

MEGA

Ingeniería de Proyectos

MEMORIA DESCRIPTIVA Y DE CÁLCULO DE ESTRUCTURA VIVIENDA MULTIFAMILIAR EDIFICIO AGUILAR

REV.	DESCRIPCION	REALIZADO POR	REVISADO POR	APROBADO POR	FECHA
A	Emisión Cliente	P.C.M.Z.	J.A.M.G.	J.A.M.G.	07/02/2024

ÍNDICE

I. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO.....	2
- Descripción general	2
- Estructuración.....	2
- Normas	3
- Consideraciones generales de diseño	3
II. MODELO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS SÍSMICO.....	5
- Etapa 1: Peligro Sísmico	5
- Etapa 2: Características del edificio	7
- Etapa 3: Análisis Estructural.....	13
- Etapa 4 (Validación de la estructura)	21
III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	21
a) Diseño de losa aligerada	21
b) Diseño de vigas.....	23
c) Diseño de placas	27
d) Diseño de columnas.....	46
e) Diseño de zapatas.....	50
IV. CONCLUSIONES	52

I. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

- Descripción general

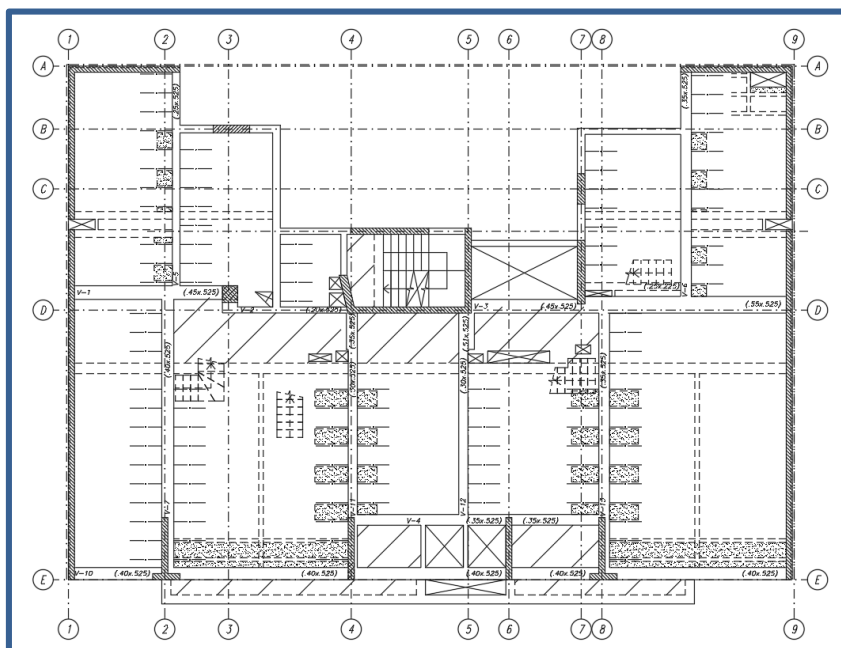
El proyecto consiste en el análisis y diseño de un edificio multifamiliar destinado a viviendas. La edificación cuenta con cisterna, tres sótanos, once pisos y azotea.

El terreno sobre el cual se edificará está ubicado en la calle José Gabriel Aguilar N° 260-270-280 Mz. I lotes 13, 14 y 15, en el distrito de San Miguel, provincia y departamento de Lima.

- Estructuración

La edificación ha sido estructurada para soportar las cargas de gravedad y sísmicas en ambas direcciones; para ello se ha empleado un sistema de muros de concreto armado (placas) en las dos direcciones principales y límites con los vecinos.

Para los techos se empleó prelas aligeradas de 22.5 y 25cm de espesor y prelas macizas de 15 y 20cm de espesor. Estas losas se apoyan sobre vigas de 50 y 52.5cm de peralte, las que a su vez se apoyan sobre las columnas, placas de la edificación.



Planta de encofrado típico

- **Normas**

Para el diseño de los distintos elementos estructurales que conforman la edificación, se utilizaron las siguientes normas técnicas:

E.020 "Norma de Cargas"

E.030 "Norma de Diseño Sismorresistente"

E.050 "Norma de Suelos"

E.060 "Norma de Concreto Armado"

- **Consideraciones generales de diseño**

Materiales utilizados

-Concreto: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

-Acero corrugado: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Peso específico

-Concreto simple 2300 kg/m^3

-Concreto armado 2400 kg/m^3

Carga muerta

Se consideró como carga muerta el peso propio de todos los elementos estructurales y la tabiquería de albañilería.

Carga viva

Se consideró como carga viva las siguientes sobrecargas de acuerdo con lo indicado en la Norma E020 Cargas:

- Estacionamientos: 250 kg/m^2
- Vivienda: 200 kg/m^2
- Azotea: 100 kg/m^2

Combinaciones de cargas

Se utilizaron las siguientes combinaciones de cargas, según lo establece la Norma Técnica E.020 Cargas del Reglamento Nación de Edificaciones

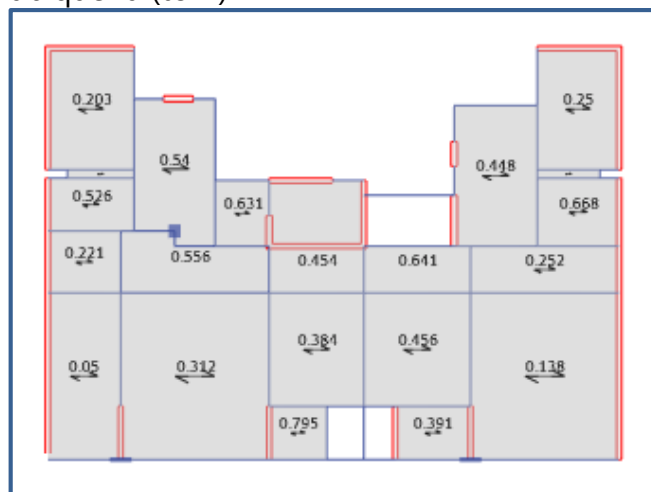
- $1.4 \times D + 1.7 \times L$
- $1.25 \times (D + L) \pm S$
- $0.9 \times D \pm S$

Donde: D = Cargas muertas
 L = Cargas vivas
 S = Cargas de sismo

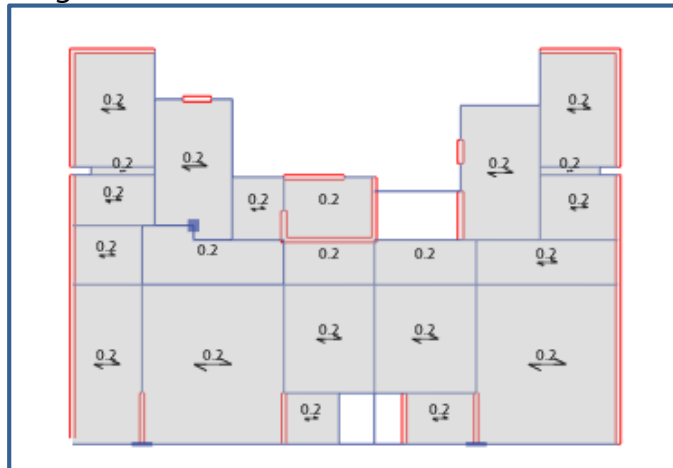
- Carga Muerta (tonf) (peso propio de elementos estructurales y no estructurales)



- Carga de Tabiquería (tonf)



- Carga Viva (tonf)



II. Modelo Estructural y análisis sísmico

a) Análisis sísmico

Para la realización del análisis sísmico se seguirá los lineamientos establecidos en el ANEXO I en la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente.

- **Etapas 1: Peligro Sísmico**
- Paso 1 (Factor de zona Z)



Mapa de zonas sísmicas en el Perú

La ubicación del proyecto es en el departamento de Lima, por ende, el valor utilizado para "Z" es de 0.45

- Paso 2 (Perfil del suelo)

El perfil del suelo o estrato de apoyo de la cimentación es la grava arenosa (GP). El cual es considerado como Perfil Tipo S1: Roca o suelos muy rígidos.

b) Perfil Tipo S₁: Roca o Suelos Muy Rígidos

A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte \bar{v}_s , entre 500 m/s y 1500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimenta sobre:

- b.1) Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada q_{cu} mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²).
- b.2) Arena muy densa o grava arenosa densa, con \bar{N}_{60} mayor que 50.
- b.3) Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condición no drenada \bar{s}_u mayor que 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

- Paso 3 (Parámetros de sitio S, T_P, T_L)

Debido a que el tipo de suelo es el "Tipo S1", los valores de S, T_P y T_L son 1.00, 0.4 y 2.5 respectivamente.

**Tabla N° 3
FACTOR DE SUELO "S"**

SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

**Tabla N° 4
PERÍODOS "T_P" Y "T_L"**

	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

- Paso 4 (Determinación de la función del factor de amplificación "C" versus el periodo T)

Se determinar la función en base al artículo 14

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$$

- **Etap 2: Características del edificio**
- Paso 5 (Categoría de la edificación y factor del uso "U")

Como la edificación a diseñarse está considerado como descripción tienda, esta procede a ser de categoría "C" (Edificaciones comunes) la cual tiene de factor de uso "U" igual a 1.0

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo nomado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
A Edificaciones Esenciales	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado. 	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

- Paso 6 (Sistema estructural)

El proyecto está basado en un sistema estructural de muros estructurales de concreto armado en ambos sentidos.

Artículo 16.- Sistemas Estructurales

16.1. Estructuras de Concreto Armado

Todos los elementos de concreto armado que conforman el sistema estructural sismorresistente cumplen con lo previsto en la Norma Técnica E.060 Concreto Armado del RNE.

- a) **Pórticos.** Por lo menos el 80% de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos se diseñan para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.
- b) Muros Estructurales.** Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base.
- c) **Dual.** Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros es mayor que 20% y menor que 70% del cortante en la base del edificio.
- d) **Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL).** Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa. Con este sistema se puede construir como máximo ocho pisos.

Artículo 17.- Categoría y Sistemas Estructurales

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta se proyecta empleando el sistema estructural que se indica en la Tabla N° 6 y respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla N° 10.

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
A2 (**)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Estructuras de madera Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

- Paso 7 (Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas "R_o")

Dado que el sistema del edificio está basado en muros estructurales de concreto armado se consideró R_o igual a 6.

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción R_o (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albafilería Armada o Confinada	3
Madera	7(**)

(*) Estos coeficientes se aplican únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

(**) Para diseño por esfuerzos admisibles.

- Paso 8 (Factores de Irregularidad I_a , I_p)

Según la Norma E.030 se establecen los siguientes factores de irregularidades.

Irregularidad en altura	Factor I_a
Irregularidad de rigidez (Piso blando)	0.75
Irregularidad extrema de rigidez	0.50
Irregularidad de masa o peso	0.90
Irregularidad de geométrica vertical	0.90
Discontinuidad de los sistemas resistentes	0.80
Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes	0.60
Irregularidad en planta	Factor I_p
Irregularidad torsional	0.75
Irregularidad torsional extrema	0.60
Esquinas entrantes	0.90
Discontinuidad de diafragma	0.85
Sistemas no paralelos	0.90

A continuación, se muestra las verificaciones realizadas para las irregularidades en altura:

<p>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,75
---	-------------

Verificación dirección X-X			Verificación dirección Y-Y		
Piso	Rigidez lateral	Verificación Irr. Rigidez	Piso	Rigidez lateral	Verificación Irr. Rigidez
Piso 11	24321.067	NO APLICA	Piso 11	61105.989	NO APLICA
Piso 10	32755.636	Regular	Piso 10	91914.619	Regular
Piso 9	37556.1	Regular	Piso 9	115490.692	Regular
Piso 8	41018.846	Regular	Piso 8	137286.084	Regular
Piso 7	44879.273	Regular	Piso 7	161883.511	Regular
Piso 6	50706.01	Regular	Piso 6	194127.02	Regular
Piso 5	59104.788	Regular	Piso 5	236613.24	Regular
Piso 4	71033.303	Regular	Piso 4	288476.986	Regular
Piso 3	89109.07	Regular	Piso 3	366674.127	Regular
Piso 2	120458.135	Regular	Piso 2	504295.533	Regular
Piso 1	206879.397	Regular	Piso 1	872337.594	Regular

La estructura cuenta con un sistema resistente continuo en altura, por lo tanto, no presenta irregularidad de resistencia.

<p>Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 26, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
--	-------------

Piso	Diafragma	Masa	Verificación
Piso 1	D1	35.48941	Regular
Piso2	D2	36.14647	Regular
Piso 3	D3	36.14647	Regular
Piso 4	D4	36.14647	Regular
Piso 5	D5	35.49516	Regular
Piso 6	D6	34.84384	Regular
Piso 7	D7	34.84384	Regular
Piso 8	D8	34.84384	Regular
Piso 9	D9	34.84384	Regular
Piso 10	D10	34.72047	Regular
Piso 11	D11	32.7924	Regular

La estructura no presenta irregularidad de masa o peso.

<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0,80
---	-------------

La estructura no presenta irregularidad de discontinuidad en los sistemas resistentes.

A continuación, se muestra las verificaciones realizadas para las irregularidades en planta:

<p>Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	0,75
--	-------------

A continuación, se muestra las verificaciones realizadas para irregularidad torsional.

