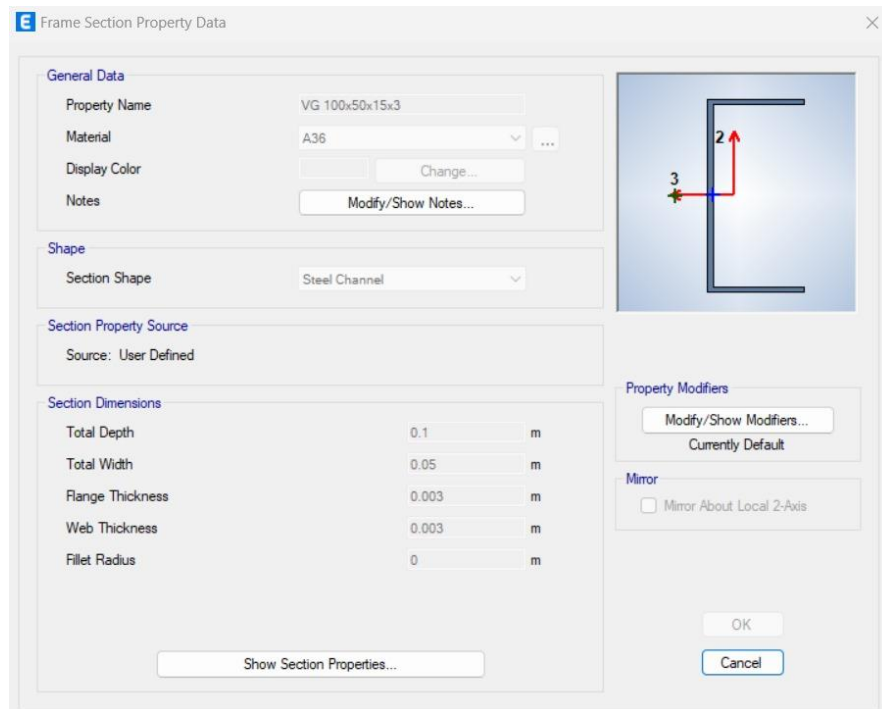


- Viga principal 2G 200X150X25X3:

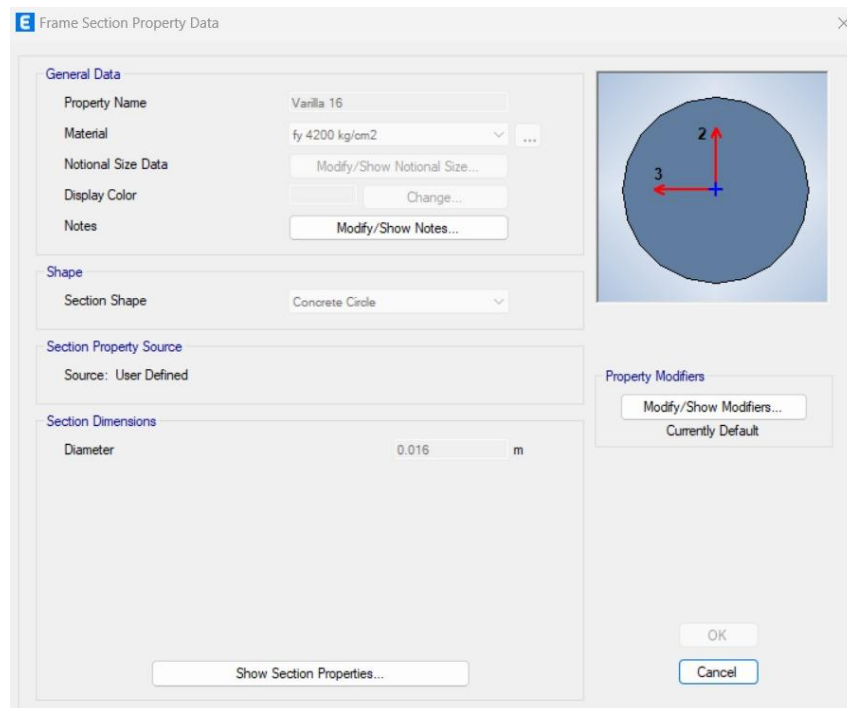




- **Viguetas G 100X50X25X3:**

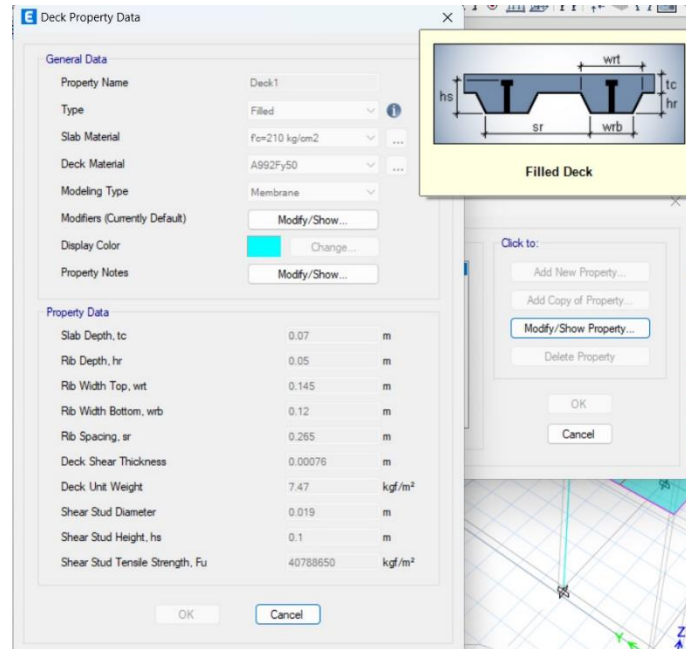


- **Templador:**



### 3.3. LOSAS

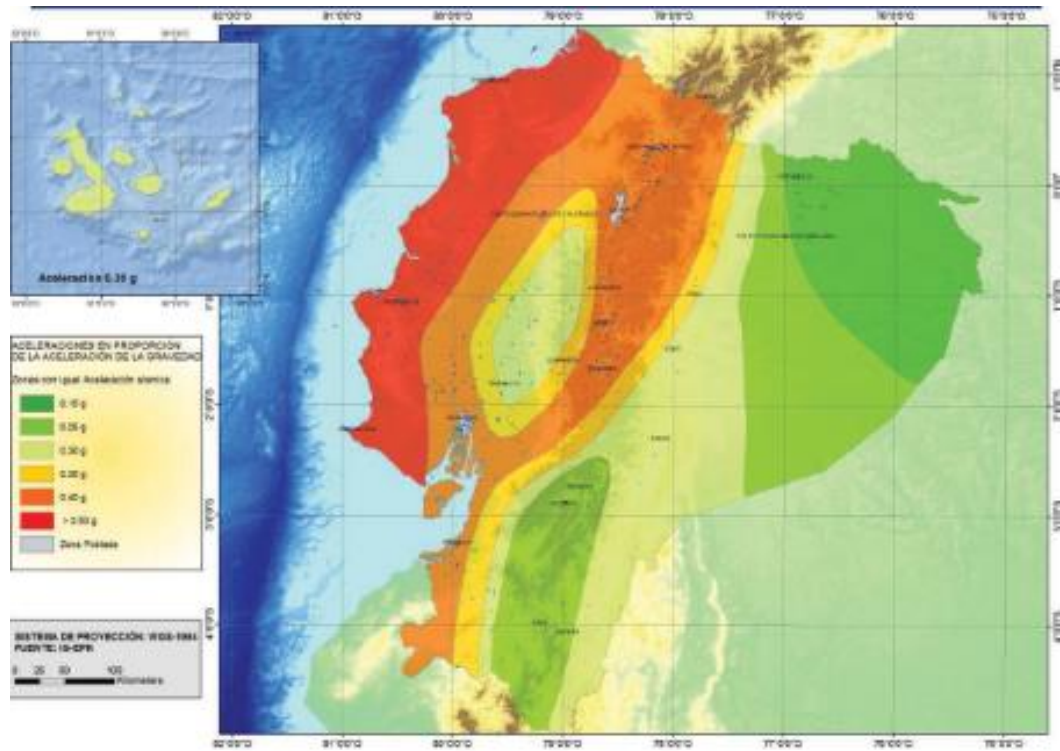
- Losa placa colaborante deck:



