

**“ESTUDIO DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS DEL INMUEBLE DENOMINADO CASA
GARCIA MORENO –IMP”**

MEMORIA TÉCNICA ESTRUCTURAL- MÓDULO DE DISTRIBUCIÓN DE LIBROS

Código Proceso No.: CD-MDMQ-IMP-16-2022

**Objeto del proceso: “ESTUDIO DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS DEL INMUEBLE
DENOMINADO CASA GARCIA MORENO –IMP”**

**Contratista: Bernardo Roberto Bustamante Patiño
Ingeniero Encargado: Galo Fernando Serrano Chica
Administrador: Arq. Ana Lucía Andino**

OCTUBRE, 2022



DISEÑO ESTRUCTURAL

“CASA GARCÍA MORENO-MÓDULO DE DISTRIBUCIÓN DE LIBROS”

ÍNDICE DE FIGURAS	3
1. INTRODUCCIÓN.....	4
2. DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO.....	4
3. CARGAS DE DISEÑO.....	6
4. CÁLCULO DE CORTE BASAL.....	6
4.1. NEC_SE	6
4.2. CATEGORIA DE EDIFICIO Y COEFICIENTE DE IMPORTANCIA.....	9
5. COMBINACIONES DE CARGA.....	10
5.1. NEC_SE.....	10
6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	11
6.1. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.....	12
6.2. CONTROL DE DERIVAS.....	12
6.3. MODOS VIBRATORIOS.....	13
6.4. MODELO ESTRUCTURAL – CUBIERTA REPOSITORIO	13
6.4.1. INGRESO DE CARGAS.....	15
6.4.2. CONTROL DE DERIVAS.....	22
6.4.3. MODOS VIBRATORIOS.....	25
6.4.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS.....	28
6.4.4.1. VIGAS.....	29
6.4.4.2. COLUMNAS	34
7. CIMENTACIÓN.....	38
8. REFERENCIAS.....	51



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Plantas estructura en estudio.....	5
Figura 2. Modelo 3D Módulo 1	13
Figura 3. Modelo 3D Módulo 2	14
Figura 4. Secciones de la estructura Módulo 1	14
Figura 5. Secciones de la estructura Módulo 2	15
Figura 6. Ingreso del cortante basal.....	15
Figura 7. Peso en función del cortante basal Módulo 1.....	16
Figura 8. Peso en función del cortante basal Módulo 2.....	16
Figura 9. Carga muerta por piso Módulo 1	16
Figura 10. Carga muerta por piso Módulo 2.....	17
Figura 11. Asignación del espectro	17
Figura 12. Secciones ocupadas en el diseño.....	18
Figura 13. Sección columna 150x150x8	18
Figura 14. Diagonal 100X100X6	19
Figura 15. G 150X50X25X4	19
Figura 16. Viga I 100x8x250x4.....	20
Figura 17. Asignación de materiales	20
Figura 18. Cargas de estantería.....	21
Figura 19 Cargas de pasillo	21
Figura 20. Escalamiento del espectro Módulo 1	22
Figura 21. Escalamiento del espectro Módulo 2	22
Figura 22. Deriva de piso en dirección X $\Delta E=0.002439$ Módulo 1	23
Figura 23. Deriva de piso en dirección X $\Delta E=0.002646$ Módulo 2	23
Figura 24. Deriva de piso en dirección Y $\Delta E=0.001532$ Módulo 1	24
Figura 25. Deriva de piso en dirección Y $\Delta E=0.001532$ Módulo 2	24
Figura 26. Envoltorio de momentos de la estructura Módulo 1	28
Figura 27. Envoltorio de momentos de la estructura Módulo 2	29
Figura 28. Secciones de viga	29
Figura 29. Envoltorio de momento y corte de la viga Módulo 1	30
Figura 30. Momento de diseño de la viga Módulo 1.....	31
Figura 31. Envoltorio de momento y corte de la viga Módulo 2.....	32
Figura 32. Momento de diseño de la viga Módulo 2.....	33
Figura 33. Radio de capacidad de las secciones Módulo 1	33
Figura 34. Radio de capacidad de las secciones Módulo 2	34
Figura 35. Momento de diseño de columna Módulo 1.....	35
Figura 36. Momento de diseño de columna Módulo 2.....	37
Figura 37. Definición de materiales.....	38
Figura 38. Definición losa de cimentación.....	39
Figura 39. Definición parámetros de suelo.....	39
Figura 40. Cargas exportadas desde ETABS	40
Figura 41. Esfuerzos producidos por combinación D+L.....	40
Figura 42. Esfuerzos producidos por combinación D+L+S	41



DISEÑO ESTRUCTURAL

“CASA GARCÍA MORENO-MÓDULO DE DISTRIBUCIÓN DE LIBROS”

1. INTRODUCCIÓN.

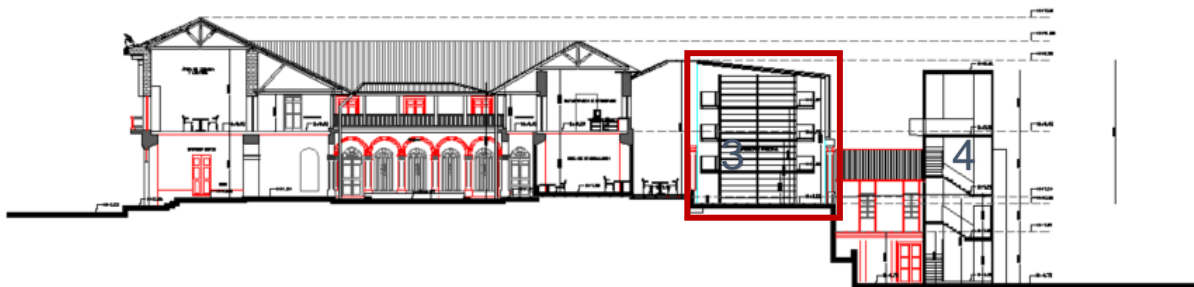
Se requiere el estudio estructural del proyecto “CASA GARCÍA MORENO-MÓDULO DE DISTRIBUCIÓN DE LIBROS”, el mismo que se lo realiza con el fin de garantizar la serviciabilidad y funcionalidad de la estructura ante las solicitaciones que le competan.