Verificación torsión dirección X-X				
Piso 11	0.00616	0.00652	1.06	NO TORSION
Piso 10	0.00635	0.00674	1.06	NO TORSION
Piso 9	0.00644	0.00685	1.06	NO TORSION
Piso 8	0.00645	0.00687	1.06	NO TORSION
Piso 7	0.00633	0.00676	1.07	NO TORSION
Piso 6	0.00607	0.00648	1.07	NO TORSION
Piso 5	0.00571	0.00612	1.07	NO TORSION
Piso 4	0.00525	0.00564	1.07	NO TORSION
Piso 3	0.00459	0.00495	1.08	NO TORSION
Piso 2	0.00366	0.00398	1.09	NO TORSION
Piso 1	0.00225	0.00246	1.10	NO APLICA

Verificación torsión dirección Y-Y				
Piso 11	0.00374	0.00393	1.05	NO TORSION
Piso 10	0.00377	0.00395	1.05	NO TORSION
Piso 9	0.00376	0.00392	1.04	NO TORSION
Piso 8	0.00366	0.00382	1.04	NO TORSION
Piso 7	0.00348	0.00362	1.04	NO TORSION
Piso 6	0.00319	0.00331	1.04	NO APLICA
Piso 5	0.00284	0.00295	1.04	NO APLICA
Piso 4	0.00251	0.00261	1.04	NO APLICA
Piso 3	0.00211	0.00218	1.04	NO APLICA
Piso 2	0.00162	0.00167	1.04	NO APLICA
Piso 1	0.00098	0.00100	1.03	NO APLICA

La estructura no presenta irregularidad por torsión.

<p>Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	0,90
--	-------------

Eje	Esquina entrante	Longitud total	Porcentaje	Verificación
X	16.52	23.88	69%	Irr. Esquinas entrantes
Y	8.74	16.95	52%	Irr. Esquinas entrantes

La estructura si presenta irregularidad por esquinas entrantes.

<p>Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	0,85
---	-------------

La estructura no presenta irregularidad por discontinuidad por diafragma.

<p>Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.</p>	0,90
--	-------------

La estructura no presenta irregularidad por sistemas no paralelos

Finalmente, se concluye que la estructura es irregular por esquinas entrantes.

- Paso 9 (Restricciones a la irregularidad)

Con lo descrito anteriormente: La categoría "C", la zona Z4 y sin irregularidades extremas se cumple con la tabla N°10 del Artículo 21.

Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

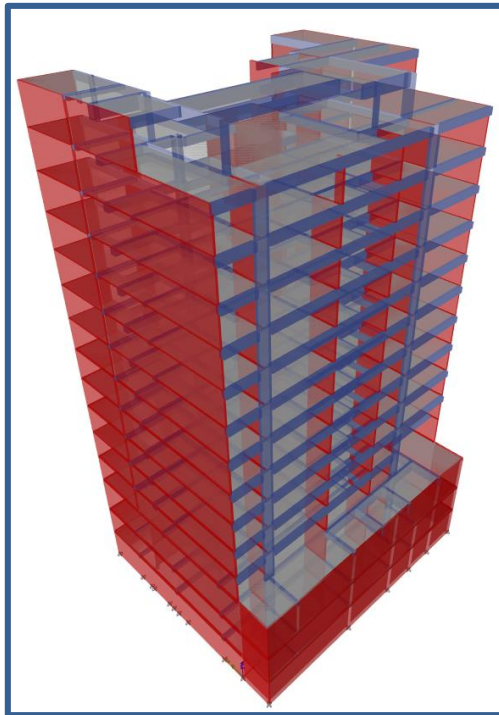
- Paso 10 (Coeficiente de reducción de la fuerza Sísmica R)

$$\begin{aligned}
R &= R_o \times I_a \times I_p \\
&= 6.0 \times 1.0 \times 0.9 = 5.4
\end{aligned}$$

- **Etapla 3: Análisis Estructural**

- Paso 11 (Modelo de análisis)

Se realizó un modelo tridimensional de la estructura.



Modelo de estructuras tridimensional

- Paso 12 (Estimación del Peso "P")
Para la estimación del peso se consideró dentro del programa ETABS una masa equivalente al peso total por cargas permanentes y un 25% de la carga viva sobre la estructura, tal cual lo estipula la norma en el artículo 26.

Artículo 26.- Estimación del Peso (P)

El peso (P) se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determina de la siguiente manera:

- a) En edificaciones de las categorías A y B, se toma el 50% de la carga viva.
- b) En edificaciones de la categoría C, se toma el 25% de la carga viva.**
- c) En depósitos, se toma el 80% del peso total que es posible almacenar.
- d) En azoteas y techos en general se toma el 25% de la carga viva.

El peso de la estructura es de 1673 ton.

- Paso 13 (Procedimientos de Análisis Sísmico)

Análisis Estático

A continuación, se procederá a calcular el cortante estático en la base, para el cual se determinará el valor de C con los periodos de la estructura.

	Periodo (s)
Dirección X-X	1.05
Dirección Y-Y	0.55

Con los periodos obtenidos anteriormente, se procede a calcular el valor del factor de amplificación sísmica (C)

	Valor "C"
Dirección X-X	0.96
Dirección Y-Y	1.81

Con los valores de "C" se obtienen los valores de las cortantes estáticas.

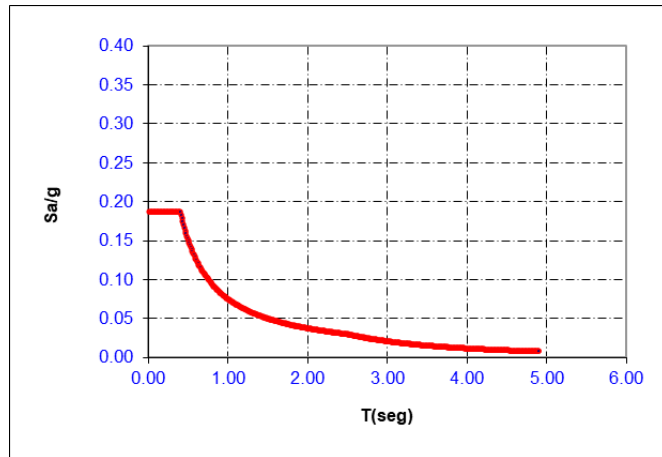
$$V_x = 311 \text{ ton}$$

$$V_y = 586 \text{ ton}$$

b) Análisis Dinámico

Calcular el espectro inelástico de pseudo aceleraciones

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$



Función del espectro del sismo

Con el cual se determinarán los valores de las cortantes dinámicas en ambas direcciones con sus respectivos factores de amplificación de fuerzas.

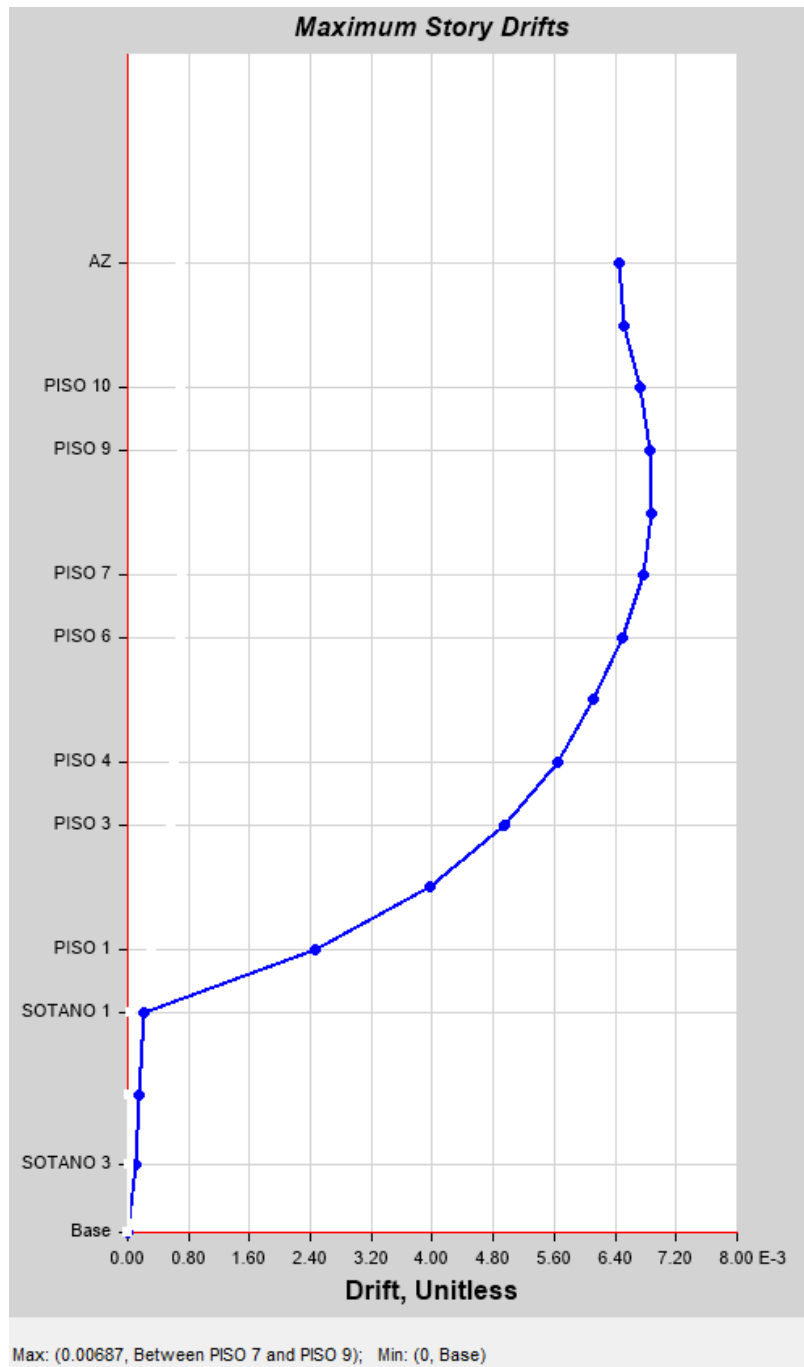
	Cortante Dinámica (ton)
Dirección X-X	241
Dirección Y-Y	430

Con estos valores de cortantes dinámicas se proceden a amplificar al 80% de las cortantes estáticas en sus direcciones correspondientes y se determinan los factores de amplificación

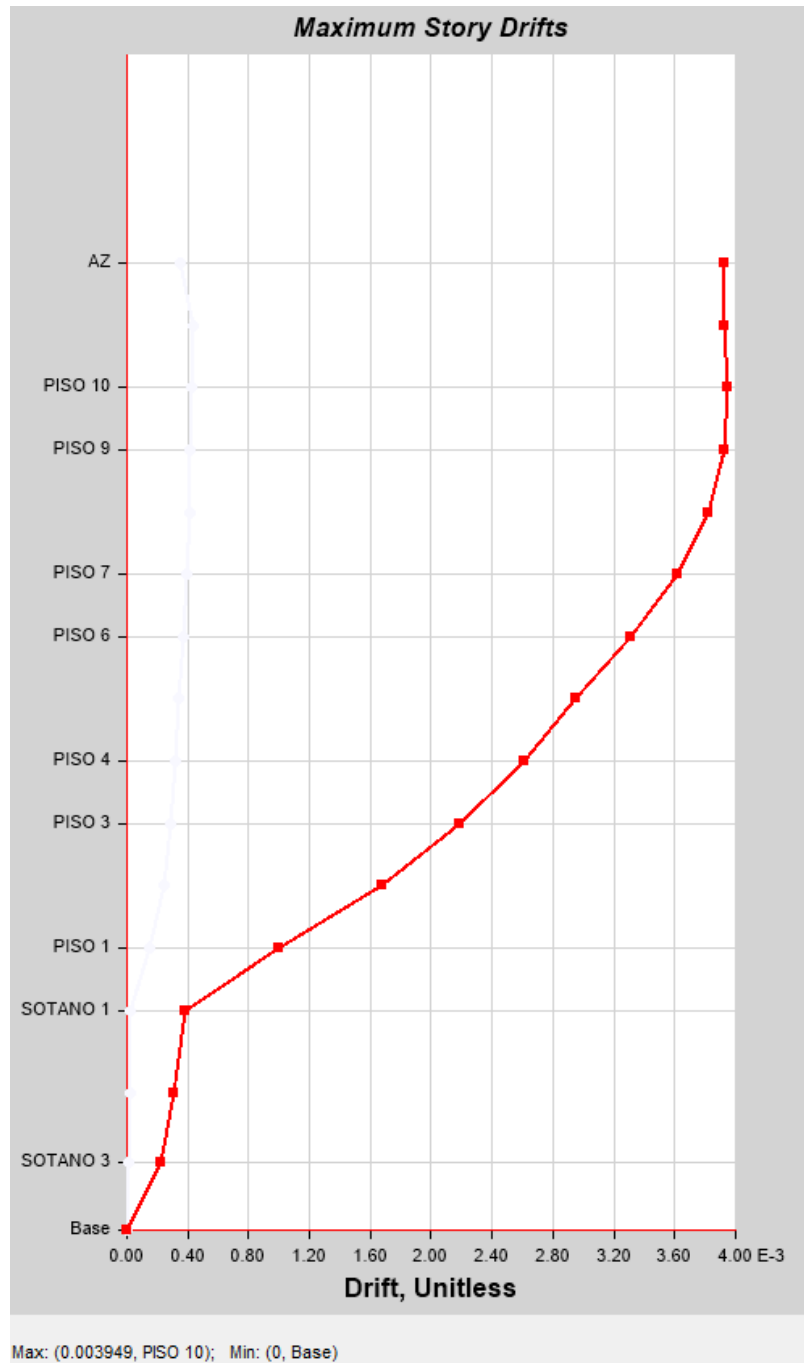
	V al 80% Est (ton)
Dirección X-X	280
Dirección Y-Y	528