### 4. DETERMINACION DEL CORTE BASAL

Se analizó la estructura para cargas laterales estáticas y mediante el análisis espectral, de acuerdo a la recomendación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015. En la tabla siguiente se presenta los parámetros considerados en función de la zona sísmica, los mismos que fueron utilizados para el diseño.

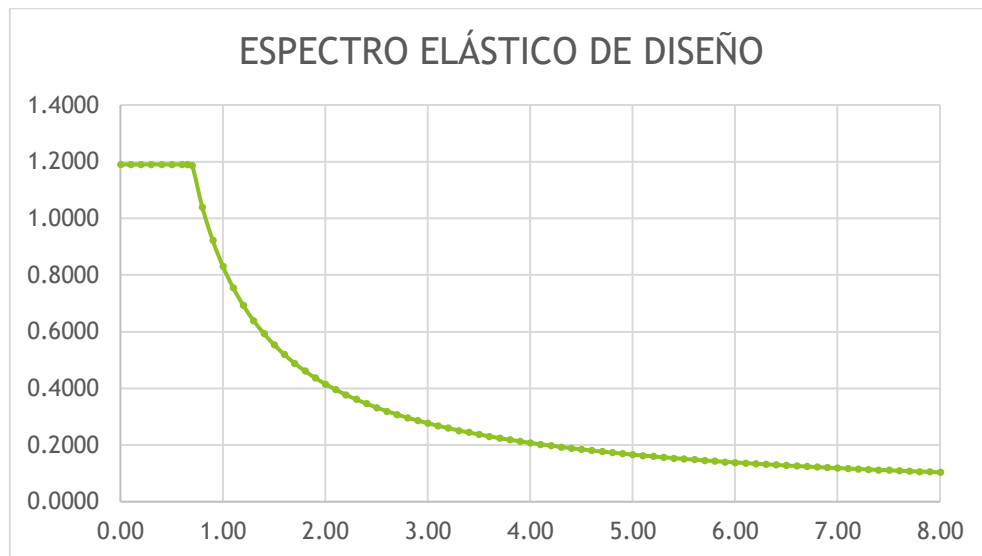
$$V = \frac{I \cdot S_a \cdot T_a}{R \cdot \phi_e \cdot \phi_p} * W \quad (\text{NEC 6.3.5})$$



<i>Zonificación Sísmica:</i>	V
<i>Z =</i>	0,4
<i>Caracterización Peligro =</i>	Alta
<i>Perfil del Suelo:</i>	D
<i>Fa =</i>	1,20
<i>Fd =</i>	1,19
<i>Fs =</i>	1,28
<i>Provincia:</i>	Sierra, Esmeraldas y Galápagos
<i>η =</i>	2,48

<b>Períodos de Control</b>	
$T_0 =$	0,1269 s
$T_c =$	0,6981 s
$C_t =$	0,072
$\alpha =$	0,8
$h_n =$	6,350 m
$T =$	0,3159 s
<b>Espectro Elástico</b>	
$S_a = \eta \cdot Z \cdot Fa$	para $0 \leq T \leq T_c$
$S_a =$	1,1904
$S_a = \eta \cdot Z \cdot Fa \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$	para $T > T_c$
$r =$	1,00

<b>Regularidad en Planta</b>	
A) Irregularidad torsional	
NO	$\phi_{PA} = 1,0$
B) Retrocesos excesivos	
NO	$\phi_{PA} = 1,0$
C) Discontinuidades en el sistema de piso	
NO	$\phi_{PA} = 1,0$
D) Ejes estructurales no paralelos	
NO	$\phi_{PB} = 1,0$
$\phi_P =$	1,00
<b>Regularidad en Elevación</b>	
A) Piso Flexible	
no	$\phi_{EA} = 1,0$
B) Distribución de masa	
NO	$\phi_{EB} = 1,0$
C) Irregularidad geométrica	
NO	$\phi_{EB} = 1,0$
$\phi_E =$	1,00



IMPORTANCIA Y FACTOR DE REDUCCIÓN	
Factor de Importancia = I =	1,0
Factor de Reducción = R =	2,5
COEFICIENTE DE CORTANTE BASAL	

$$V = \frac{I \cdot S_a}{R \cdot \varphi_P \cdot \varphi_E} \cdot W$$

**V = 0,4762 W**

Teniendo en cuenta la situación menos favorable en la que no se empleen perfiles laminados en caliente y, en su lugar, se utilicen flejes soldados para dar forma a perfiles con dimensiones y geometría similares a los propuestos en el diseño, se aplica un Coeficiente de Reducción R de 2.5 correspondiente a: *Sistemas estructurales de ductilidad limitada, estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a dos pisos.*

## 5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

### 5.1. MODELADO

El análisis estructural se realizó en base a modelos matemáticos, esto permitió analizar el proyecto considerando cargas laterales y sus desplazamientos horizontales, así como

también las solicitaciones debidas a carga vertical.

### 5.1.1.COMBINACIONES DE CARGA

#### ACI-318-14 5.3.1:

- 1.4 D
- 1.2 D + 1.6 L
- 1.3 D + 1.0 L + E
- 0.8 D + E

Adicionalmente se ha creado la combinación envolvente, misma que es una composición de todas las combinaciones antes mencionadas.

- **Combinación 1 y 2: 1.4D, 1.2D + 1.6L**

Load Combination Data

**General Data**

Load Combination Name: DConS1

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: Yes (Not Editable)

**Define Combination of Load Case/Combo Results**

Load Name	Scale Factor
Dead	1.4
Acabados	1.4

Add

Delete

OK Cancel

**E** Load Combination Data

**General Data**

Load Combination Name: DConS2

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: Yes (Not Editable)

**Define Combination of Load Case/Combo Results**

Load Name	Scale Factor
Dead	1,2
Live	1,6
Acabados	1,2

Add Delete

OK Cancel

- **Combinación 3 y 4:  $1.3D + 1.0L + 1.0E$ ,  $0.8 D + 1.0E$**

**E** Load Combination Data

**General Data**

Load Combination Name: DConS3

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: Yes (Not Editable)