El esqueleto de la estructura se construirá con elementos de acero laminados en caliente mediante el sistema de pórticos espaciales sismorresistentes, la cimentación se realizará mediante losa de cimentación.

El diseño estructural del proyecto “CASA GARCÍA MORENO-MÓDULO DE DISTRIBUCIÓN DE LIBROS” se ha realizado en estricto cumplimiento de la norma “American Institute of Steel Construction” (AISC) y se ha adoptado los requisitos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC_SE. Se utiliza una capacidad portante del suelo de $q_{adm} = 16.50 \text{ T/m}^2$ y un coeficiente de Balasto 1.98 kg/cm^3 .

2. DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO.

El proyecto “CASA GARCÍA MORENO-MÓDULO DE DISTRIBUCIÓN DE LIBROS” contempla la elaboración de la estructura para almacenamiento y distribución de libros: La estructura consta de una altura de 6.50 metros aproximadamente con un piso de tool antideslizante.



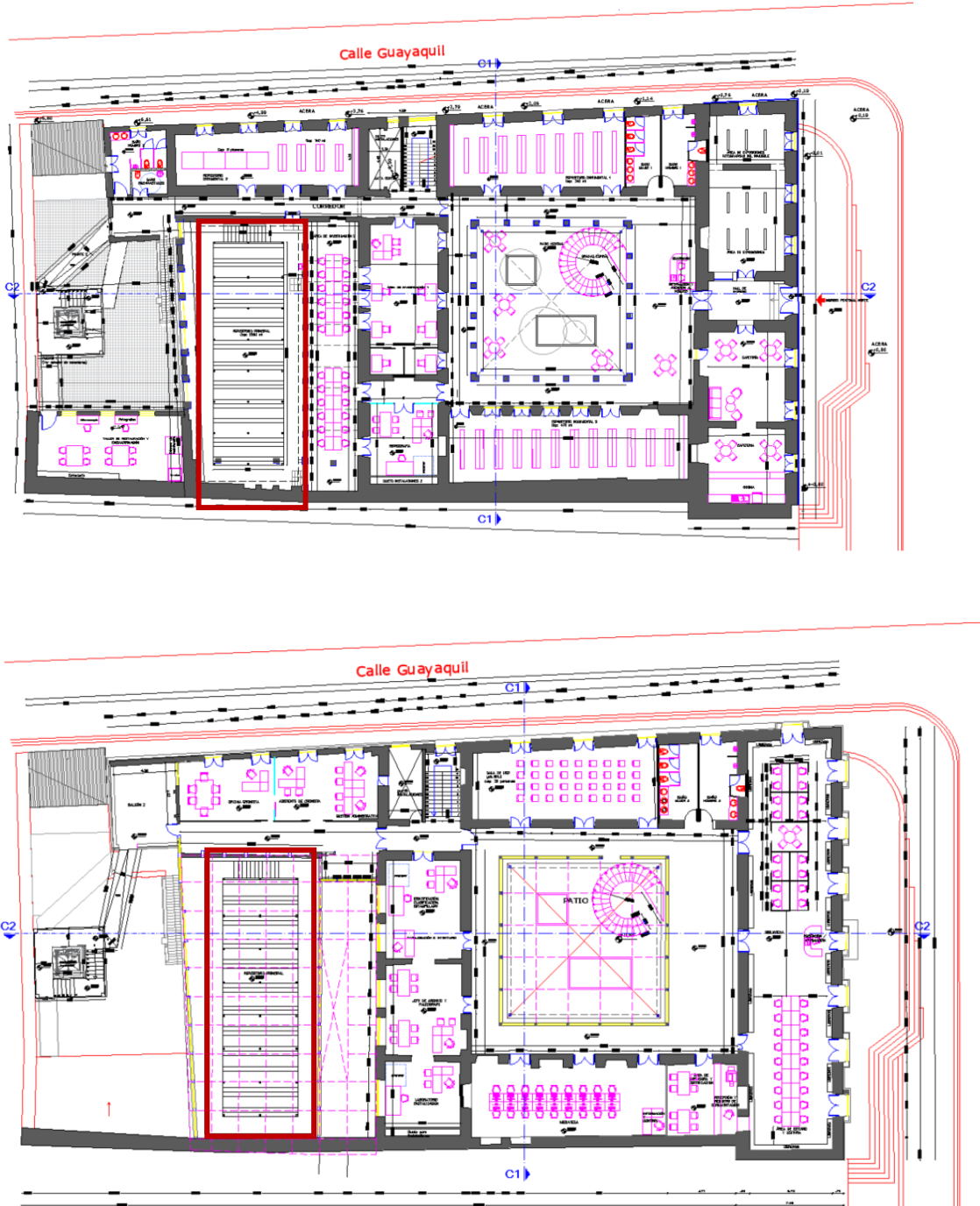


Figura 1. Plantas estructura en estudio



3. CARGAS DE DISEÑO.

Las cargas verticales de diseño para las estructuras nuevas se definieron en base al capítulo 1 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC_SE

Cargas para estructuras con entrepiso:

Carga muerta en entrepiso	200 kg/m ²
Carga viva en entrepiso	250 kg/m ²
Carga viva en salas de lectura	290 kg/m ²
Carga viva en estanterías	720 kg/m ²
Carga Viva en Corredores	480 kg m ²
Carga total en entrepiso Corredores	730 kg/m ²
Carga total en entrepiso Normal	450 kg/m ²
Carga total en Salas de lectura	540 kg/m ²
Carga total en estanterías de Biblioteca	970 kg/m ²

*La carga muerta impuesta; no considera pesos de columnas, vigas u otros elementos estructurales, estos pesos se consideran de forma automática en el modelo estructural realizado en ETABS 2019.

4. CÁLCULO DE CORTE BASAL.

En este procedimiento se ha considerado las especificaciones descritas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC_SE.

4.1. NEC_SE

En el cálculo de la fuerza total sísmica en la base la estructura V, a nivel de **cargas últimas**, se ha tomado en consideración las siguientes expresiones dadas por el Norma Ecuatoriana de la Construcción:

Donde:

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_P \phi_E} W$$

$$T = C_t h_n^a$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}; T_l = 2.4 F_d$$

$$S_a = n Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$



$$S_a = n Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ para } T > T_c$$

I = Factor de Importancia.