	Factor de amplificación
Dirección X-X	1.16
Dirección Y-Y	1.23

- Derivas
En la dirección X-X

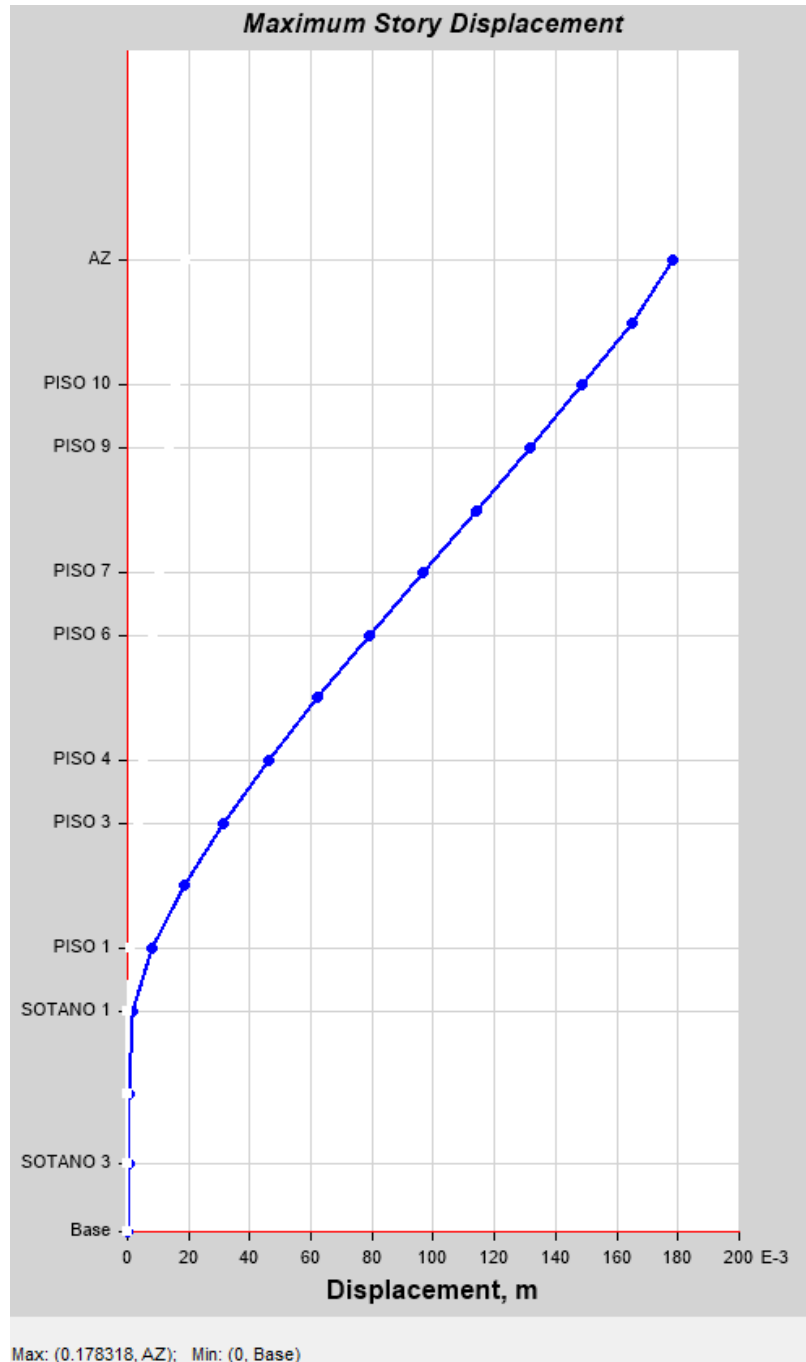


En la dirección Y-Y

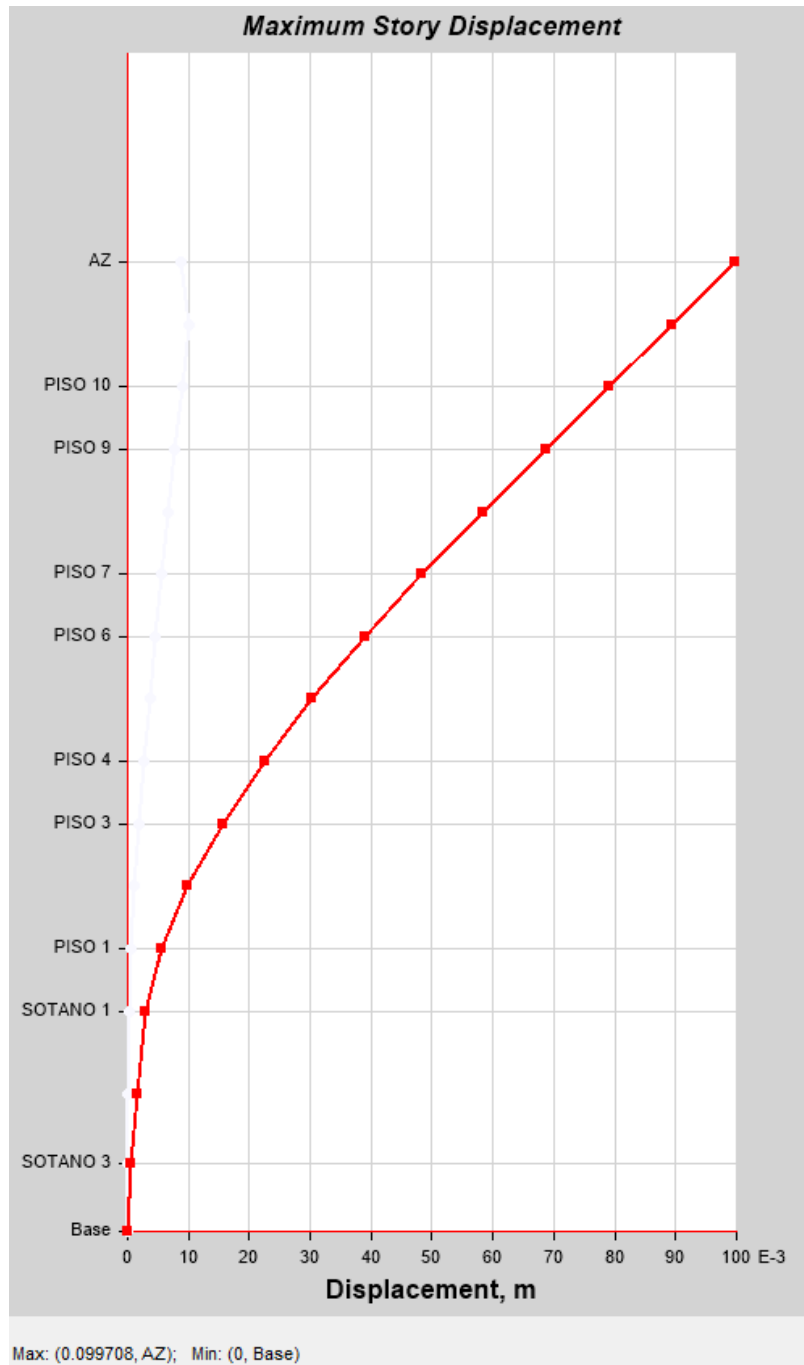


- Desplazamiento máximo

En la dirección X-X



En la dirección Y-Y



- **Etapa 4 (Validación de la estructura)**

De acuerdo con los resultados mostrados líneas arriba se verifican los pasos 14, 15, 16 y 17 indicados en el Anexo 1 de la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente.

- Paso 18 (Separación entre Edificios)

La separación entre edificios no es menor que:

- a) $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos
- b) $0.006 \times h \geq 0.03 \text{ m}$ (19.08 cm)

Dirección X-X

El retiro de los límites de propiedad no debe de ser menor:

- a) $2/3$ del desplazamiento máximo obtenido = $2 / 3 \times 17.8 = 11.87 \text{ cm}$
- b) $s / 2 = 19.08 / 2 = 9.54 \text{ cm}$

Dirección Y-Y

El retiro de los límites de propiedad no debe de ser menor:

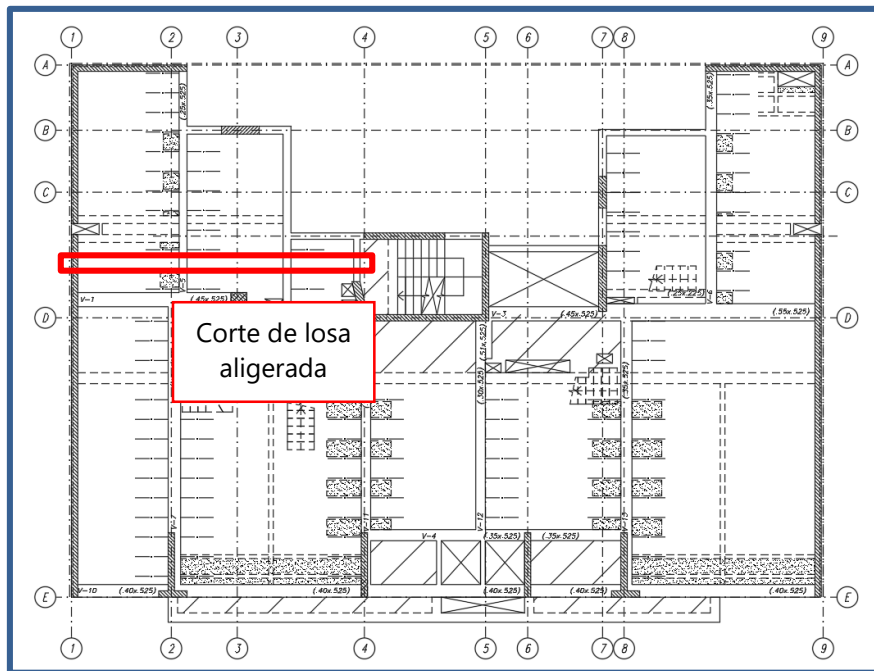
- a) $2/3$ del desplazamiento máximo obtenido = $2 / 3 \times 9.97 = 6.65 \text{ cm}$
- b) $s / 2 = 19.08 / 2 = 9.54 \text{ cm}$

Finalmente, se concluye que la estructura cumple con los requerimientos indicados en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

III. Análisis y diseño de elementos estructurales

a) Diseño de losa aligerada

En la siguiente imagen se muestra el encofrado de piso típico donde se indica el corte de una losa aligerada a verificar:



A continuación, se muestran los diagramas de momentos flector y fuerzas cortantes de la vigueta:

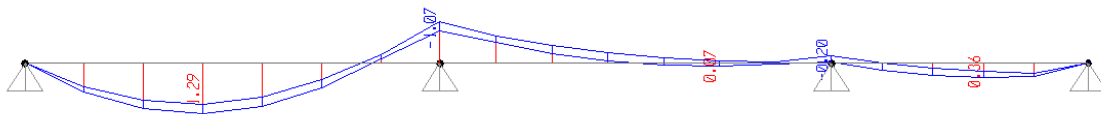


Diagrama de momentos flectores (carga muerta, viva)

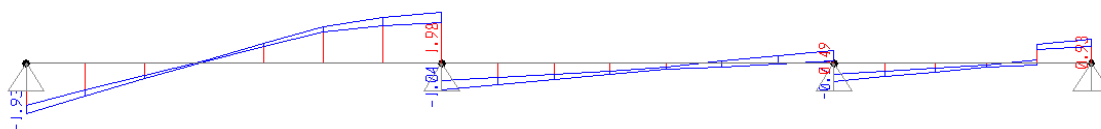
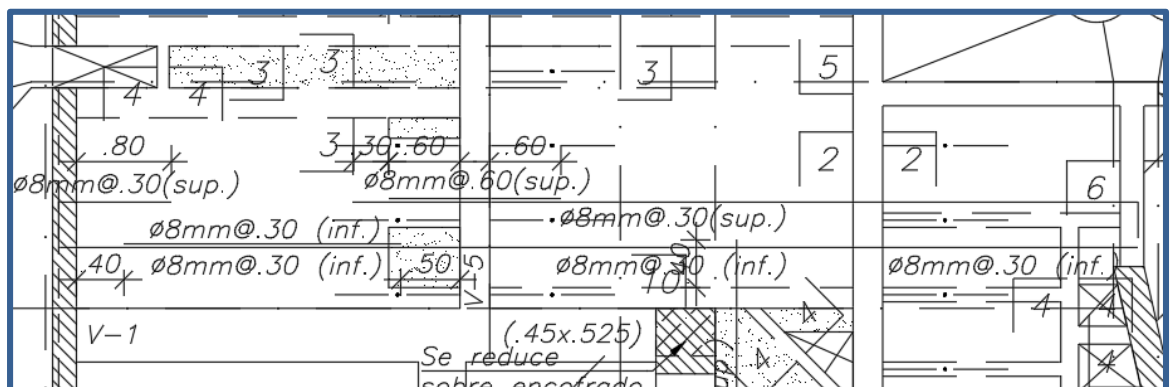


Diagrama de fuerzas cortantes (carga muerta, viva)

A continuación, se muestra el detalle de acero de la prelosa aligerada.