**Define Combination of Load Case/Combo Results**

Load Name	Scale Factor
Dead	1,3
Live	1
Acabados	1,3
SY	1

Add Delete

OK Cancel

### 5.1.2.DERIVAS

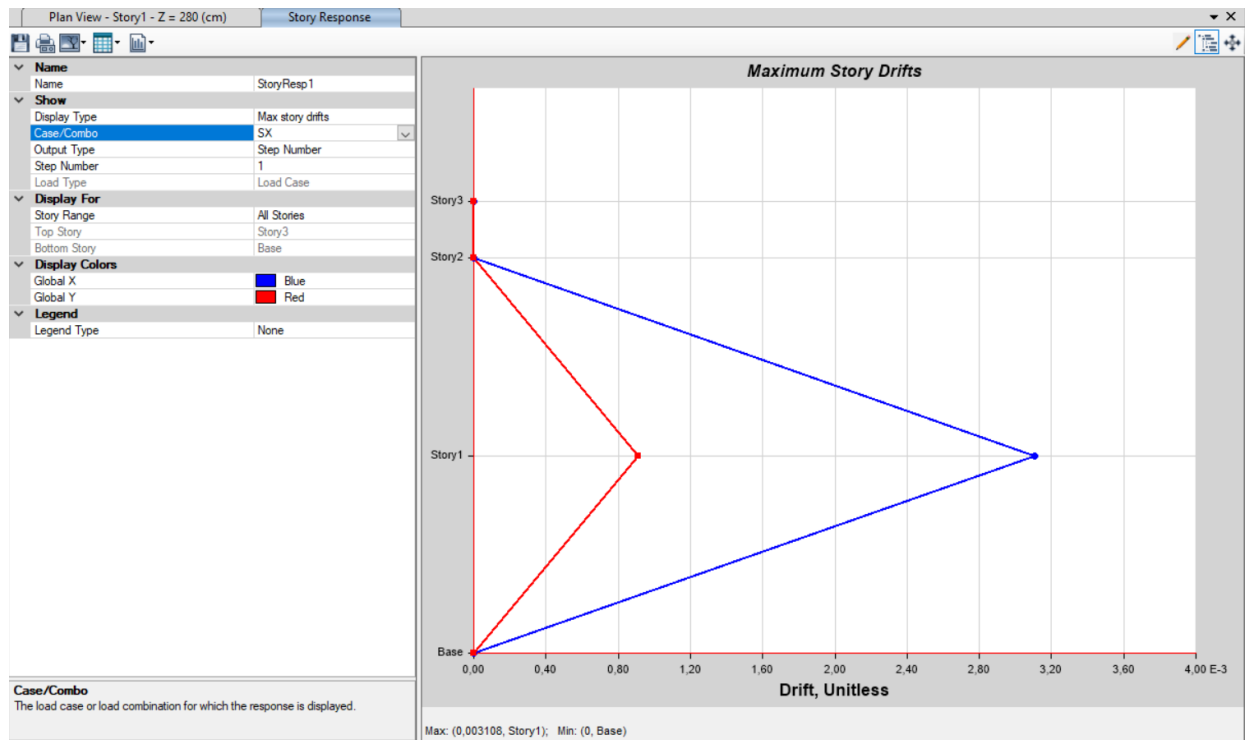
Constituye el desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura.

El daño estructural se correlaciona mejor con el desplazamiento que con la resistencia lateral desarrollada. Excesivas deformaciones han ocasionado ingentes pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales.

**(Sentido X):**

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Drift	Label	X cm	Y cm	Z cm
Story1	SX	LinStatic	Step By Step	1	X	0,003108	6	347	213	280
Story1	SX	LinStatic	Step By Step	1	Y	0,000908	2	347	1031	280
Story1	SX	LinStatic	Step By Step	2	X	0,003108	6	347	213	280
Story1	SX	LinStatic	Step By Step	2	Y	0,000908	2	347	1031	280
Story1	SX	LinStatic	Step By Step	3	X	0,003108	6	347	213	280
Story1	SX	LinStatic	Step By Step	3	Y	0,000908	2	347	1031	280





Deriva máxima sentido X:

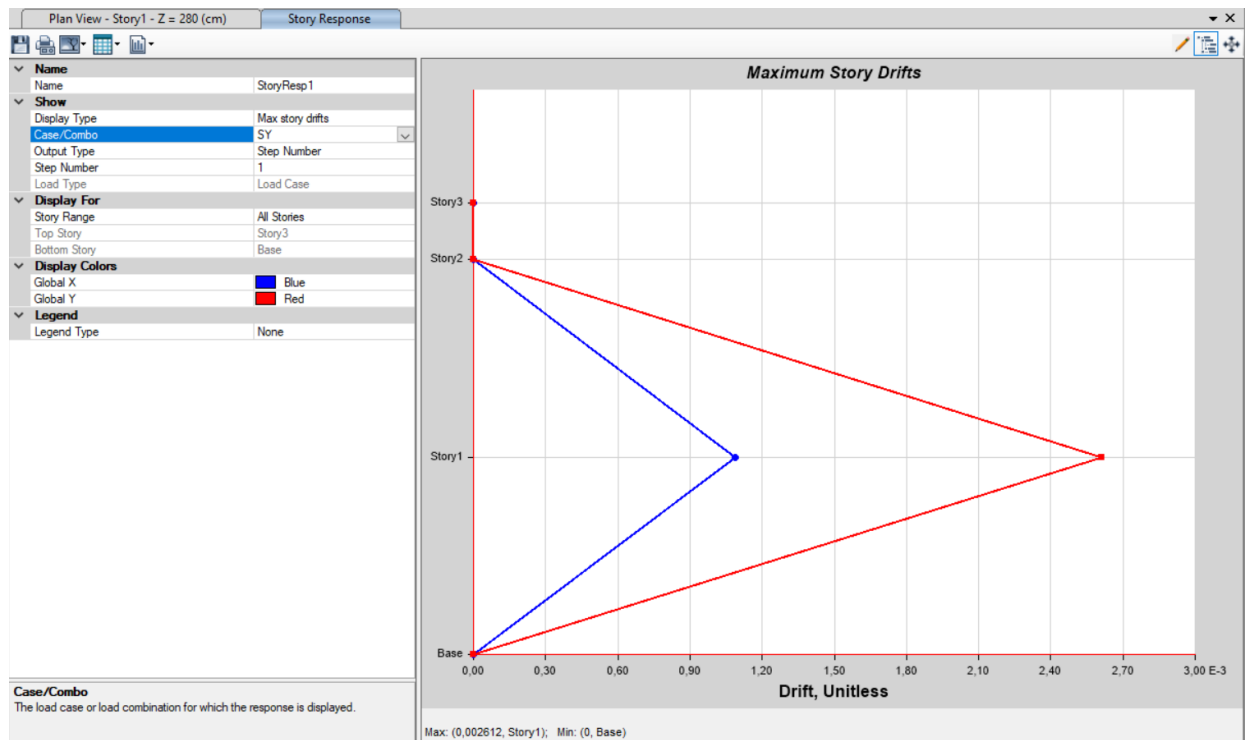
$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 2.5 * 0.003108 = 0.0058275$$

**(Sentido Y):**

Story Drifts

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Drift	Label	X cm	Y cm	Z cm
Story1	SY	LinStatic	Step By Step	1	X	0,001088	5	15	213	280
Story1	SY	LinStatic	Step By Step	1	Y	0,002612	4	347	719	280
Story1	SY	LinStatic	Step By Step	2	X	0,001088	5	15	213	280
Story1	SY	LinStatic	Step By Step	2	Y	0,002612	4	347	719	280
Story1	SY	LinStatic	Step By Step	3	X	0,001088	5	15	213	280
Story1	SY	LinStatic	Step By Step	3	Y	0,002612	4	347	719	280



Deriva máxima sentido Y:

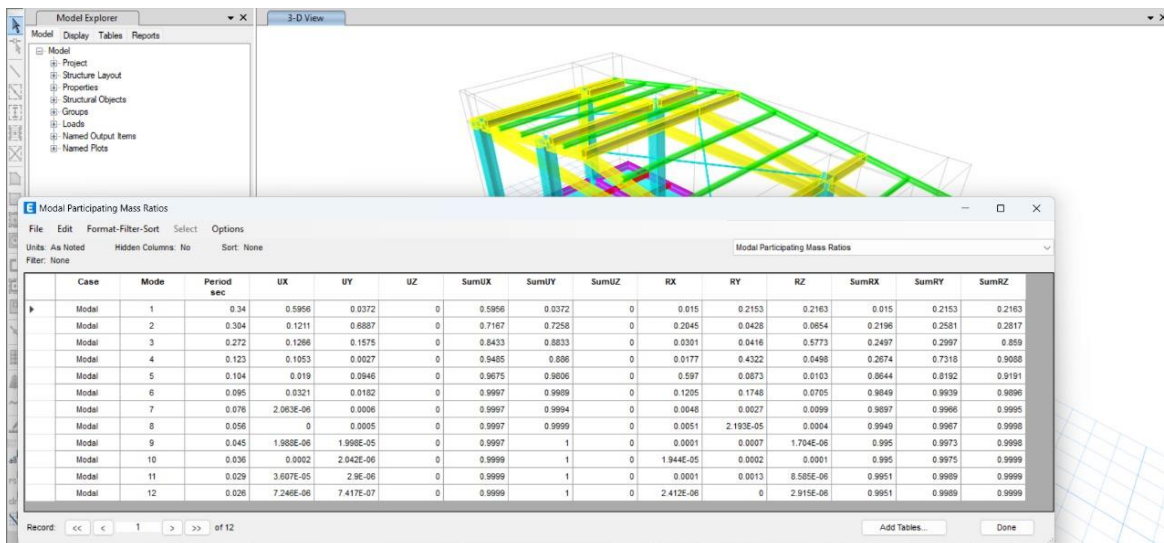
$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 2.5 * 0.002612 = 0.0048975$$

La deriva máxima inelástica obtenida en cada sentido es menor que la máxima establecida por la Norma Ecuatoriana de la Construcción para estructuras metálicas ( $\Delta_M < 0.02$ ), por lo tanto, la estructura cumple con el control de derivas.

### 5.1.3. MODOS DE VIBRACIÓN

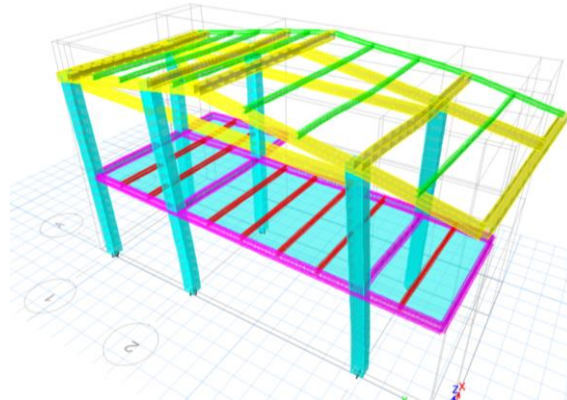
TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period	UX	UY	SumRZ
		sec			
Modal	1	0,34	0,5956	0,0372	0,2163
Modal	2	0,304	0,1211	0,6887	0,2817
Modal	3	0,272	0,1266	0,1575	0,859
Modal	4	0,123	0,1053	0,0027	0,9088
Modal	5	0,104	0,019	0,0946	0,9191
Modal	6	0,095	0,0321	0,0182	0,9896
Modal	7	0,076	0,000002063	0,0006	0,9995
Modal	8	0,056	0	0,0005	0,9998
Modal	9	0,045	0,000001988	0,00001988	0,9998
Modal	10	0,036	0,0002	0,000002042	0,9999
Modal	11	0,029	0,00003607	0,0000029	0,9999
Modal	12	0,026	0,000007246	7,417E-07	0,9999



El análisis de los modos de vibración se hace para determinar las propiedades dinámicas de la estructura, frecuencias, periodos de vibración, formas modales y factores de participación de cada modo de vibración.

Cada modo está caracterizado por su propio patrón de deformaciones frecuencia de vibración, frecuencia modal, así como su propio amortiguamiento. Cuando la estructura vibra de un modo, con su propio periodo, alcanza valores máximos modales de corte en la base, fuerzas por nivel, desplazamientos de piso, momentos etc.

## 6. DISEÑO ESTRUCTURAL



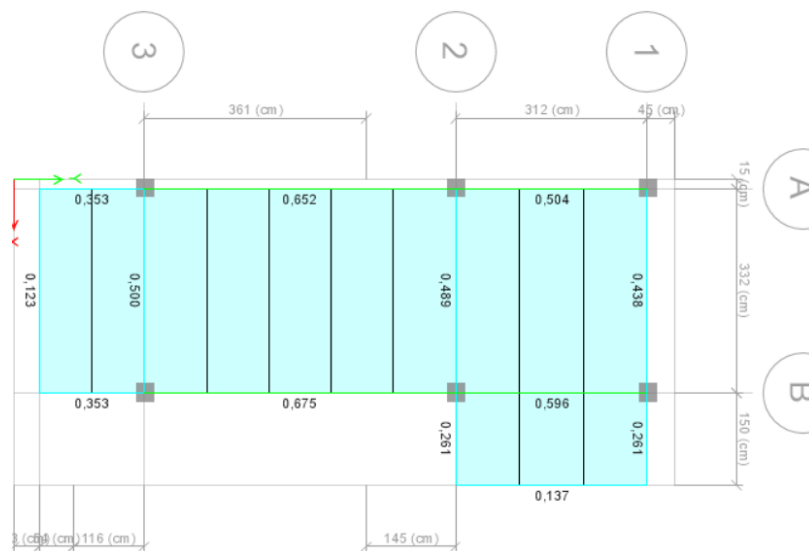
### 6.1. VIGAS PRINCIPALES

Fueron diseñadas en base a las siguientes regulaciones vigentes del AISC.

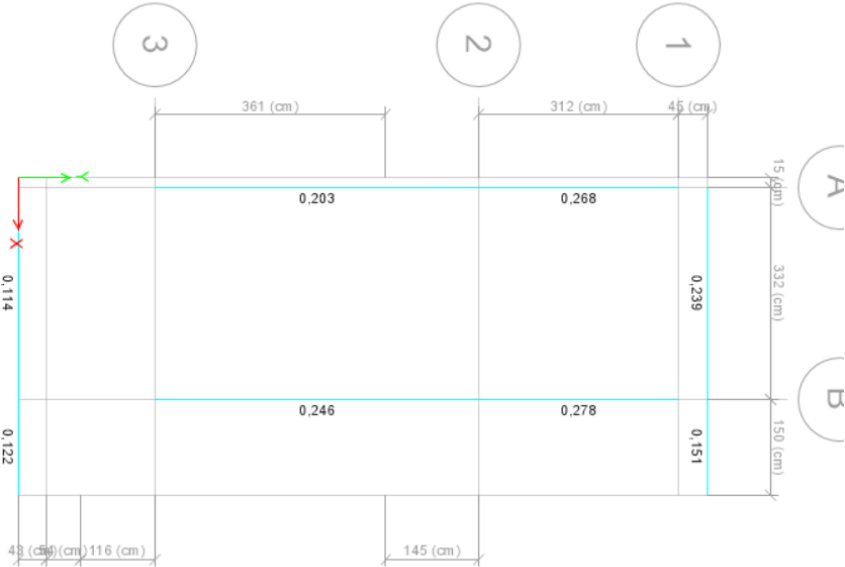
#### 6.1.1. DISEÑO A FLEXOCOMPRESIÓN

Los valores que se muestran en la parte inferior de cada imagen, corresponden al coeficiente (Demanda vs. Capacidad) de cada elemento de la estructura, el cual indica la relación entre la carga actuante contra la capacidad resistente de cada perfil, dicho valor debe ser menor al 95% de la capacidad límite, tal como exigen las normas AISC.