S_a = Aceleración Espectral.

R = Factor de reducción de resistencia estructural.

Φ_p = Coeficiente de configuración estructural en planta.

Φ_E = Coeficiente de configuración estructural en Elevación.

T₁ = Período de vibración, método 1.

Z = Factor de Zona.

C_t y α = Factores según el tipo de edificación.

h_n = Altura máxima de la edificación, medida desde la base.

F_a, F_d y F_s = Coeficientes de Amplificación o de Amplificación Dinámica de Perfiles de Suelo.

r = Factor de Tipo de Suelo

η = Factor de Región

W = (Carga Muerta Total de la estructura más 25% de la carga viva de piso).

h_n = Altura máxima de la edificación, medida desde la base.

Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada:

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta



Clasificación de los perfiles de suelo:

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180 \text{ m/s}$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2)$
F	<p>Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p>F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.</p> <p>F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p>F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)</p> <p>F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)</p> <p>F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.</p> <p>F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.</p>	

COEFICIENTES DE APLIFICACIÓN O DEAMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE PERFILES DE SUELO Fa, Fd y Fs

Tipo de suelo y Factores de sitio Fa:

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E		1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota



Tipo de suelo y Factores de sitio Fd:

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Tipo de suelo y Factores de sitio Fs:

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

4.2. CATEGORIA DE EDIFICIO Y COEFICIENTE DE IMPORTANCIA.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura



Cálculo del Corte Basal para la estructura. (Procedimiento Estático.)

ESPECTRO NEC-SE-DS					
PROYECTO:	GARCIA MORENO				
RESPONSABLE:	ING. IVAN DELGADO PRADO	FECHA:	11/7/2022	HOJA:	1 de 2
Ubicación:	QUITO				
Región:	Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos			$\eta =$	2,48
Zona Sísmica:	V	Aceleración en roca Z :	0,4	Z =	0,40
Perfil de Suelo:	D			r =	1,00
Factor de Sitio Fa:	1,20				
Factor de Sitio Fd:	1,40				
Factor de Sitio Fs:	1,50				
Factor de importancia:	1,00				
Irregularidad en planta ϕ_p :	1,00				
Irregularidad en elevación ϕ_e :	1,00				
Coefficiente de reducción R:	6,00	ASCE 113 Considerando tipología de la estructura y grado de redundancia estructural			
T0=	0,175 seg	0,17500	Test=	0,220	Periodo de la estructura
Tc=	0,9625 seg	0,96250	Sa=	1,1904	
TL=	3,36 seg	3,36000	V=	0,1984	DERIVA 0,00444

Nota: Porcentaje del cortante basal para cubiertas

5. COMBINACIONES DE CARGA.

5.1. NEC_SE.

Las siguientes combinaciones de carga son las recomendadas por el Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC_SE:

Losa de Entrepiso

COMB. 1: 1.4*D

COMB.2: 1.2*D + 1.6*L

COMB.3: 1.2*D + 1.0*Sx + L

COMB. 4: 1.2*D - 1.0*Sx + L

COMB. 5: 1.2*D + 1.0*Sy + L



COMB. 6:	$1.2*D - 1.0*Sy + L$
COMB. 7:	$0.9*D + 1.0*Sx$
COMB. 8:	$0.9*D - 1.0*Sx$
COMB. 9:	$0.9*D + 1.0*Sy$
COMB. 10:	$0.9*D - 1.0*Sy$
COMB. 11:	$1.2*D + 1.6*L + 0.5*S$
COMB. 12:	$1.2*D + 1.6*L + 0.5*W$
COMB. 13:	$1.2*D + 1.0*Ex + 0.2*S$
COMB. 14:	$1.2*D + 1.0*Ey + 0.2*S$
COMB. 15:	$0.9*D + 1.0*W$

D: Carga Muerta.

L: Carga Viva.

S: Carga de Granizo.

W: Carga de Viento.

Sx: Sismo en la dirección "x".

Sy: Sismo en la dirección "y".

6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

El diseño estructural del proyecto "CASA GARCÍA MORENO-MÓDULO DE DISTRIBUCIÓN DE LIBROS" comprende el cálculo de todas las solicitaciones en la estructura bajo cargas gravitacionales y laterales como son: momentos, cortantes, fuerzas axiales, fuerzas sísmicas y otras; además se realiza un control de derivas las mismas que deben estar dentro del rango máximo permitido por las normas vigentes, y a su vez, se revisa los modos vibratorios tomando en cuenta la participación de masas, esto con el objetivo de tener una estructura que no presente problemas de torsión en planta sino más bien que su movimiento ante cargas sísmicas sea traslacional.

Para el cálculo de las fuerzas internas se utilizó el programa de modelación estructural ETABS 2019, con el cual se obtuvieron todas las solicitaciones presentes en la estructura, además de obtener las derivas máximas y modos de vibración de la misma; cabe recalcar que el programa de modelación estructural ETABS 2019 es una **herramienta** para el diseñador y se debe tener sólidos conocimientos de los procesos y ayudas que brinda este programa, esto con el objetivo



de tener una buena interpretación de los resultados obtenidos mediante su uso; por lo cual el **diseño final de los elementos de la estructura** se realizó en base a los resultados obtenidos en el programa ETABS 2019 y en hojas de cálculo de Microsoft Excel realizadas por el autor del presente estudio.

6.1. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

- Resistencia cilíndrica del hormigón en losas, columnas y vigas, $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- Acero Estructural en placas y columnas Gr50, $f_y = 3520 \text{ kg/cm}^2$.
- Acero Estructural en vigas, $f_y = 3520 \text{ kg/cm}^2$.
- Resistencia a la rotura/unidad de bloque de mampostería de paredes, $\sigma = 30 \text{ kg/cm}^2$.

- Peso específico del hormigón, $\gamma = 2.4 \text{ T/m}^3$. $E = 13500 \cdot \sqrt{f'c}$
- Módulo de Elasticidad del hormigón, $E = 13500 \cdot \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Corte del Hormigón: $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson: $\nu = 0.2$.