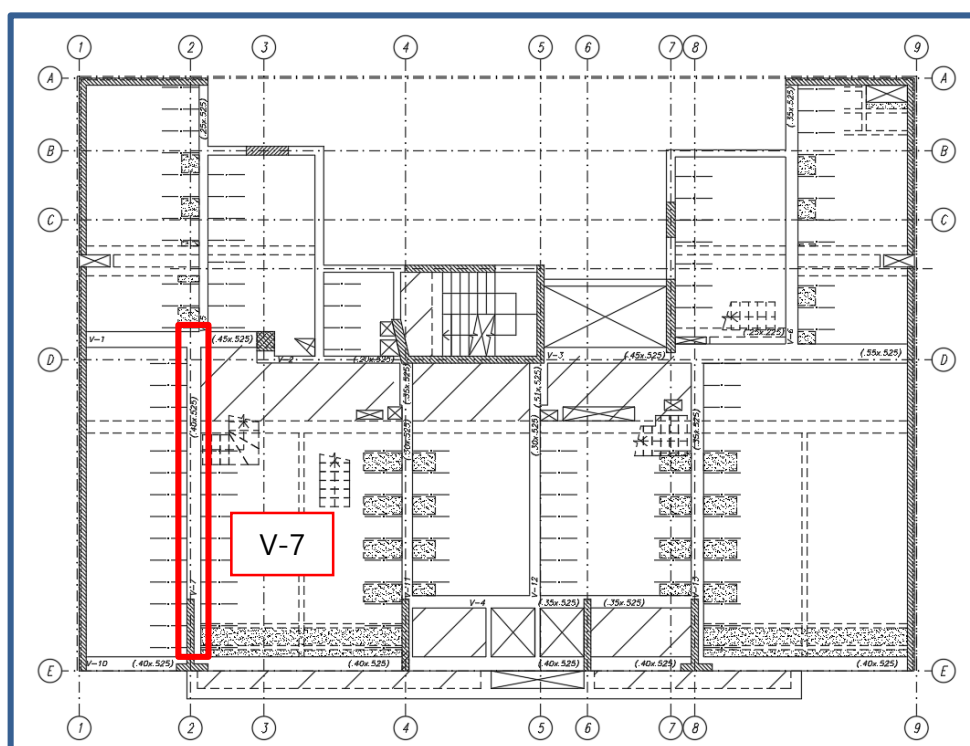
En la siguiente tabla se muestra la verificación de la prelosa aligerada.

TRAMOS	1			2			3		
Mu-	0.00		1.07	1.07		0.20	0.20		0.00
Mu+		1.29			0.07			0.36	
b cortante (cm)	12	12	12	12	12	12	12	12	12
b flexión (cm)	63	63	63	63	63	63	63	63	63
d (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20
f'c	210	210	210	210	210	210	210	210	210
ku	0.0	5.4	4.5	4.5	0.3	0.8	0.8	1.5	0.0
w	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
ro	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
As nec.	0.0	1.8	1.5	1.5	0.1	0.3	0.3	0.5	0.0
As (sup.)	0.0		1.47			0.3			0.0
As (inf.)		1.78			0.1			0.5	
As col (cm2)		1.92	1.50			1.00			1.42
Vu	1.64		1.98	1.04		0.49	0.70		0.93
∅VC	1.68		1.68	1.68		1.68	1.68		1.68
∅VC>Vu	ok		ensanche	ok		ok	ok		ok

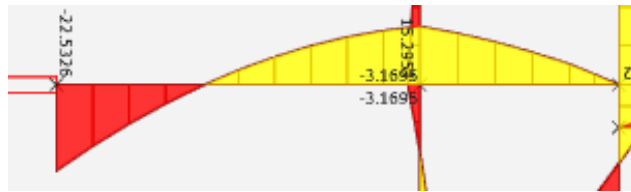
Como se puede observar en la tabla *el diseño es adecuado y cuenta con la resistencia requerida.*

b) Diseño de vigas

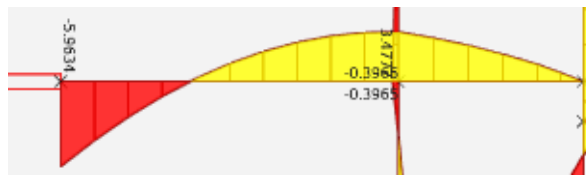
En la siguiente imagen se muestra un encofrado típico donde se indica la viga V-7 a verificar:



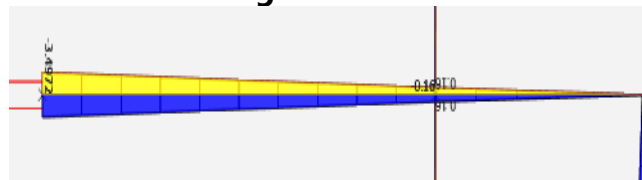
A continuación, se muestran los diagramas de momentos flector y fuerzas cortantes de la viga:



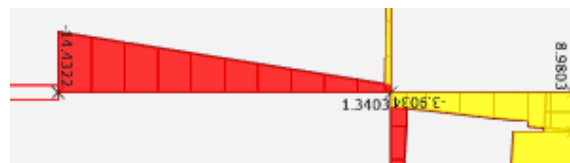
Carga muerta



Carga viva



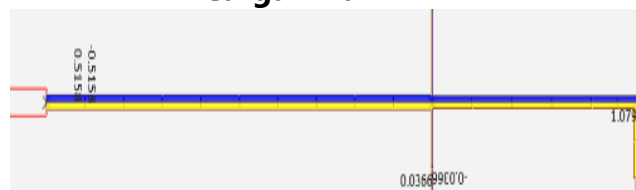
Carga de sismo
Diagrama de momentos flectores



Carga muerta



Carga viva



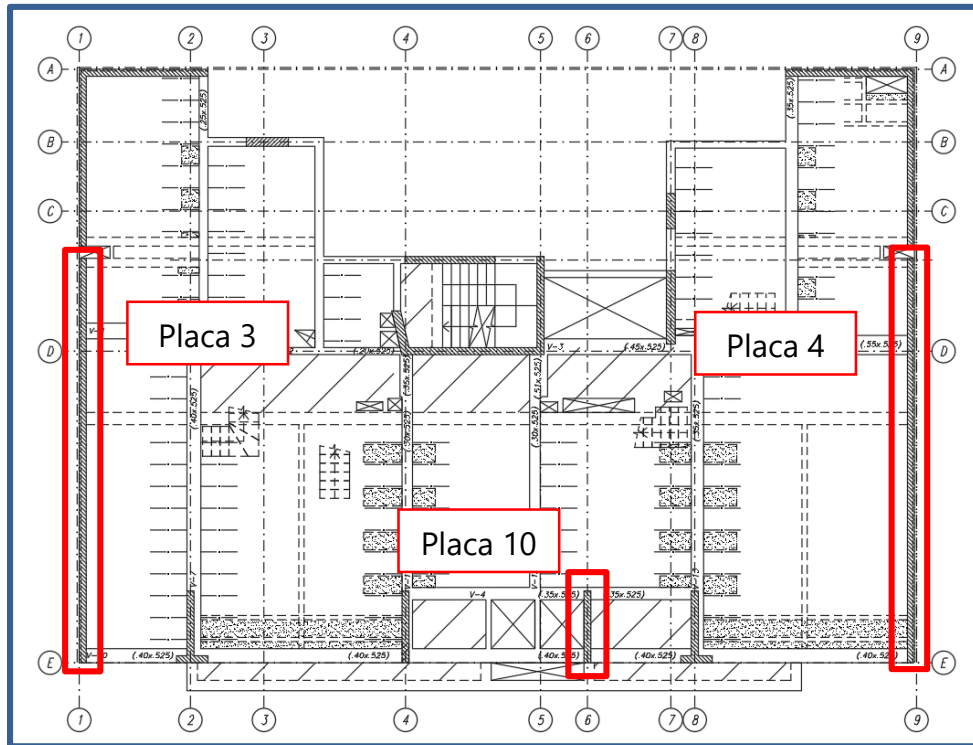
Carga de sismo
Diagrama de fuerzas cortantes

En la siguiente tabla se muestra la verificación de la viga V-7

	TRAMO 1	L=	7.3
L (m)	7.3	7.3	7.3
b (cm)	40	40	40
d (cm)	44.5	44.5	44.5
d' (cm)	8	8	8
A's- (cm ²)	11.36	11.36	11.36
A's+ (cm ²)	30.72	22.72	11.36
f'c (kg/cm ²)	210	210	210
fy (kg/cm ²)	4200	4200	4200
β1	0.85	0.85	0.85
φ	0.9	0.9	0.9
MD (ton.m)(-+-)	22.53	15.3	
VD (ton)	14.43		8.98
ML (ton.m)(-+-)	5.96	3.48	
VL (ton)	4.15		2
MS (ton.m)(+-)	3.5		
VS (ton)	0.52		0.43
M 1.4D+1.7L (ton.m)	41.674	27.34	0
M 1.25(D+L)+S (ton.m)	39.1125	23.48	0
M 0.9D+S (ton.m)	23.777	13.77	0
M 1.25(D+L)-S (ton.m)	32.1125	23.48	0
M 0.9D-S (ton.m)	16.777	13.77	0
ENV M- (ton.m)	41.674	0.00	0
ENV M+ (ton.m)	0	27.34	0
V 1.4D+1.7L (ton.m)	27.257		15.972
V 1.25(D+L) (ton.m)	23.225		13.725
As máx (sin A's)	28.37	28.37	28.37
a	16.69	16.69	16.69
Mn1 (sin A's)	43.08	43.08	43.08
f's	4200	4200	4200
Mn2 (As'-) (ton.m)	17.41	17.41	17.41
Mn2 (As'+) (ton.m)	47.09	34.83	17.41
Mn1 + Mn2 (As'-) (ton.m)	60.49	60.49	60.49
Mn1 + Mn2 (As'+) (ton.m)	90.17	77.91	60.49
M máx. (-) (ton.m)	54.45	54.45	54.45
M máx. (+) (ton.m)	81.16	70.12	54.45
ku-	53	0	0
ku+	0	35	0
w-	0.244	0.000	0.000
w+	0.000	0.150	0.000
ro-	1.63%	0.00%	0.00%
ro+	0.00%	1.00%	0.00%
As nec.- (cm ²)	28.9	0.0	0.0
As nec.+ (cm ²)	0.0	17.8	0.0
As col.- (cm ²)	30.72	11.36	11.36
As col.+ (cm ²)	11.36	22.72	11.36
ro-	1.73%	0.64%	0.64%
ro+	0.64%	1.28%	0.64%
w-	0.259	0.096	0.096
w+	0.096	0.191	0.096
	0.219	0.090	0.090
	0.090	0.170	0.090
Mn (-) (ton.m)	48.6	20.0	20.0
Mn (+) (ton.m)	20.0	37.7	20.0
Vu cap. (ton)	24.525		14.8
ENV Vu (ton)	27.257		15.972
ØVC	11.6		11.6
Vs	18.4		5.1
Ramas	2		2
s-8mm	10.2		36.5
s-3/8	14.4		51.8
s-1/2	26.2		94.2
s-5/8	40.4		145.3
Vu max	57.0		57.0

c) Diseño de placas

En la siguiente imagen se muestra un encofrado donde se indica las placas a verificar:



PLACA 10

A continuación, se muestran las cargas obtenidas del análisis de la placa 10:

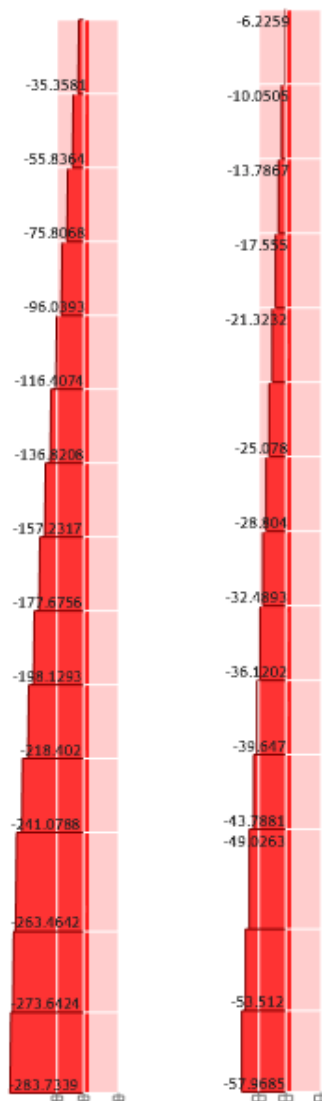


Diagrama de cargas axiales de la Placa 10

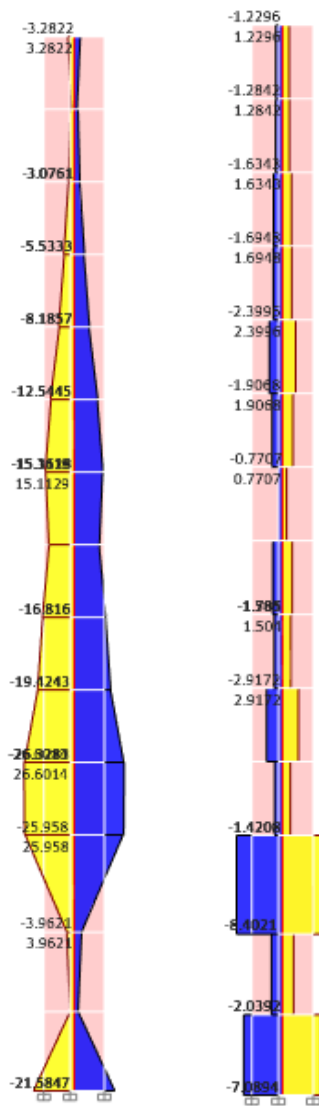
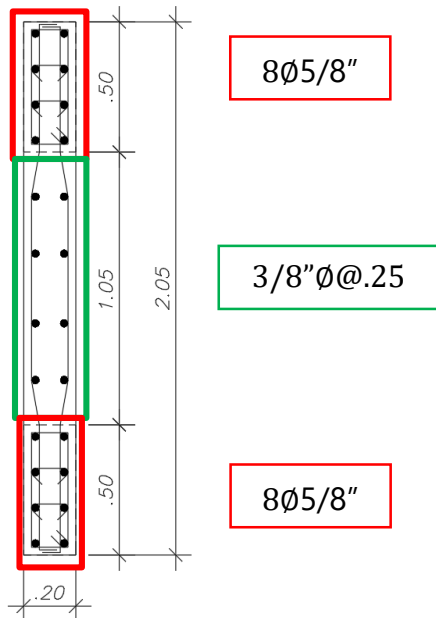