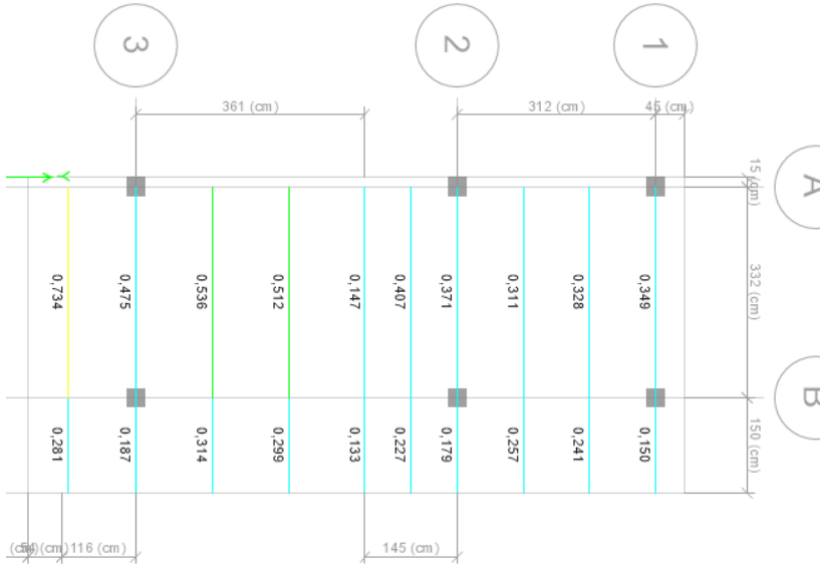
- **LOSA Nv.+2.80m**



• **Nv.+5.60m**



• **CUBIERTA Nv.+6.40m**



## 6.2. COLUMNAS

Fueron diseñadas en base a las siguientes regulaciones vigentes:

### (ACI. 318.14, 10.7.3.1)

Para columnas no presforzadas y columnas presforzadas con  $f_{pe} < 225$  kg/cm<sup>2</sup> de valor promedio, el número mínimo de barras longitudinales debe cumplir con (a), (b) o (c):

- (a) Tres dentro de estribos triangulares,
- (b) Cuatro dentro de estribos rectangulares o circulares.
- (c) Seis para barras rodeadas por espirales o para columnas de pórticos especiales resistentes a momentos por estribos de confinamiento circulares.

### (NEC.2015, 4.3.4)

En los elementos en flexo-compresión se debe proporcionar un confinamiento especial según lo expuesto en el presente párrafo en una longitud **L<sub>o</sub>** medida a partir de la cara de cada nudo, así como en ambos lados de cualquier sección donde se pueda producir una rótula plástica debido a acciones sísmicas. La longitud **L<sub>o</sub>** no puede ser menor que:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento,
- La máxima dimensión de su sección transversal,
- 450 mm.

El refuerzo transversal debe disponerse mediante espirales sencillas o traslapadas, estribos cerrados de confinamiento circulares o estribos cerrados de confinamiento rectilíneos con o sin ganchos suplementarios.

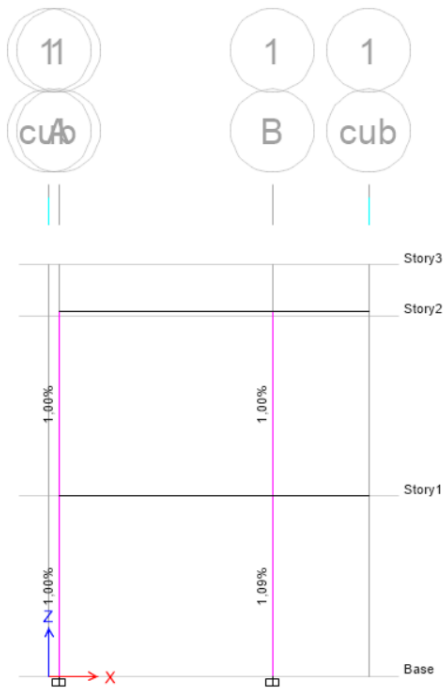
Se pueden usar ganchos suplementarios del mismo diámetro de barra o con un diámetro menor y con el mismo espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento. Cada extremo del gancho suplementario debe enlazar una barra perimetral del refuerzo longitudinal. Los extremos de los ganchos suplementarios consecutivos deben alternarse a lo largo del refuerzo longitudinal. El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos **h<sub>x</sub>**, dentro de una sección del elemento no debe exceder de 350 mm centro a centro. La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor de (a), (b), y (c):

- (a) La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento,
- (b) Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor, y
- (c)  $s_o$ , definido por:

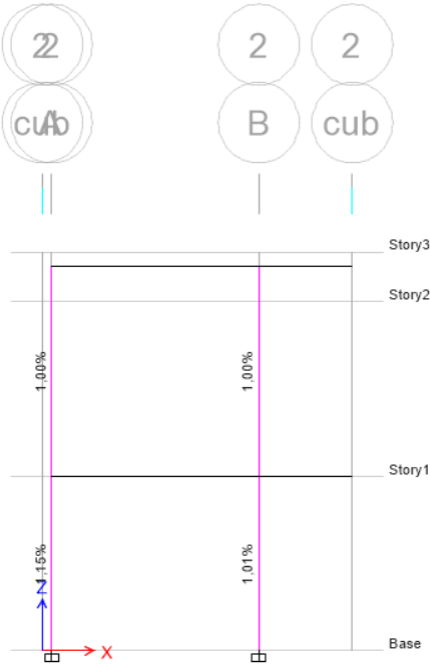
$$s_o = 100 + \left[ \frac{350 - hx}{3} \right]$$

El valor de  $s_o$  no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100mm.