6.2. CONTROL DE DERIVAS.

Los controles de las derivas de piso son fundamentales en el diseño de una estructura, a tal punto que en la mayoría de los casos las columnas y vigas son diseñadas en base a este criterio; se hace este control con el fin de evitar daños no estructurales excesivos en la edificación.

Teniendo en cuenta que las derivas de piso son desplazamientos horizontales relativos de un piso respecto a su piso consecutivo, los mismos que se obtienen bajo cargas horizontales en cada dirección de la estructura, la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC_SE establece un valor de deriva máxima permitida para estructuras de hormigón armado, estructuras metálicas y de madera:

$$\Delta_M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E = 0.02$$

Donde:

Δ_M : Deriva máxima inelástica.

Δ_E : Deriva Estática.

R: Coeficiente de reducción de respuesta estructural.



$\Delta M= 0.02$ $R=3$ $\Delta E_{PERMITIDA}= 0.0089$ Para estructuras de Cubierta
 $\Delta M= 0.02$ $R=6$ $\Delta E_{PERMITIDA}= 0.0044$ Para estructuras con Entrepiso

Las derivas de piso se calcularon en base al sismo de diseño con una excentricidad positiva y negativa del 5% en cada dirección de la estructura.

6.3. MODOS VIBRATORIOS.

Los modos vibratorios, son propiedades dinámicas del sistema y cada uno de ellos corresponde a un período, una frecuencia y un grado de libertad, además que un modo representa la forma natural de vibración del sistema; el primer modo de vibración corresponde al primer período o también llamado período fundamental del sistema, debido a que este es el más importante y el más influyente, que junto con el segundo modo de vibración generalmente son los predominantes en el análisis dinámico de la estructura.