Diagrama de fuerzas cortantes y momento flector de la Placa 10

A continuación, se muestra el detalle de acero de la placa 10:

Acero distribuido horizontal y vertical



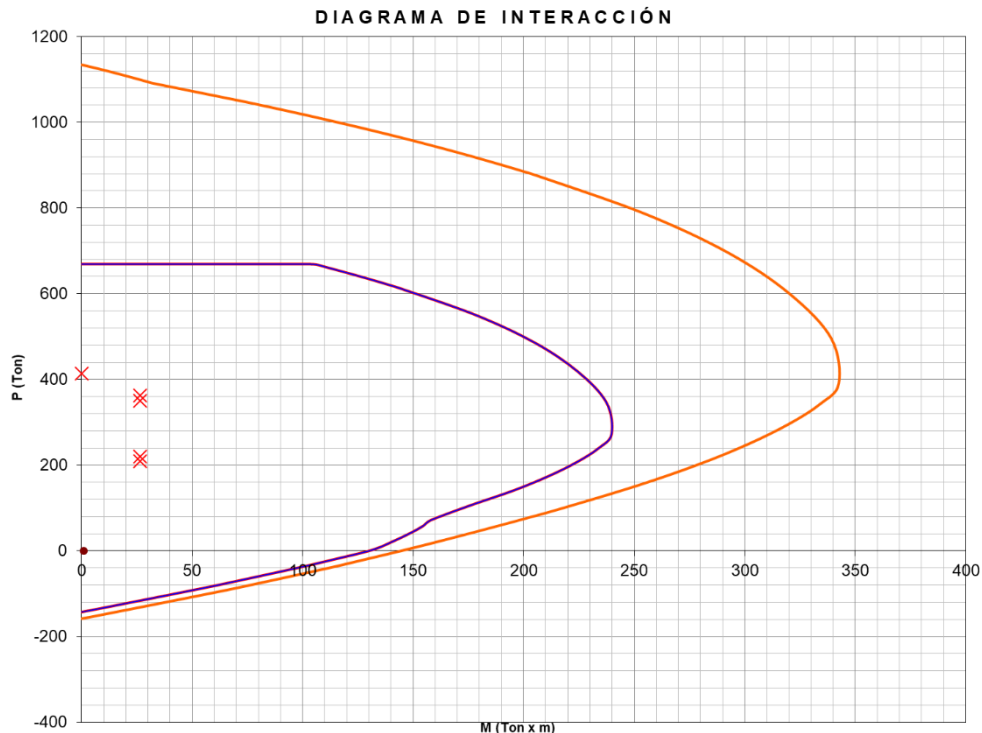
Acero distribuido horizontal: $\varnothing 3/8''$ espaciado cada 25 cm

Acero distribuido vertical: $\varnothing 3/8''$ espaciado cada 25 cm

En la siguiente imagen se muestran las cargas y combinaciones de carga obtenidas del análisis:

	CARGAS		
	P	M	V
	Ton	Ton.m	Ton
Muerta	238.3		
Viva	46.8		
Sismo	6	26.6	8.4
1.4M+1.7V	413	0	0
1.25(M+V)+S	362	27	8
1.25(M+V)-S	350	27	8
0.9M+S	220	27	8
0.9M-S	208	27	8

En la siguiente imagen se muestra el diagrama de interacción de la placa



Como se puede observar, las combinaciones para carga muerta, viva y sismo se encuentran dentro del diagrama de interacción. Por tanto, el diseño es adecuado y cuenta con la resistencia requerida.

A continuación, se demuestra la verificación por cortante de la placa 10:

DISEÑO POR CORTE			
	1.25(M+V)+S	1.25(M+V)-S	0.9M-S
¿Capacidad?		SI	
Escala	3.00	3.00	3.00
Vcap (ton)	130.80	130.80	130.80
alpha	0.53	0.53	0.53
Vc (ton)	104.45	104.45	104.45
f Vc	88.79	88.79	88.79
fVn máx.	443.93	443.93	443.93
VS (ton)	49.43	49.43	49.43
Nº de capas	2		
s (3/8") (cm)	82.0	82.0	82.0
s (1/2") (cm)	149.1	149.1	149.1
s (5/8") (cm)	231.1	231.1	231.1

En el recuadro rojo se encierra el espaciamiento requerido por cortante para varillas de 3/8"; sin embargo, el acero indicado en el detalle de la placa 1 es de 8mm espaciado a 20 cm.

PLACA 3

Para la placa 3 se realizará la verificación a partir del piso 6 donde presenta espesor de 15cm.

Según el artículo 21.9 de la Norma E0.60, el espesor de placas no deberá ser menor de 1/25 de la altura entre elementos que proporcionen apoyo lateral. Al tener una altura de entrepiso de 2.65m se obtiene un espesor mínimo de placas de 10.6cm ó 15cm (el mayor entre ambos). Esta placa cuenta con el espesor mínimo especificado en la norma.

Según el artículo 10.11 de la Norma E0.60, se realizará la verificación por efectos de esbeltez y pandeo lateral, donde se calculará la esbeltez que debe ser menor de 100 y el índice de estabilidad del entrepiso, si este valor es menor de 0.06 se considerará el entrepiso como arriostrado.

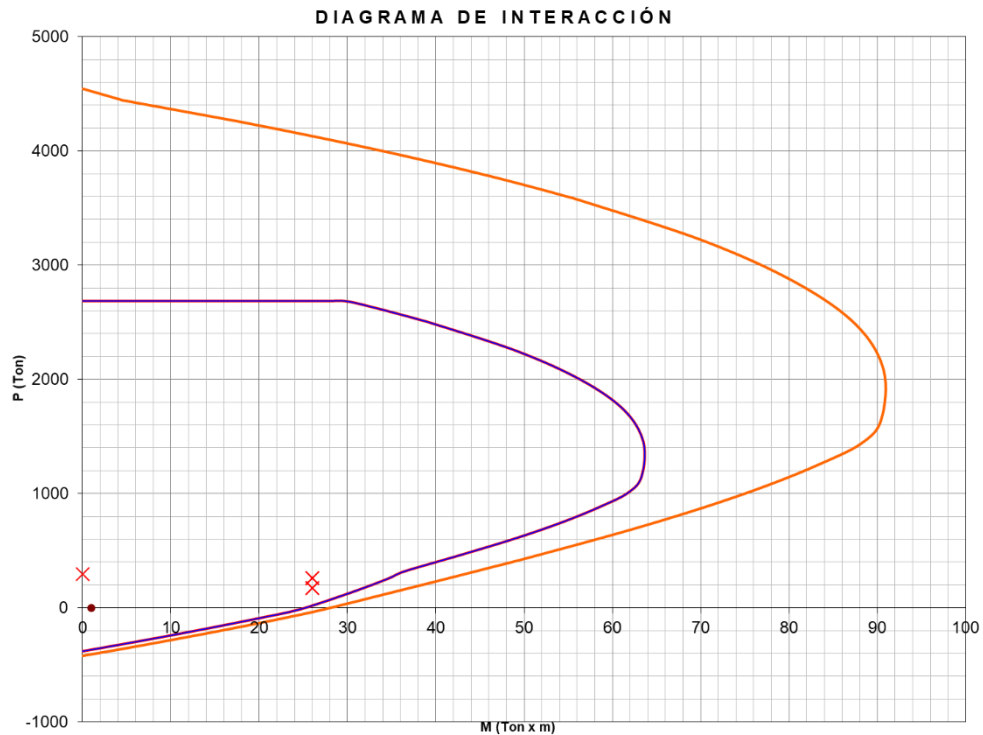
Lu	2.425	m	Distancia entre apoyos
r	0.045	m	radio de giro
kl/r	53.89		Esbeltez < 100

ΣPu	2782.43	ton	Sumatoria de cargas de gravedad amplificadas
Δo	0.0105	m	Desplazamiento relativo
Vus	185.36	ton	Fuerza cortante amplificada
he	2.65	m	Altura de entrepiso
Q	0.059		Índice de estabilidad

Al obtener un valor de índice de estabilidad menor a 0.06 se considerará el entrepiso como arriostrado y se calculará el momento magnificado de diseño considerando los efectos de pandeo lateral.

Pu	261	ton	Carga axial amplificada
h	2.425	m	distancia entre apoyos
Mmin	22.90	ton.m	Momento amplificado mínimo
Pc	2445.13	ton	Carga crítica de pandeo
Cm	1.00		Factor de relación de momentos
δns	1.17		Factor de amplificación de momentos
Mc	26.70	ton.m	Momento magnificado

A continuación, se muestra el diagrama de interacción para la carga axial amplificada y el momento magnificado (efectos de segundo orden fuera del plano de la placa).



Como se puede observar, la carga axial amplificada y el momento magnificado se encuentran dentro del diagrama de interacción. Por tanto, el diseño es adecuado para efectos de segundo orden.

A continuación, se realizará la verificación de resistencia por flexocompresión en el plano de la placa, en las siguientes imágenes se muestran las cargas obtenidas del análisis:

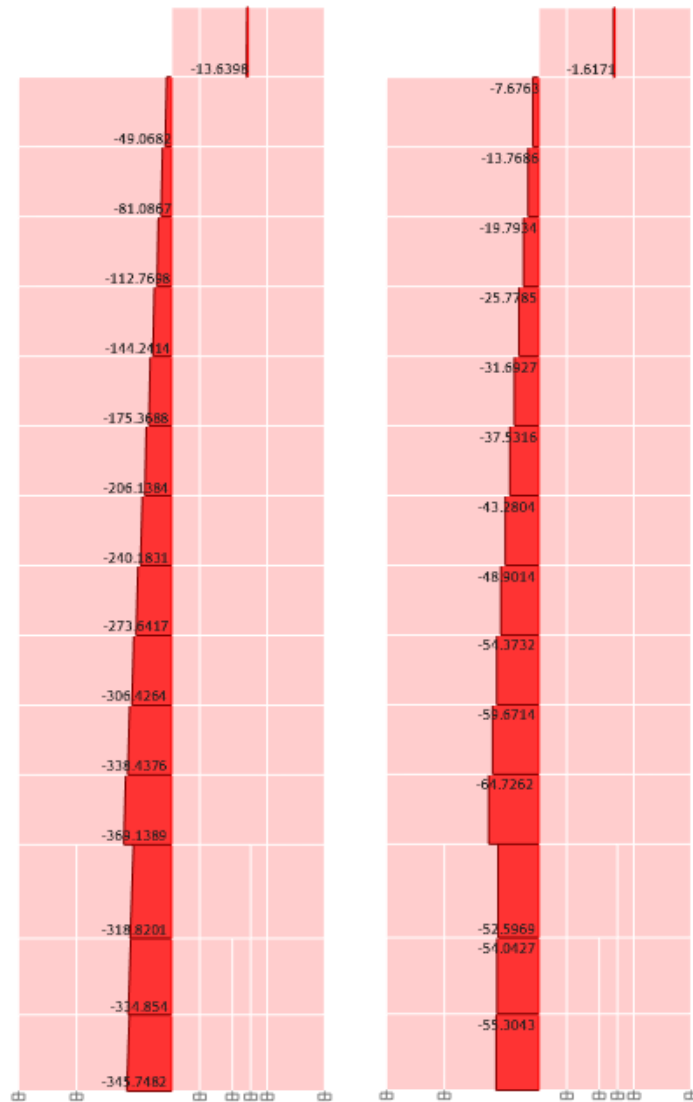


Diagrama de cargas axiales de la Placa 3

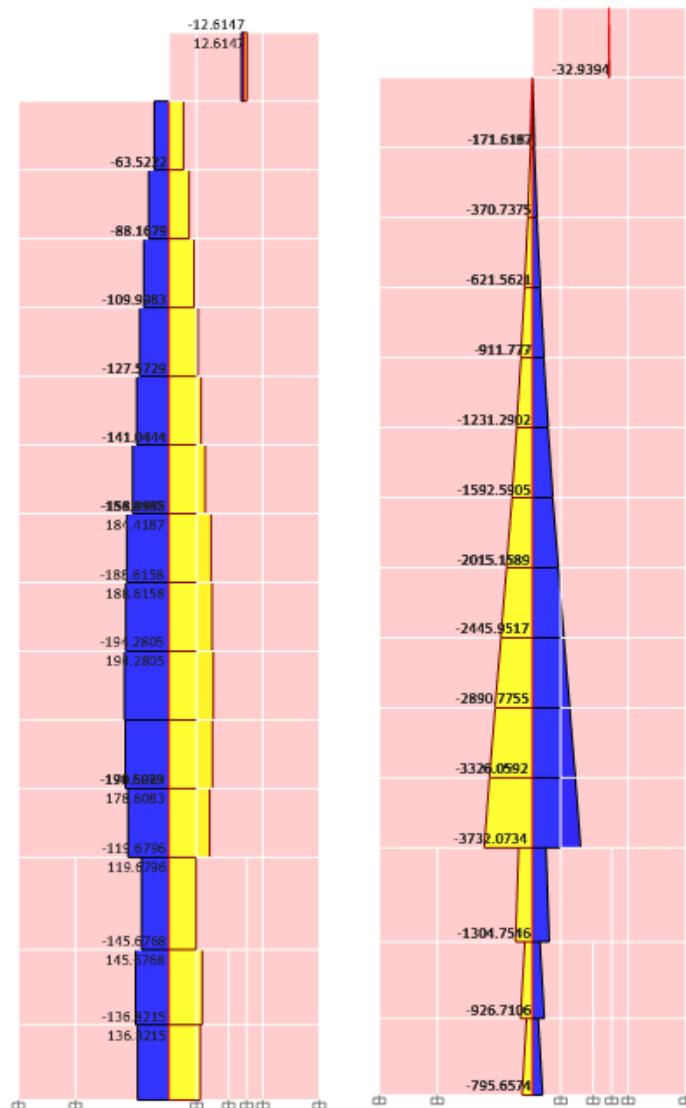
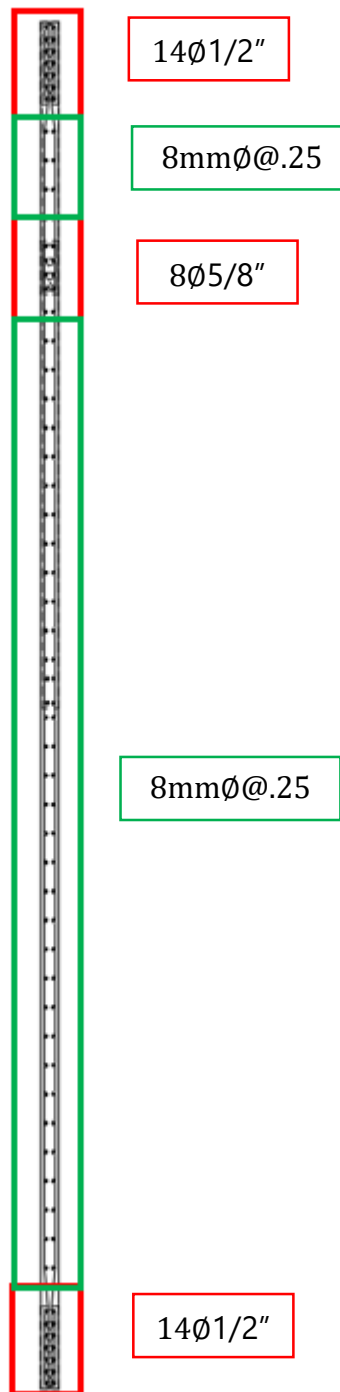


Diagrama de fuerzas cortantes y momento flector de la Placa 3

A continuación, se muestra el detalle de acero de la placa 3 para el piso 6:



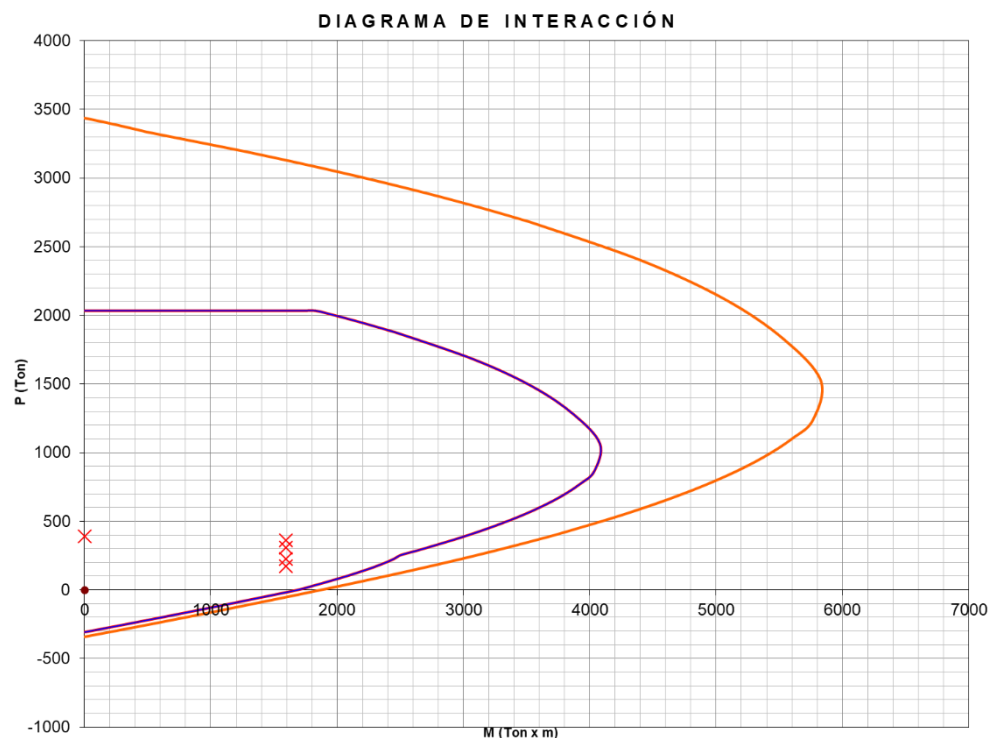
Acero distribuido horizontal: Ø8mm espaciado cada 25 cm

Acero distribuido vertical: Ø8mm espaciado cada 25 cm

En la siguiente imagen se muestran las cargas y combinaciones de carga obtenidas del análisis para el piso 6:

	CARGAS		
	P	M	V
	Ton	Ton.m	Ton
Muerta	221.1		
Viva	46.2		
Sismo	26.2	1592.6	198.625
1.4M+1.7V	388	0	0
1.25(M+V)+S	360	1593	199
1.25(M+V)-S	308	1593	199
0.9M+S	225	1593	199
0.9M-S	173	1593	199

En la siguiente imagen se muestra el diagrama de interacción de la placa 3 para el piso 6:



Como se puede observar, las combinaciones para carga muerta, viva y sismo se encuentran dentro del diagrama de interacción. Por tanto, el diseño es adecuado y cuenta con la resistencia requerida.

A continuación, se demuestra la verificación por cortante de la placa 3 para el piso 6:

DISEÑO POR CORTE			
	1.25(M+V)+S	1.25(M+V)-S	0.9M-S
¿Capacidad?		NO	
Escala	1.00	1.00	1.00
Vcap (ton)	198.63	198.63	198.63
alpha	0.53	0.53	0.53
Vc (ton)	133.06	133.06	133.06
f Vc	113.10	113.10	113.10
fVn máx.	565.52	565.52	565.52
VS (ton)	100.61	100.61	100.61
Nº de capas	2		
s (8mm)(cm)	48.2	48.2	48.2
s (3/8")(cm)	68.5	68.5	68.5
s (1/2")(cm)	124.4	124.4	124.4

En tabla se muestra rojo se encierra el espaciamiento requerido por cortante para varillas de 8mm; sin embargo, el acero indicado en el detalle de la placa 3 es de 8mm espaciado a 25 cm para el piso 6.

PLACA 4

Para la placa 4 se realizará la verificación a partir del piso 6 donde presentan espesor de 15cm.

Según el artículo 21.9 de la Norma E0.60, el espesor de placas no deberá ser menor de 1/25 de la altura entre elementos que proporcionen apoyo lateral. Al tener una altura de entrepiso de 2.65m se obtiene un espesor mínimo de placas de 10.6cm ó 15cm (el mayor entre ambos). Esta placa cuenta con el espesor mínimo especificado en la norma.

Según el artículo 10.11 de la Norma E0.60, se realizará la verificación por efectos de esbeltez y pandeo lateral, donde se calculará la esbeltez que debe ser menor de 100 y el índice de estabilidad del entrepiso, si este valor es menor de 0.06 se considerará el entrepiso arriostrado.

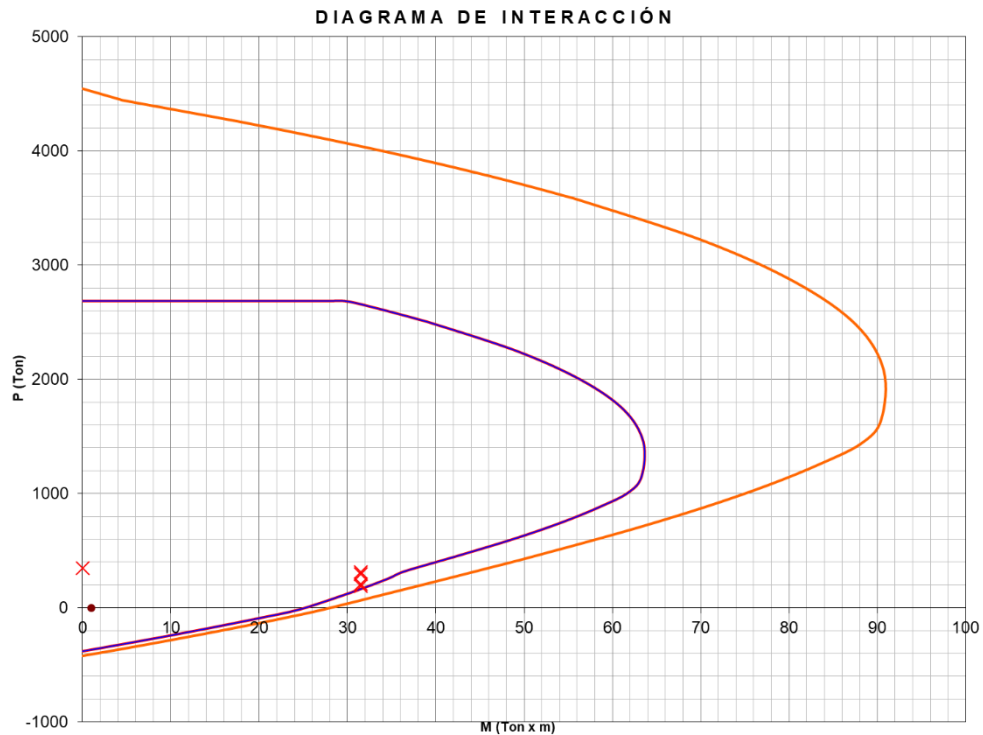
Lu	2.425	m	Distancia entre apoyos
r	0.045	m	radio de giro
kl/r	53.89		Esbeltez < 100

ΣPu	2782.43	ton	Sumatoria de cargas de gravedad amplificadas
Δo	0.0105	m	Desplazamiento relativo
Vus	185.36	ton	Fuerza cortante amplificada
he	2.65	m	Altura de entrepiso
Q	0.059		Índice de estabilidad

Al obtener un valor de índice de estabilidad menor a 0.06 se considerará el entrepiso como arriostrado y se calculará el momento magnificado de diseño considerando los efectos de pandeo lateral.

Pu	302	ton	Carga axial amplificada
h	2.43	m	distancia entre apoyos
Mmin	26.33	ton.m	Momento amplificado mínimo
Pc	2443.49	ton	Carga crítica de pandeo
Cm	1.00		Factor de relación de momentos
δns	1.20		Factor de amplificación de momentos
Mc	31.48	ton.m	Momento magnificado

A continuación, se muestra el diagrama de interacción para la carga axial amplificada y el momento magnificado (efectos de segundo orden fuera del plano de la placa).



Como se puede observar, la carga axial amplificada y el momento magnificado se encuentran dentro del diagrama de interacción. Por tanto, el diseño es adecuado para efectos de segundo orden.