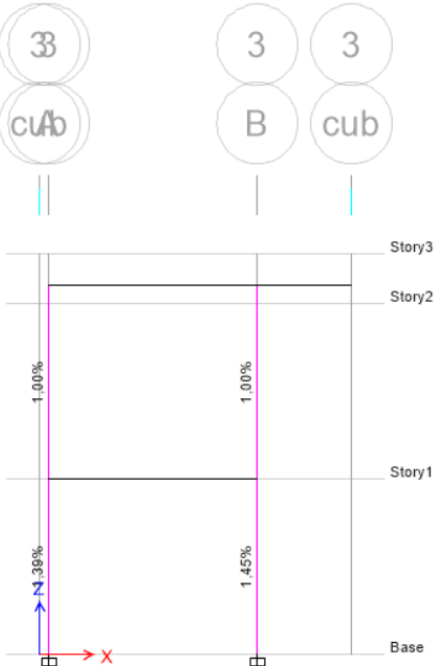
- **PÓRTICO 1 (ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL)**



• PÓRTICO 2 (ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL)

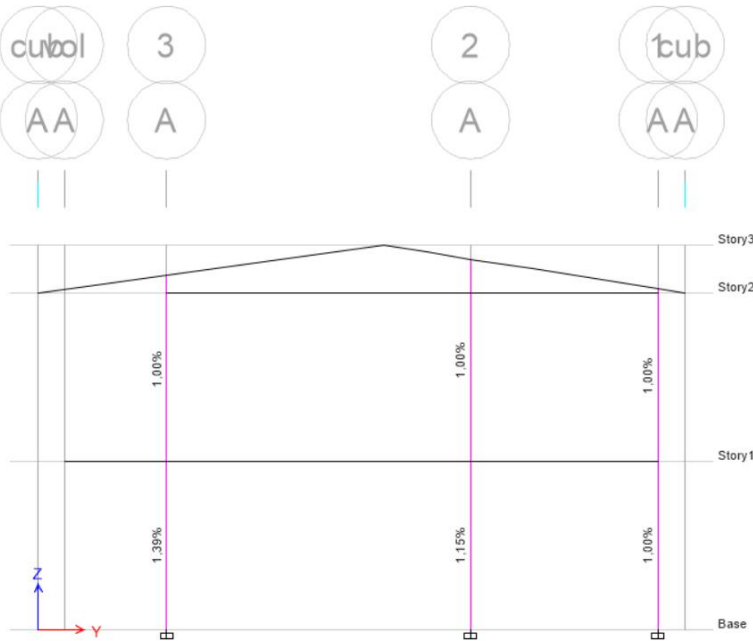


• PÓRTICO 3 (ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL)

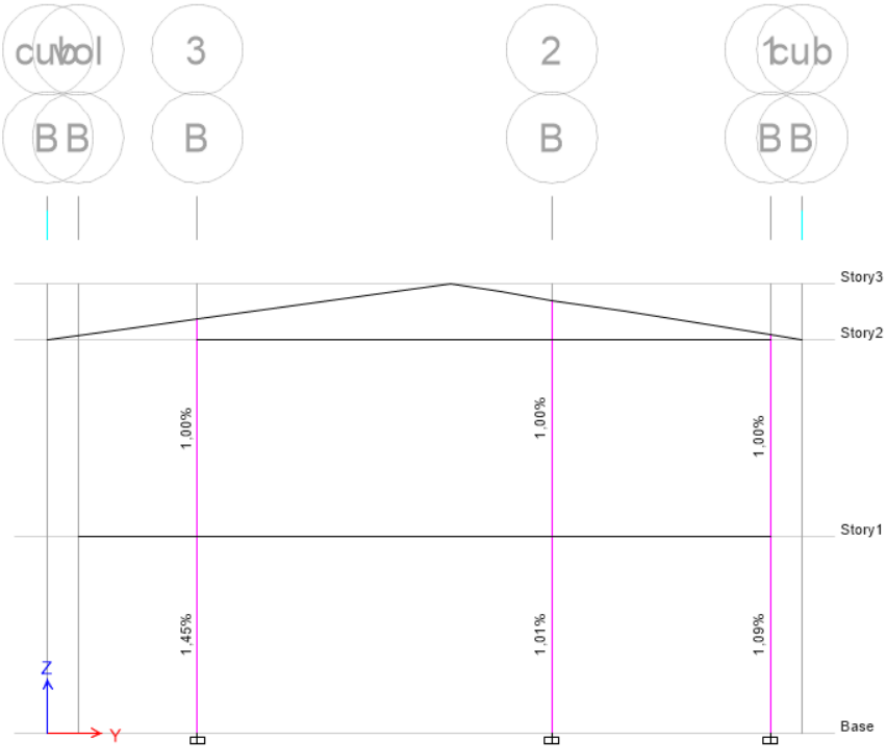




• PÓRTICO A (ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL)



• PÓRTICO B (ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL)



### 6.2.1. DISEÑO A CORTE (NEC.2015.4.2.8)

Se deberá prever estribos para confinamiento, de al menos 10mm de diámetro, en toda la longitud de traslape de varillas de refuerzo longitudinal.

El espaciamiento máximo de este refuerzo en esas zonas no puede exceder  $d/4$  o 100mm.

Confinamiento en traslape de varillas de refuerzo longitudinal: No se debe hacer traslapes en:

- Los nudos.
- Una distancia menor que  $2h$  de los extremos del elemento, donde  $h$  es su peralte.
- Sitios donde el análisis indique la posibilidad de formación de rótulas plásticas.

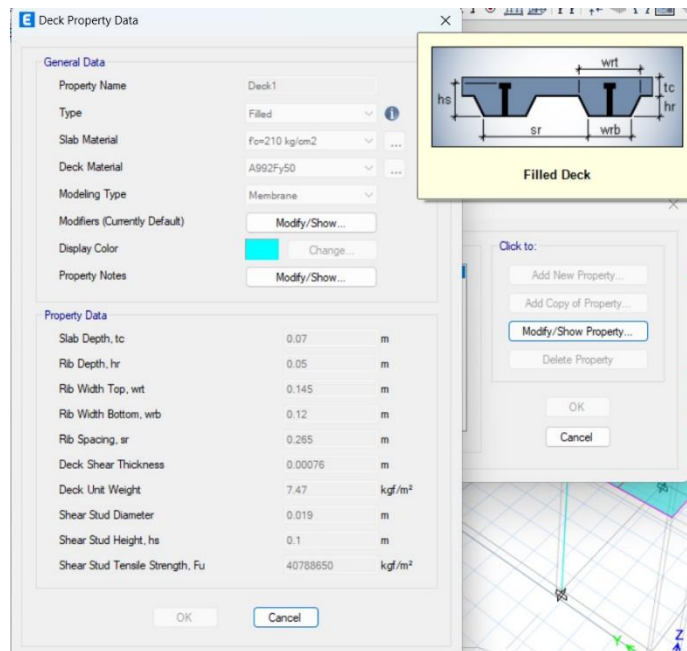
Para estructuras de cualquier tipo se debe colocar estribos para confinamiento en las siguientes regiones:

- En los extremos del elemento; en cuyo caso el primer estribo se coloca a 50mm y el último a una distancia  $2h$  de la cara de la conexión,
- En longitudes  $2h$  a cada lado de una sección en la que se puedan formar rótulas plásticas.

### 6.3. LOSA DECK

Para el diseño de losa se utilizó deck metálico de 0.76 mm de espesor, según la Norma ASTM A-653 en calidad estructural grado 37 con resaltes en su superficie de  $F_y=2600$  kg/cm<sup>2</sup>, dicha placa se debe colocar sobre el acero estructural mediante pernos auto perforantes, soldadura o clavo de disparo, los mismos que actúan como conectores de corte. Además, se debe colocar galletas de hormigón, cuya función es actuar como separadores entre la malla electrosoldada de 150x150x5mm y el deck metálico. De acuerdo al diseño elaborado, se debe fundir una carpeta de compresión con hormigón de resistencia  $f'_c=210$  kg/cm<sup>2</sup>, de 7 cm de espesor (Ver Detalle de Losa con Placa Colaborante – Plano Estructural).