6.4. MODELO ESTRUCTURAL – CUBIERTA REPOSITORIO

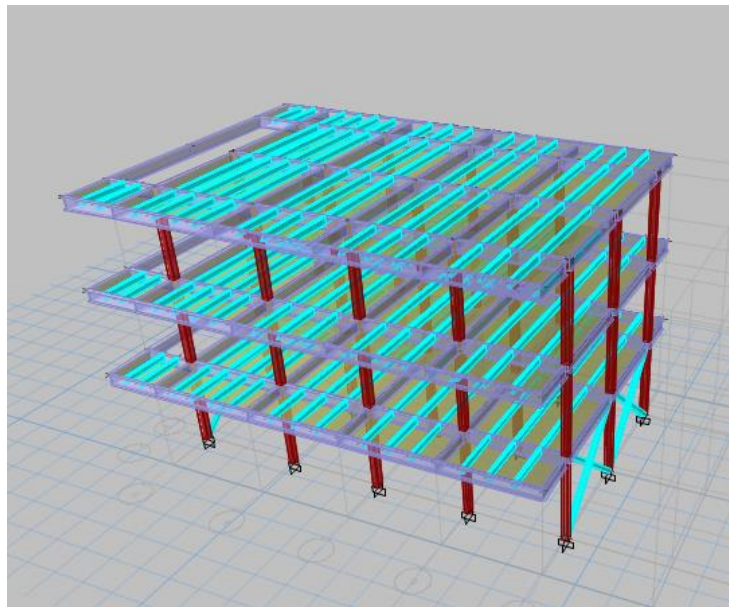


Figura 2. Modelo 3D Módulo 1

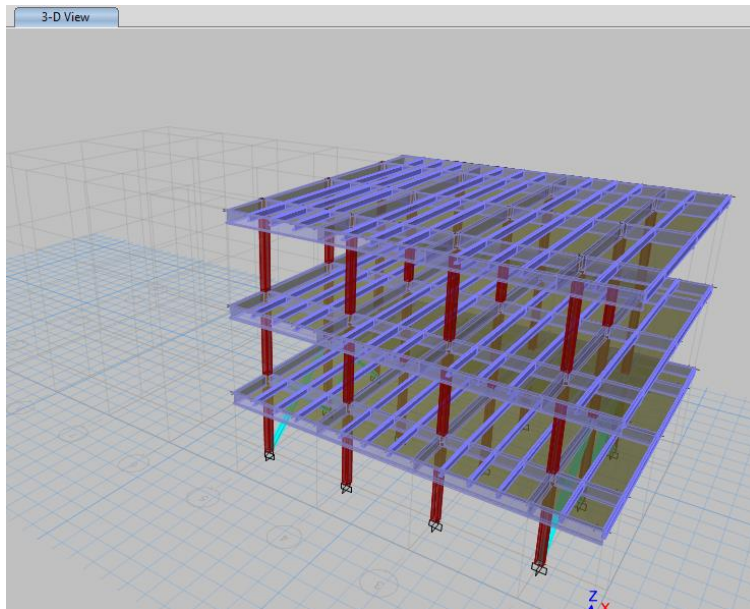


Figura 3. Modelo 3D Módulo 2

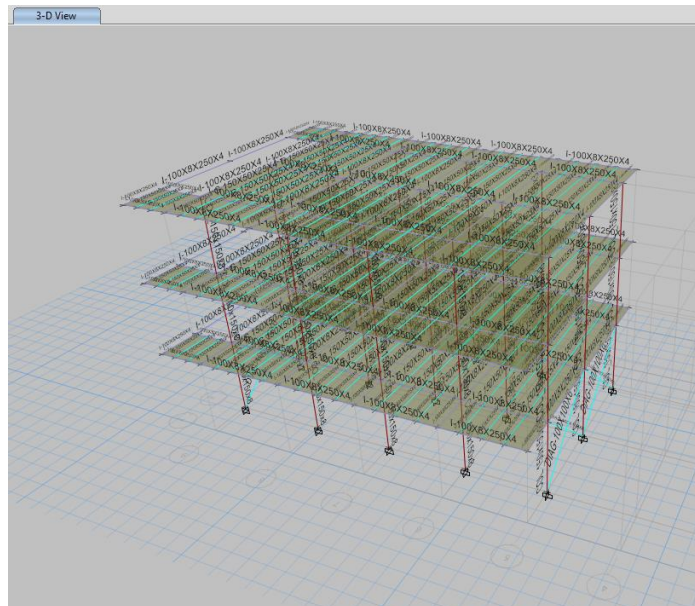


Figura 4. Secciones de la estructura Módulo 1

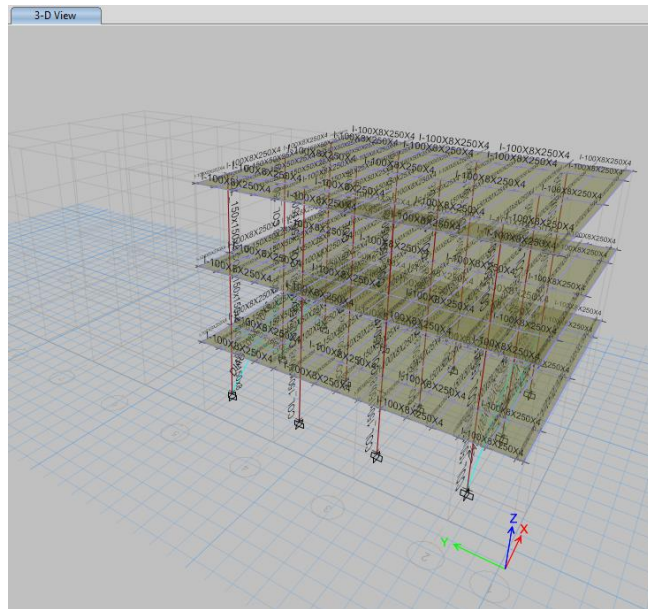


Figura 5. Secciones de la estructura Módulo 2

6.4.1. INGRESO DE CARGAS

Ingreso del porcentaje e Cortante Basal

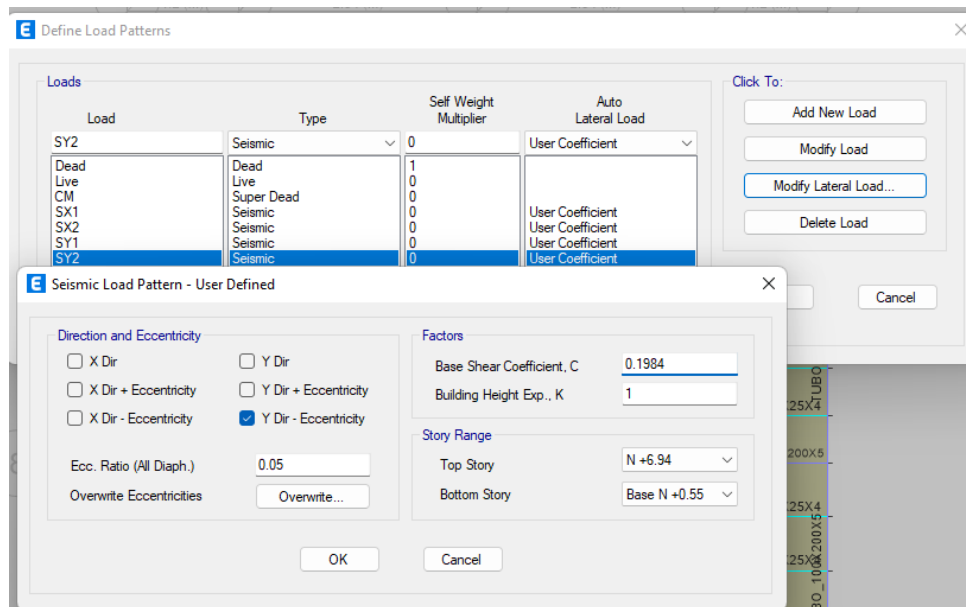


Figura 6. Ingreso del cortante basal



Peso de la estructura y porcentaje de peso debido al cortante basal.

Load Pattern Definitions - Auto Seismic - User Coefficient

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: None

Name	Is Auto Load	X Dir?	X Dir Plus Ecc?	X Dir Minus Ecc?	Y Dir?	Y Dir Plus Ecc?	Y Dir Minus Ecc?	Ecc Ratio	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
SX1	No	No	Yes	No	No	No	No	0.05	N +6.94	Base N +0.55	0.220444	1	53.30495	11.7508
SX2	No	No	No	Yes	No	No	No	0.05	N +6.94	Base N +0.55	0.220444	1	53.30495	11.7508
SY1	No	No	No	No	No	Yes	No	0.05	N +6.94	Base N +0.55	0.220444	1	53.30495	11.7508
SY2	No	No	No	No	No	No	Yes	0.05	N +6.94	Base N +0.55	0.220444	1	53.30495	11.7508

Figura 7. Peso en función del cortante basal Módulo 1

Load Pattern Definitions - Auto Seismic - User Coefficient

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: None

Name	Is Auto Load	X Dir?	X Dir Plus Ecc?	X Dir Minus Ecc?	Y Dir?	Y Dir Plus Ecc?	Y Dir Minus Ecc?	Ecc Ratio	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
SX1	No	No	Yes	No	No	No	No	0.05	N +6.94	Base N +0.55	0.220444	1	42.75838	9.4258
SX2	No	No	No	Yes	No	No	No	0.05	N +6.94	Base N +0.55	0.220444	1	42.75838	9.4258
SY1	No	No	No	No	No	Yes	No	0.05	N +6.94	Base N +0.55	0.220444	1	42.75838	9.4258
SY2	No	No	No	No	No	No	Yes	0.05	N +6.94	Base N +0.55	0.220444	1	42.75838	9.4258