A continuación, se realizará la verificación de resistencia por flexocompresión en el plano de la placa, en las siguientes imágenes se muestran las cargas obtenidas del análisis:

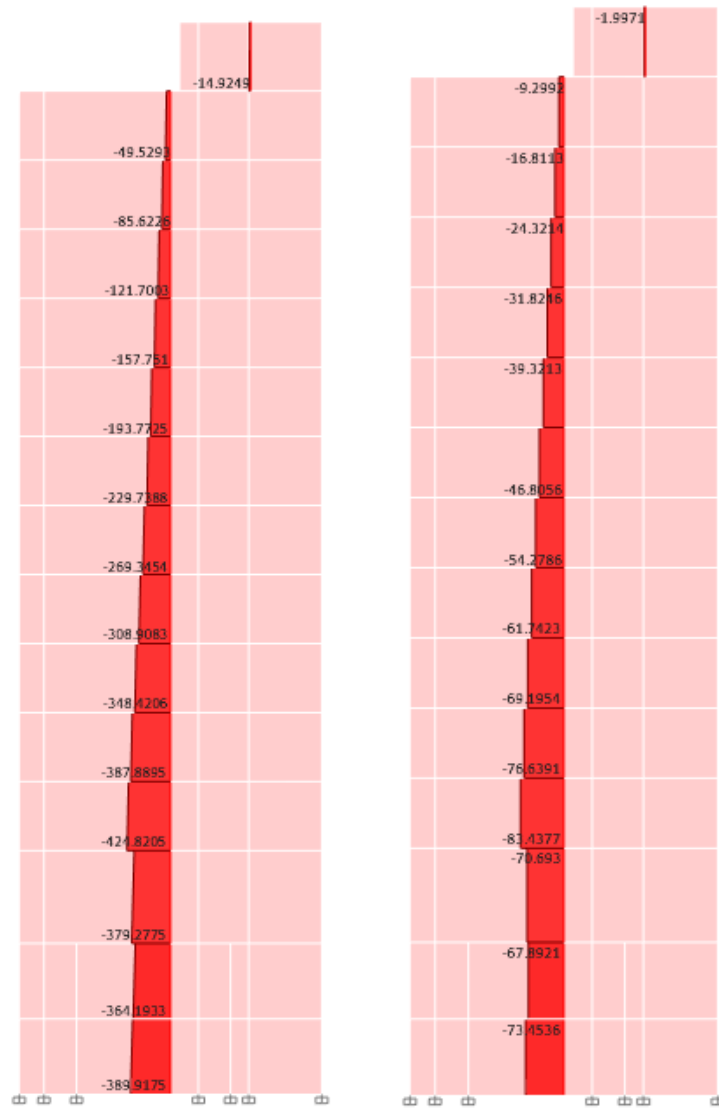


Diagrama de cargas axiales de la Placa 4

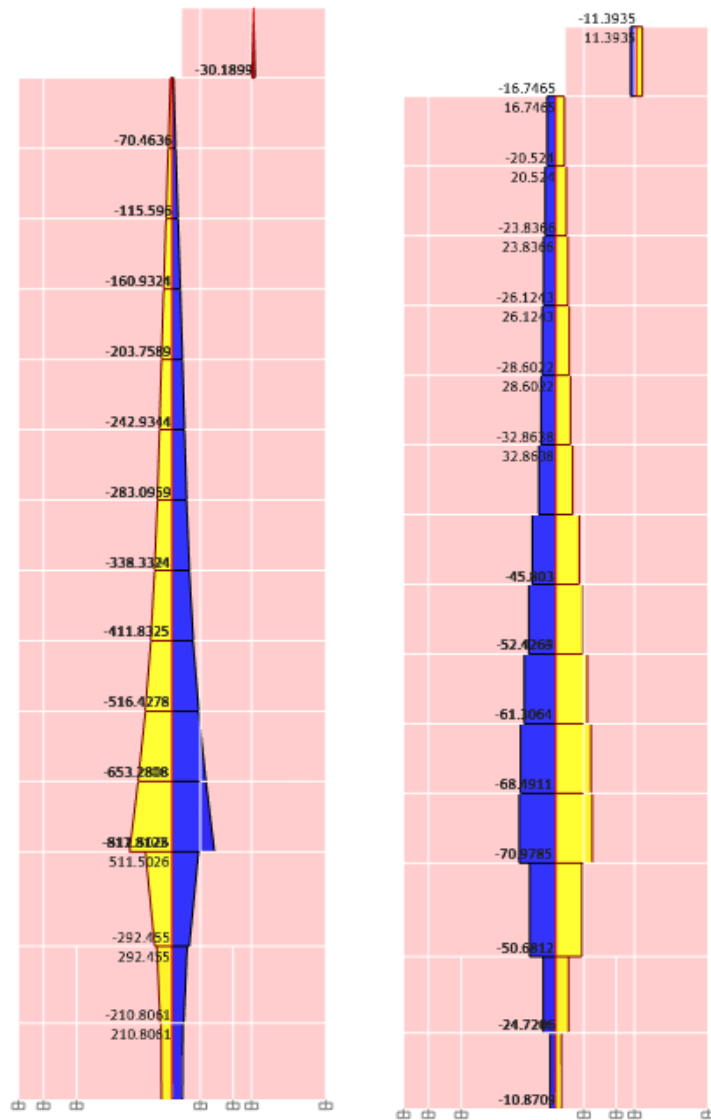
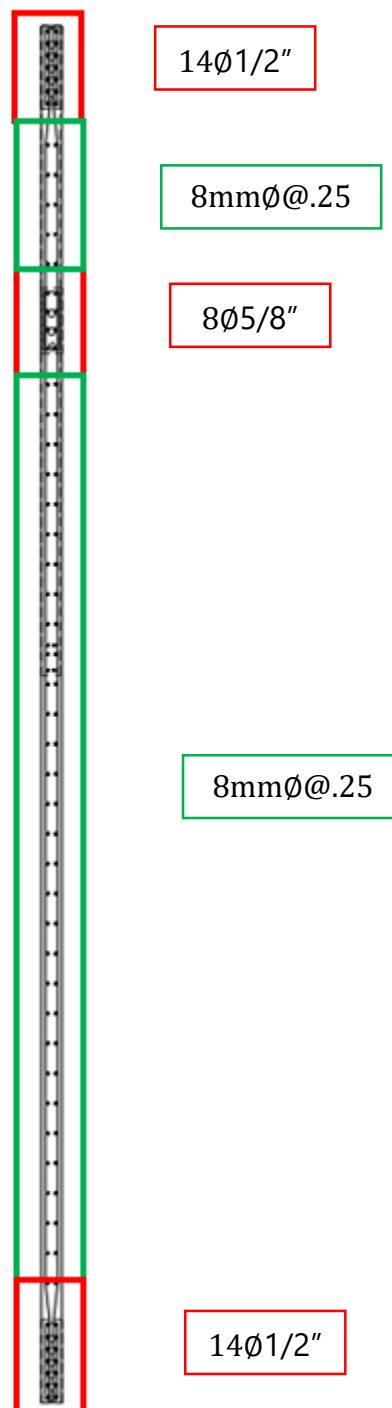


Diagrama de fuerzas cortantes y momento flector de la Placa 4

A continuación, se muestra el detalle de acero de la placa 4 para el piso 6:



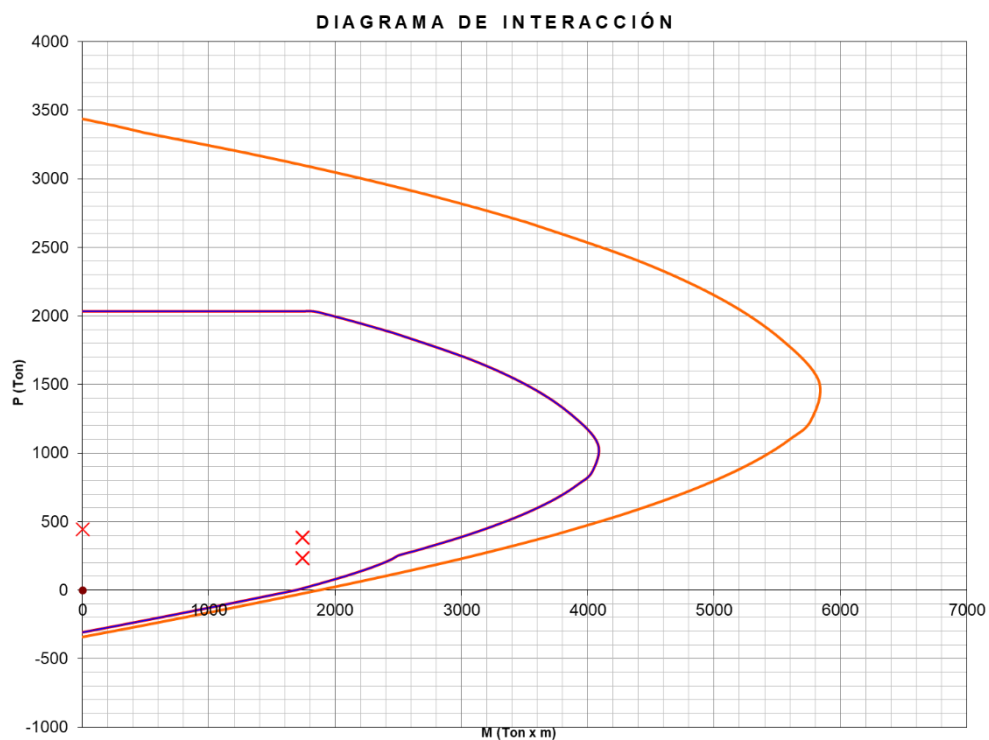
Acero distribuido horizontal: $\varnothing 8\text{mm}$ espaciado cada 25 cm

Acero distribuido vertical: $\varnothing 8\text{mm}$ espaciado cada 25 cm

En la siguiente imagen se muestran las cargas y combinaciones de carga obtenidas del análisis para el piso 6:

	CARGAS		
	P	M	V
	Ton	Ton.m	Ton
Muerta	259.4		
Viva	47.6		
Sismo	2.72	1740.7	197.5
1.4M+1.7V	444	0	0
1.25(M+V)+S	386	1741	198
1.25(M+V)-S	381	1741	198
0.9M+S	236	1741	198
0.9M-S	231	1741	198

En la siguiente imagen se muestra el diagrama de interacción de la placa 4 para el piso 6.



Como se puede observar, las combinaciones para carga muerta, viva y sismo se encuentran dentro del diagrama de interacción. Por tanto, el diseño es adecuado y cuenta con la resistencia requerida.

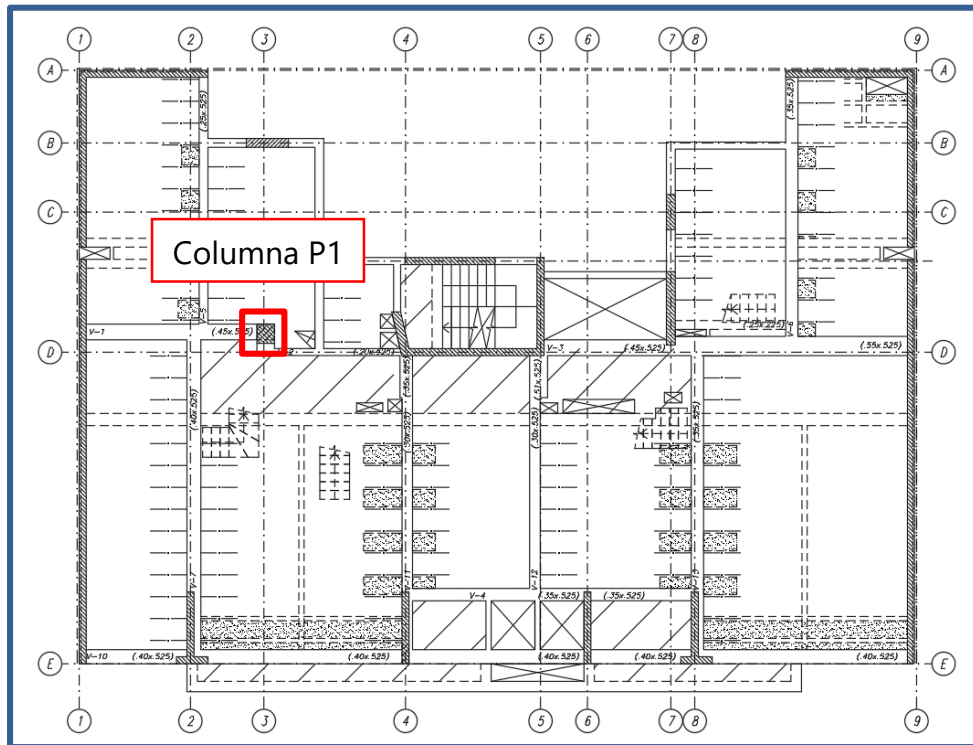
A continuación, se demuestra la verificación por cortante de la placa 4 para el piso 6:

DISEÑO POR CORTE			
	1.25(M+V)+S	1.25(M+V)-S	0.9M-S
¿Capacidad?		NO	
Escala	1.00	1.00	1.00
Vcap (ton)	197.50	197.50	197.50
alpha	0.53	0.53	0.53
Vc (ton)	133.06	133.06	133.06
f Vc	113.10	113.10	113.10
fVn máx.	565.52	565.52	565.52
VS (ton)	99.29	99.29	99.29
Nº de capas	2		
s (8mm)(cm)	48.9	48.9	48.9
s (3/8")(cm)	69.4	69.4	69.4
s (1/2")(cm)	126.1	126.1	126.1
s (5/8")(cm)	195.4	195.4	195.4

En tabla se muestra rojo se encierra el espaciamiento requerido por cortante para varillas de 8mm; sin embargo, el acero indicado en el detalle de la placa 3 es de 8mm espaciado a 25 cm.

d) Diseño de columnas

En la siguiente imagen se muestra un encofrado típico donde se indica la columna a verificar:



Ubicación de columna P1

A continuación, se muestra el metrado de cargas y verificación de la columna:

PISO	BXX (m)	LXX (m)	BYY (m)	LYY (m)	h piso (m)	AT (m ²)	f'c (kg/cm ²)	CM (ton/m ²)	CV (ton/m ²)	PP (ton)	CM/piso (ton)	CV/piso (ton)	(CM+CV)/piso (3)	(3)/AT (ton/m ²)	CM acum. (ton)	CV acum. (ton)	CM+CV acum. (ton)	ÁREA (cm ²)	Pu/piso (ton)	Pu acum. (ton)	φPh (ton)	As (%)	As (cm ²)	Pu/φPh
Sótano 3	0.55	0.5	0.25	1.05	2.9	32.09	280	0.473	0.25	2.78	17.96	8.02	25.99	0.81	364.4	90.9	455.3	4000	38.8	664.66	752.0	2.47%	98.64	0.88
Sótano 2	0.55	0.5	0.25	1.05	2.9	32.09	280	0.473	0.25	2.78	17.96	8.02	25.99	0.81	346.4	82.9	429.3	4000	38.8	625.9	752.0	2.47%	98.64	0.83
Sótano 1	0.55	0.5	0.25	1.05	3.55	27.97	280	0.812	0.2	3.41	26.12	5.59	31.71	1.13	328.5	74.8	403.3	4000	46.1	587.1	524.2	2.47%	98.64	0.78
Piso 1	0.5	0.55			2.65	31.51	280	0.950	0.2	1.75	31.68	6.30	37.99	1.21	302.4	69.2	371.6	2750	55.1	541.0	702.6	2.97%	81.6	0.99
Piso 2	0.5	0.55			2.65	31.51	280	0.800	0.2	1.75	26.96	6.30	33.26	1.06	270.7	62.9	333.6	2750	48.5	485.9	547.6	2.97%	81.6	0.89
Piso 3	0.5	0.55			2.65	31.51	280	0.800	0.2	1.75	26.96	6.30	33.26	1.06	243.7	56.6	300.4	2750	48.5	437.5	568.2	2.97%	81.6	0.80
Piso 4	0.5	0.55			2.65	31.51	280	0.800	0.2	1.75	26.96	6.30	33.26	1.06	216.8	50.3	267.1	2750	48.5	389.0	505.2	1.65%	45.44	0.83
Piso 5	0.5	0.55			2.65	31.51	280	0.800	0.2	1.75	26.96	6.30	33.26	1.06	189.8	44.0	233.8	2750	48.5	340.6	442.3	1.65%	45.44	0.73
Piso 6	0.5	0.55			2.65	31.51	280	0.800	0.2	1.75	26.96	6.30	33.26	1.06	162.8	37.7	200.6	2750	48.5	292.1	379.4	1.65%	45.44	0.63
Piso 7	0.5	0.55			2.65	31.51	210	0.800	0.2	1.75	26.96	6.30	33.26	1.06	135.9	31.4	167.3	2750	48.5	243.7	422.0	1.16%	32	0.70
Piso 8	0.5	0.55			2.65	31.51	210	0.800	0.2	1.75	26.96	6.30	33.26	1.06	108.9	25.1	134.1	2750	48.5	195.2	338.1	1.16%	32	0.56
Piso 9	0.5	0.55			2.65	31.51	210	0.800	0.2	1.75	26.96	6.30	33.26	1.06	82.0	18.8	100.8	2750	48.5	146.8	254.2	1.16%	32	0.42
Piso 10	0.5	0.55			2.65	31.51	210	0.800	0.2	1.75	26.96	6.30	33.26	1.06	55.0	12.5	67.5	2750	48.5	98.3	170.2	1.16%	32	0.28
Piso 11	0.45	0.5			2.65	31.14	210	0.855	0.2	1.43	28.06	6.23	34.28	1.10	28.1	6.2	34.3	2250	49.9	105.5	297.0	1.42%	32	0.17

Metrado de cargas

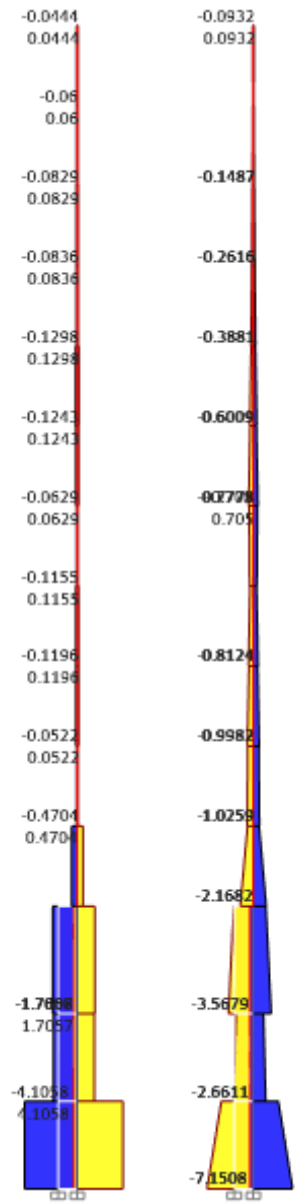
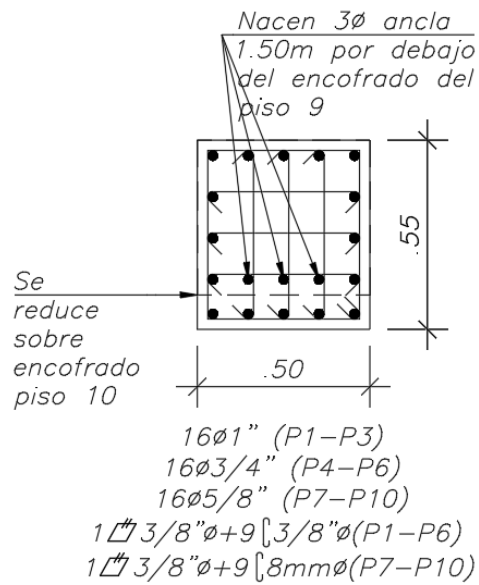


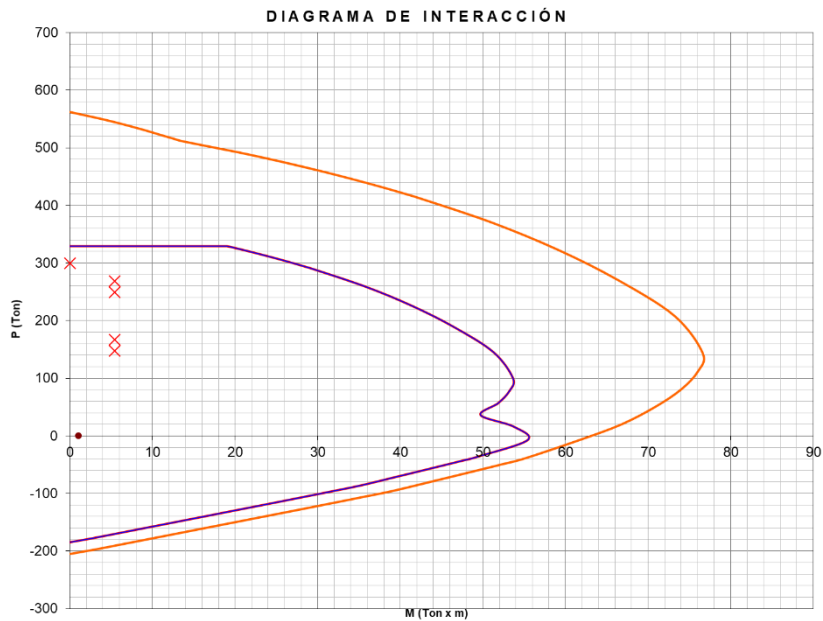
Diagrama de fuerzas cortantes y momentos flectores

A continuación, se muestra el detalle de acero de la columna:



Detalle de acero de columna P1

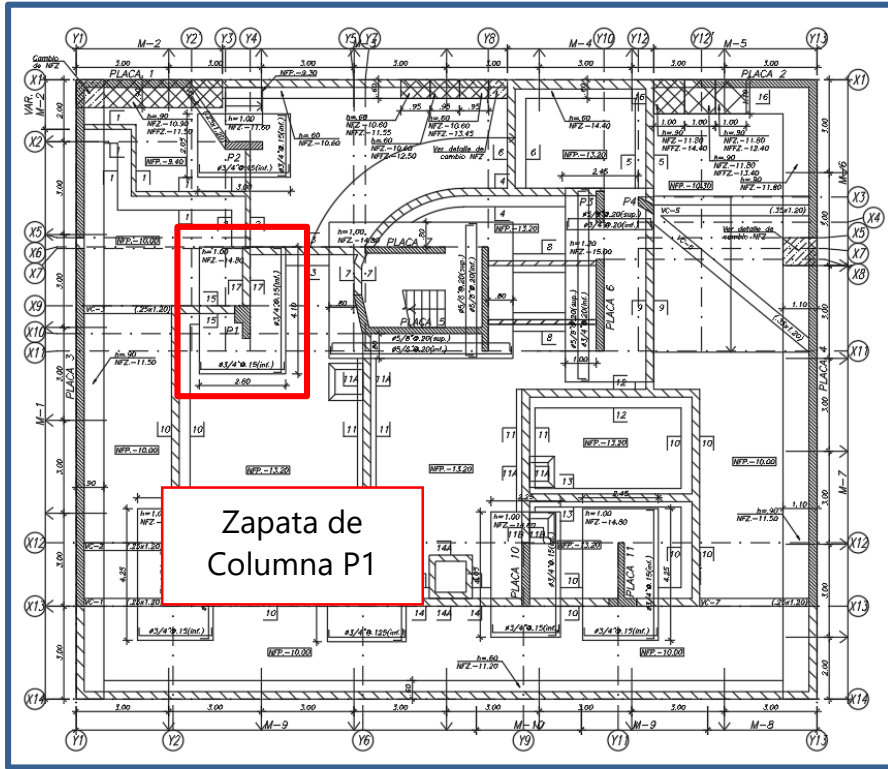
A continuación, se muestra el diagrama de interacción de la columna P1



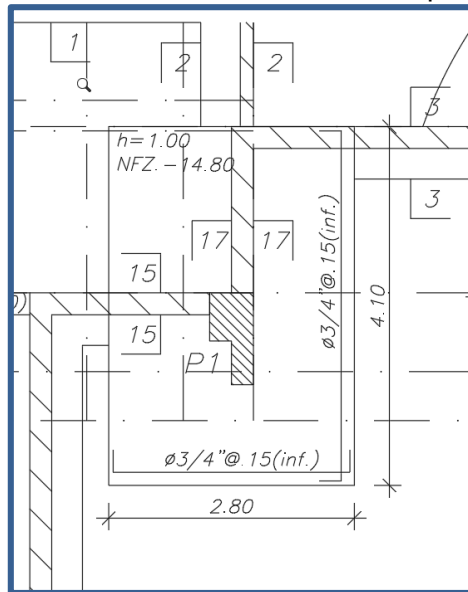
Como se puede observar en el diagrama, las combinaciones para carga muerta, viva y sismo se encuentran dentro del diagrama de interacción. Por tanto, el diseño es adecuado y cuenta con la resistencia requerida.

e) Diseño de zapatas

En la siguiente imagen se muestra la planta de cimentación donde se indica la zapata a verificar:



En la siguiente imagen se muestra el detalle de la zapata a verificar:



Detalle de zapata de la columna P1

En la siguiente tabla se muestra el análisis y verificación de la zapata de la columna P1

DISEÑO DE ZAPATA AISLADA			
DIMENSIONAMIENTO			
σ_{adm}	60.00	ton/m ²	Esfuerzo admisible del terreno
Volado	1.15	m	
h	1.00	m	Altura de zapata
f'c	210	kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
d	0.9	m	Distancia del acero en tracción al borde comprimido
L	4.1	m	Largo de zapata
B	2.8	m	Ancho de zapata
A	11.5	m ²	Área de zapata
pp	27.6	ton	Peso propio de zapata
σ_{base}	42.06	ton/m ²	Esfuerzo en la base
σ_{cmu}	0.96	ton/m ²	Esfuerzo último por carga muerta
σ_{cvu}	0.00	ton/m ²	Esfuerzo último por carga viva
σ_{cmu}	47.80	ton/m ²	Esfuerzo último por carga muerta
σ_{cvu}	13.46	ton/m ²	Esfuerzo último por carga viva
σ_u	61.26	ton/m ²	Esfuerzo último total
PUNZONAMIENTO			
Pu	664.7	ton	Carga última que baja por columna
Vu	484.0	ton	
b	0.55	m	Ancho de columna
l	0.5	m	Largo de columna
A0	2.95	m ²	Área de carga
b0	7.1	m	Perímetro resistente a punzonamiento
λ_s	0.66		Factor de efecto de tamaño
Vn1	647.2	ton	Resistencia 1 nominal a punzonamiento
$\phi Vn1$	550.1	ton	Resistencia 1 de diseño a punzonamiento
β	0.9		Factor de forma
Vn2	1035.6	ton	Resistencia 2 nominal a punzonamiento
$\phi Vn2$	880.2	ton	Resistencia 2 de diseño a punzonamiento
α	40.0		
Vn3	1165.6	ton	Resistencia 3 nominal a punzonamiento
$\phi Vn3$	990.8	ton	Resistencia 3 de diseño a punzonamiento
ϕVn	550.14	ton	Resistencia de diseño a punzonamiento
FLEXIÓN			
Mu1	40.5	ton.m	Momento último por esfuerzo admisible
Mu2	57.5	ton.m	Momento último por carga de columna
Ku	7.1		
w	0.038		
ro	0.19%		
As	17.30	cm ²	Acero necesario
CORTE			
Vu	15.31	ton	Resistencia de diseño al corte
ϕVc	58.76	ton	Fuerza cortante última

Como se puede observar se verificó la zapata por punzonamiento, por flexión y por corte. Se verificó que el diseño es adecuado y cuenta con la resistencia requerida.

IV. Conclusiones

- De acuerdo con los resultados obtenidos, queda demostrado que los elementos estructurales del proyecto cumplen con los requerimientos de la normativa vigente.



JORGE ANDREE MEZA GALLEGOS
INGENIERO CIVIL
CIP 177450

Ing. Jorge Andree Meza Gallegos
N° CIP 177450