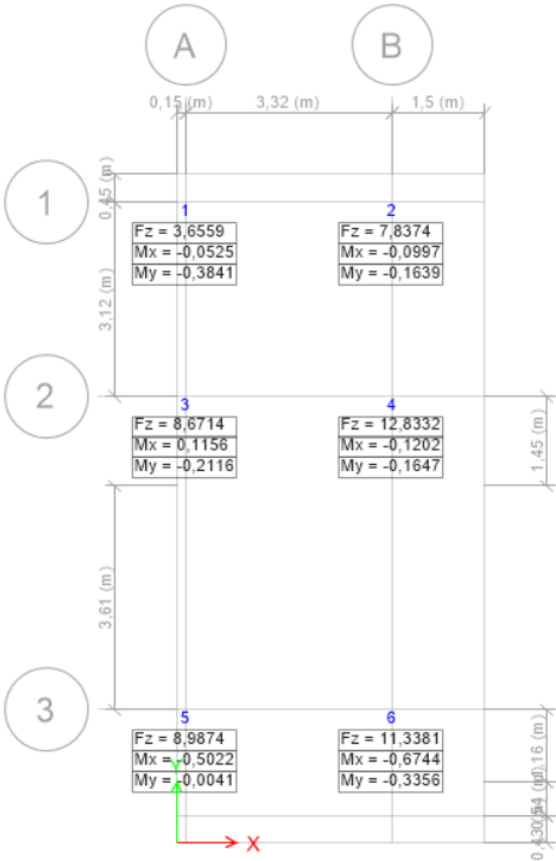
Este tipo de losas prefabricadas son usadas para el diseño de losas compuestas, ya que el deck actúa como refuerzo positivo y elimina la necesidad de varillas de refuerzo, alivianamientos y encofrado. La interacción entre el deck metálico y hormigón es alcanzada mediante el sistema de resaltes dispuestos transversalmente en la placa, que producen una trabazón mecánica al hormigón evitando el desplazamiento y garantizando una adecuada adherencia.



#### 6.4. CIMENTACIÓN

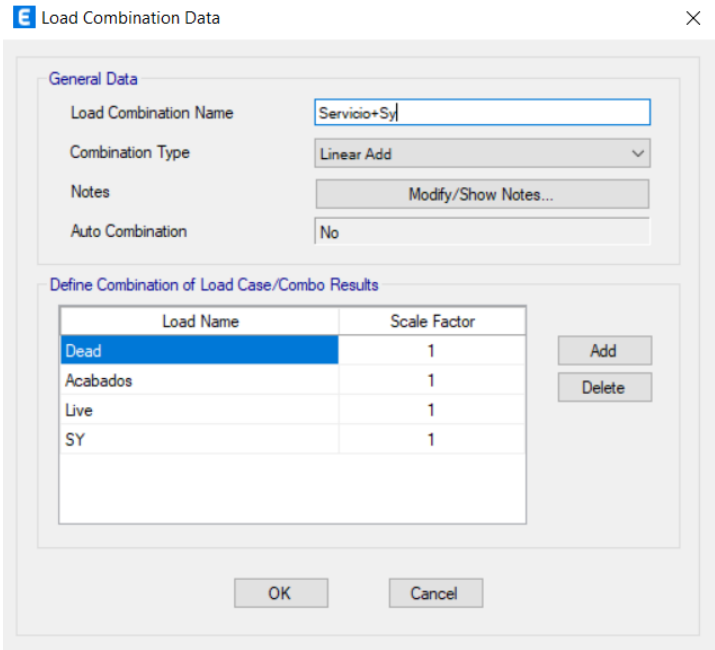
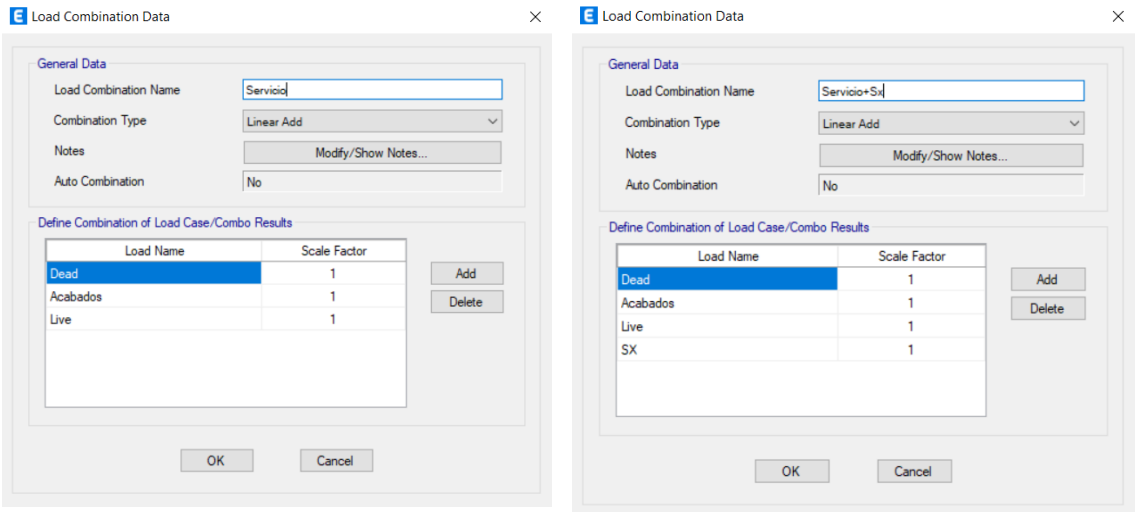
Fue diseñada en base a las regulaciones sugeridas en el Capítulo (Estructuras Sismo Resistentes) del Código ACI 318. Se diseñaron plintos aislados unidos mediante una viga trabe de 25x35 debido a las solicitaciones y condiciones de suelo, desplantados a 1,50 m desde el nivel natural de terreno, la capacidad portante de suelo considerada para el diseño de la cimentación es de 12 T/m2 debido a que no se cuenta con estudio de suelos. Se realizó el chequeo de cortante, punzonamiento y flexión para cada uno de los cimientos.

• CARGAS

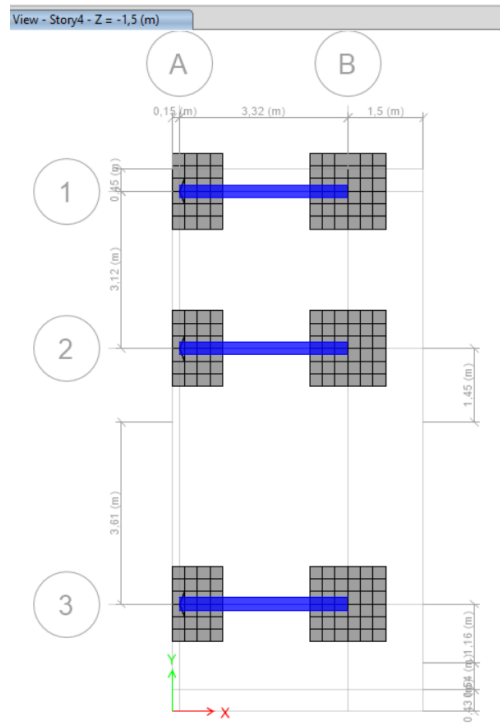


Se ha modelado la cimentación para determinar las presiones que se ejercerán en el suelo bajo la combinación de servicio D+L, D+L+E, donde se puede observar que los esfuerzos a compresión pura, no superan la capacidad portante del suelo.