Figura 8. Peso en función del cortante basal Módulo 2

Carga muerta debido a secciones

Material List by Story

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: None

Story	Object Type	Material	Weight tonf	Floor Area m ²	Unit Weight tonf/m ²	Number Pieces	Number Studs
N +6.94	Column	A36	1.13967	73.66	0.0155	15	
N +6.94	Beam	A36	0.87145	73.66	0.0118	56	0
N +6.94	Beam	A50	1.89874	73.66	0.0258	48	0
N +6.94	Floor	fc 210	0.17698	73.66	0.0024		
N +4.81	Column	A36	1.13432	73.66	0.0154	15	
N +4.81	Beam	A36	0.87145	73.66	0.0118	56	0
N +4.81	Beam	A50	1.89874	73.66	0.0258	48	0
N +4.81	Floor	fc 210	0.17698	73.66	0.0024		
N +2.69	Column	A36	1.14502	73.66	0.0155	15	
N +2.69	Beam	A36	0.87145	73.66	0.0118	56	0
N +2.69	Beam	A50	1.89874	73.66	0.0258	48	0
N +2.69	Brace	A50	0.47055	73.66	0.0064	8	
N +2.69	Floor	fc 210	0.17698	73.66	0.0024		
Sum	Column	A36	3.41901	220.97	0.0155	45	
Sum	Beam	A36	2.61434	220.97	0.0118	168	0
Sum	Beam	A50	5.69623	220.97	0.0258	144	0
Sum	Brace	A50	0.47055	220.97	0.0021	8	
Sum	Floor	fc 210	0.53094	220.97	0.0024		
Total	All	All	12.73107	220.97	0.0576	365	0

Figura 9. Carga muerta por piso Módulo 1



E Material List by Story

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: None

	Story	Object Type	Material	Weight tonf	Floor Area m ²	Unit Weight tonf/m ²	Number Pieces	Number Studs
▶	N +6.94	Column	A36	0.91174	61.34	0.0149	12	
	N +6.94	Beam	A50	2.08128	61.34	0.0339	80	0
	N +6.94	Floor	fc 210	0.14738	61.34	0.0024		
	N +4.81	Column	A36	0.90745	61.34	0.0148	12	
	N +4.81	Beam	A50	2.08128	61.34	0.0339	80	0
	N +4.81	Floor	fc 210	0.14738	61.34	0.0024		
	N +2.69	Column	A36	0.91602	61.34	0.0149	12	
	N +2.69	Beam	A50	2.08128	61.34	0.0339	80	0
	N +2.69	Brace	A50	0.47055	61.34	0.0077	8	
	N +2.69	Floor	fc 210	0.14738	61.34	0.0024		
	Sum	Column	A36	2.73521	184.01	0.0149	36	
	Sum	Beam	A50	6.24385	184.01	0.0339	240	0
	Sum	Brace	A50	0.47055	184.01	0.0026	8	
	Sum	Floor	fc 210	0.44213	184.01	0.0024		
	Total	All	All	9.89174	184.01	0.0538	284	0

Figura 10. Carga muerta por piso Módulo 2

Análisis Espectral (Procedimiento Elástico Dinámico)

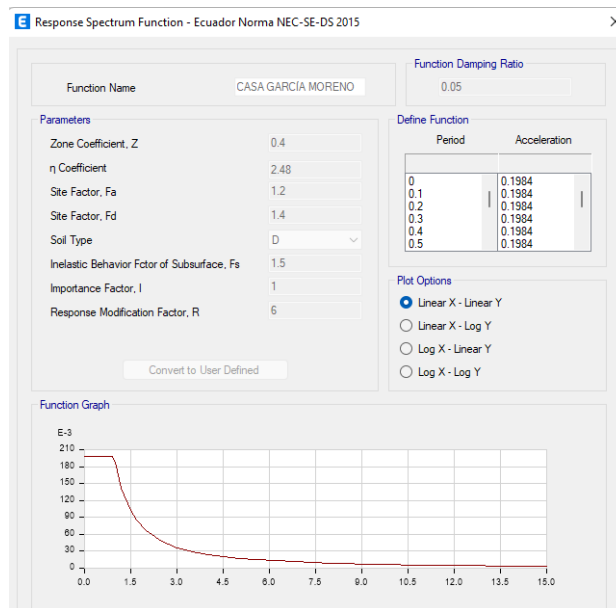


Figura 11. Asignación del espectro



Secciones ocupadas en el diseño

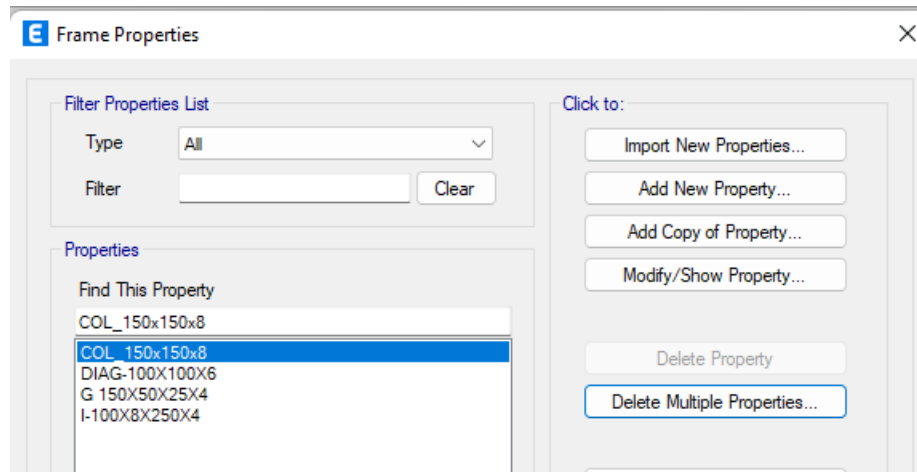


Figura 12. Secciones ocupadas en el diseño

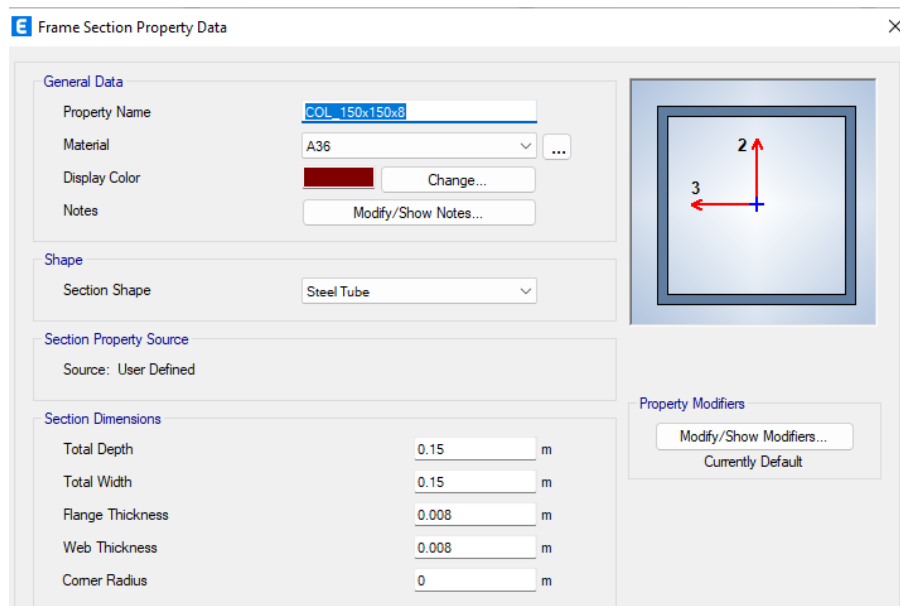


Figura 13. Sección columna 150x150x8

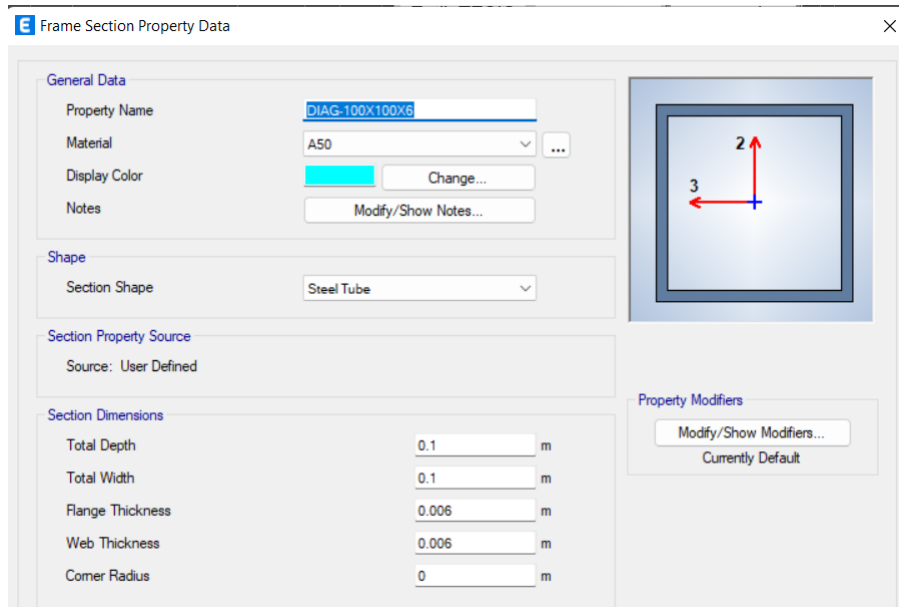


Figura 14. Diagonal 100X100X6

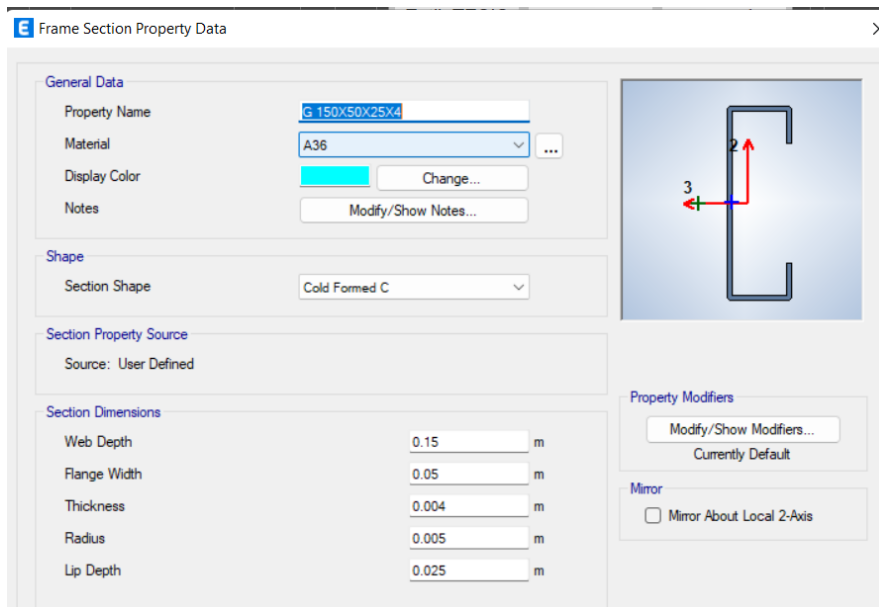


Figura 15. G 150X50X25X4