Combinaciones de carga usadas



Para la cimentación se utilizó un elemento Shell-thin de 30 cm de espesor y la siguiente distribución de elementos, donde debido a las condiciones del suelo se utilizó vigas trabe.

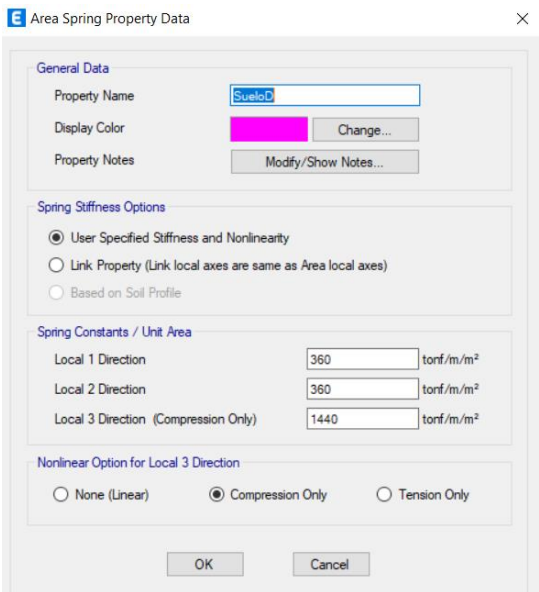


Además, se calcula el coeficiente de balasto mediante la capacidad de carga admisible asumida del suelo y se aplica la siguiente fórmula:

$$K_s = 120 * q_a$$

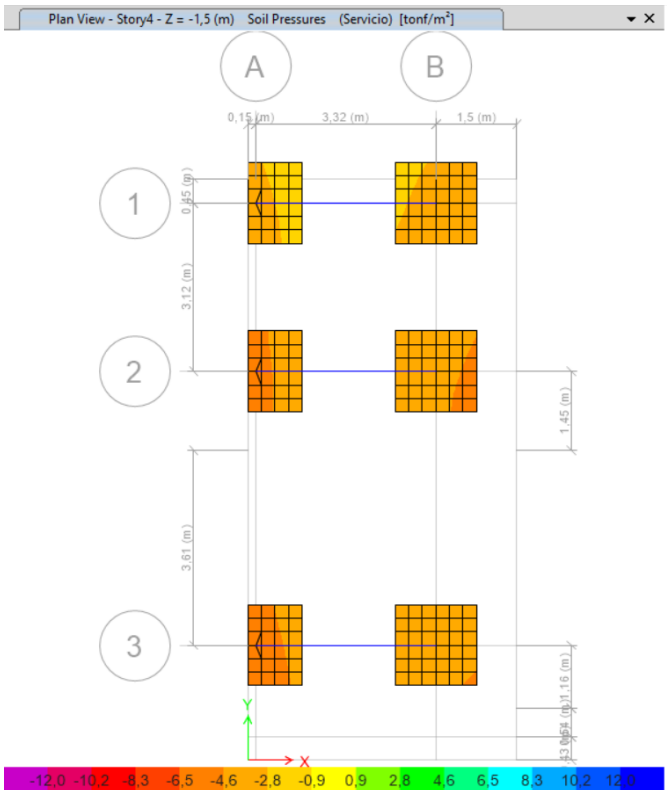
$$K_s = 120 * 12$$

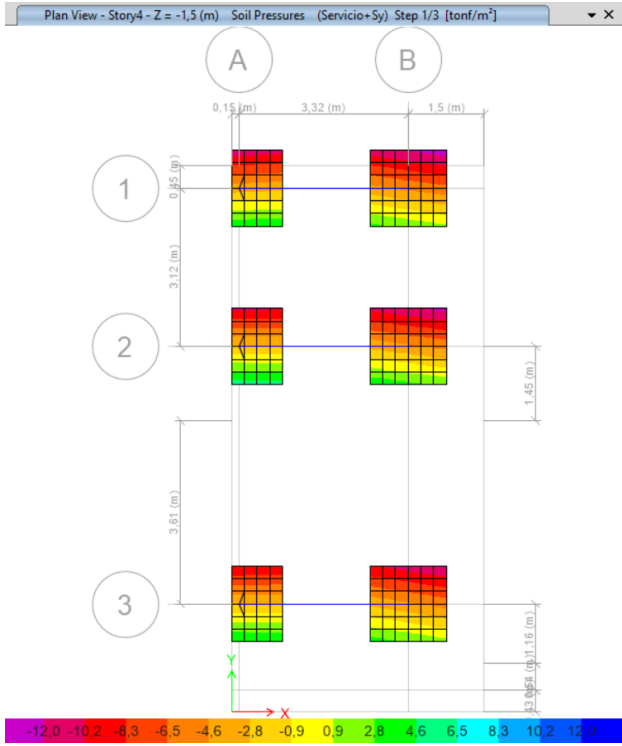
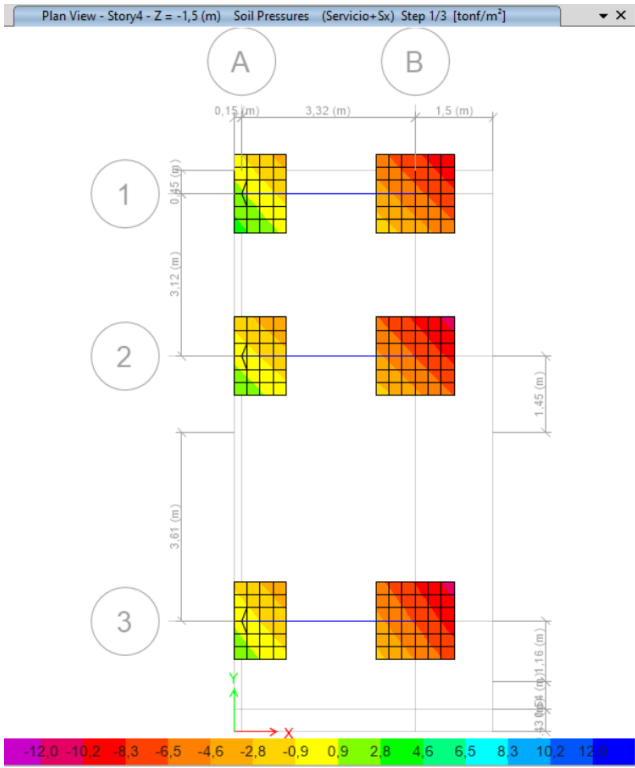
$$K_s = 1440 T/m^3$$



Obteniendo los siguientes resultados (se evidencia que los esfuerzo a compresión pura, no superan la capacidad portante del suelo)

- Esfuerzos en suelo cimentado







De esta manera, se garantiza que los asentamientos, no sobrepasen los límites establecidos por norma.

Pese a que el diseño se ha realizado para las condiciones críticas, no se puede incluir eventos catastróficos provenientes de un cambio total en las condiciones del subsuelo. Se deberá por lo tanto tomar los mayores cuidados posibles a fin de evitar dichos cambios que pudieran afectar la seguridad de las cimentaciones durante su construcción o su vida útil.

Las fuerzas laterales se originan en las cimentaciones de una edificación durante la vibración sísmica y son transmitidas a través de los puntos de concentración de esfuerzos del proyecto. Un punto débil en este camino de transmisión, o un cambio repentino de rigidez producen una zona de peligro.

## **7. FIRMA DE RESPONSABILIDAD**

Ing. Sebastián Alejandro Pazmiño Dávila

REG. SENESCYT 1079-2020-2167520