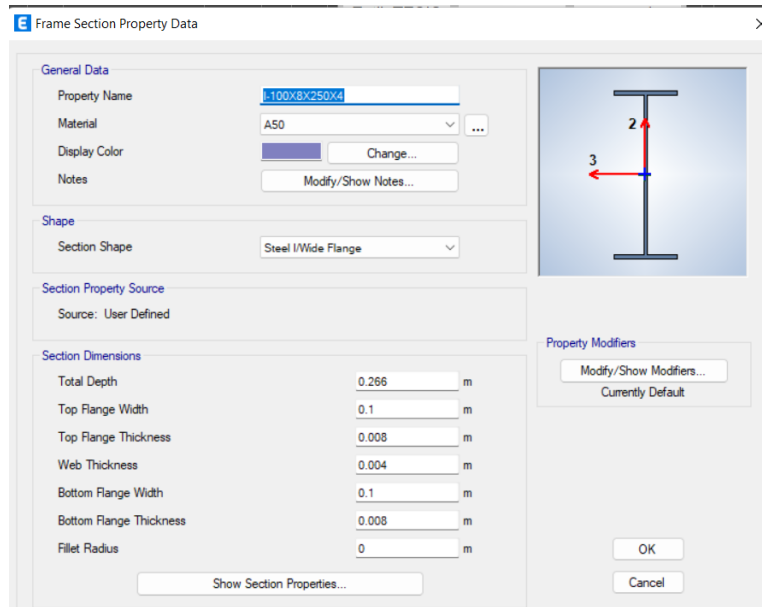


Figura 16. Viga I 100x8x250x4

Propiedades de los materiales

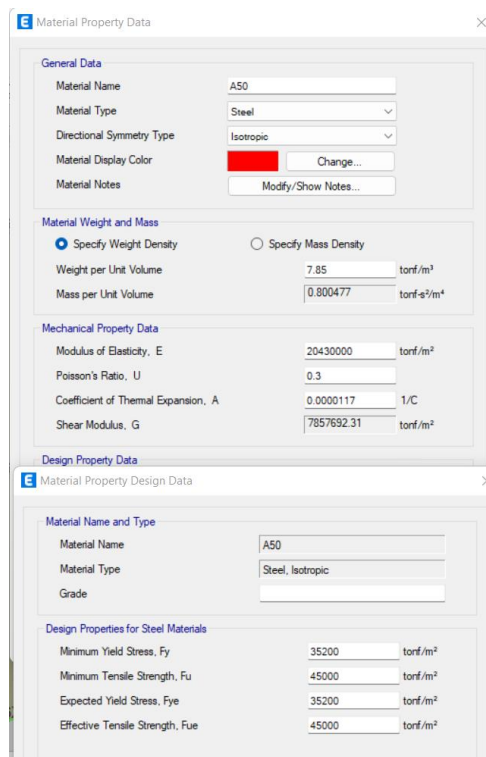


Figura 17. Asignación de materiales



Cargas asignadas:

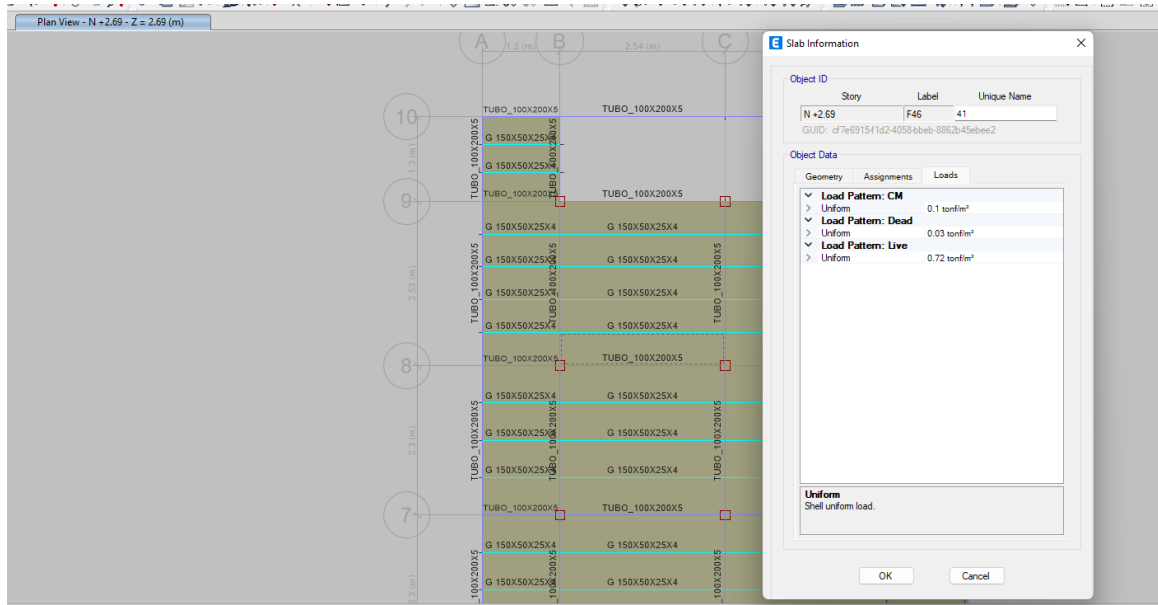


Figura 18. Cargas de estantería

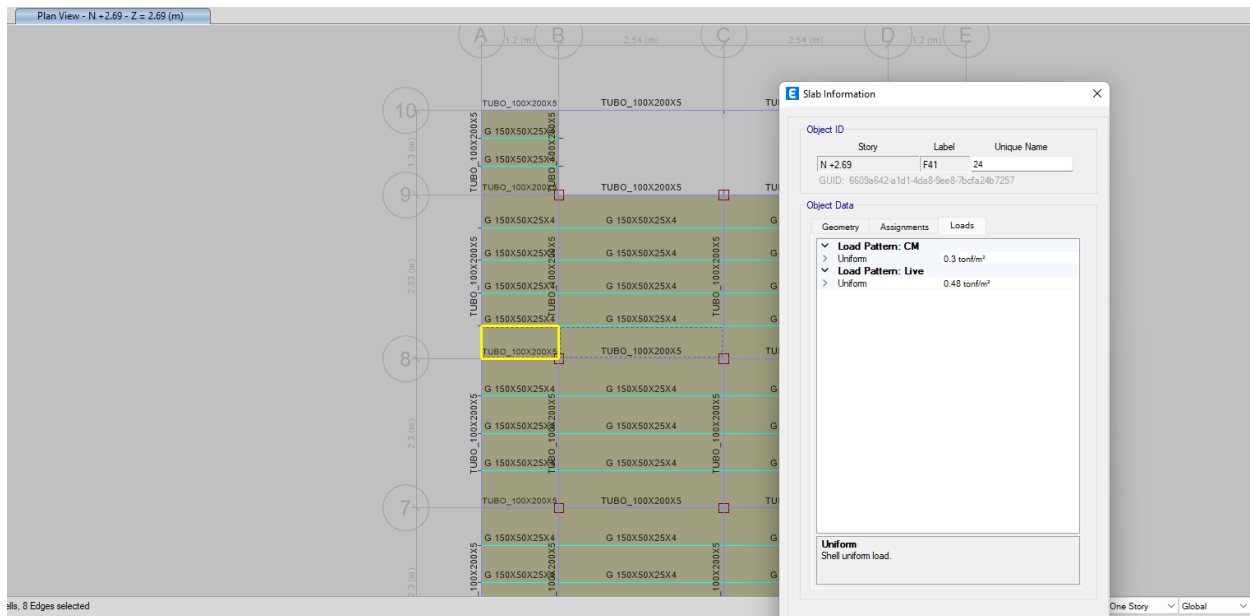


Figura 19 Cargas de pasillo



6.4.2. CONTROL DE DERIVAS.

Cortante por piso con cargas estáticas y espectro

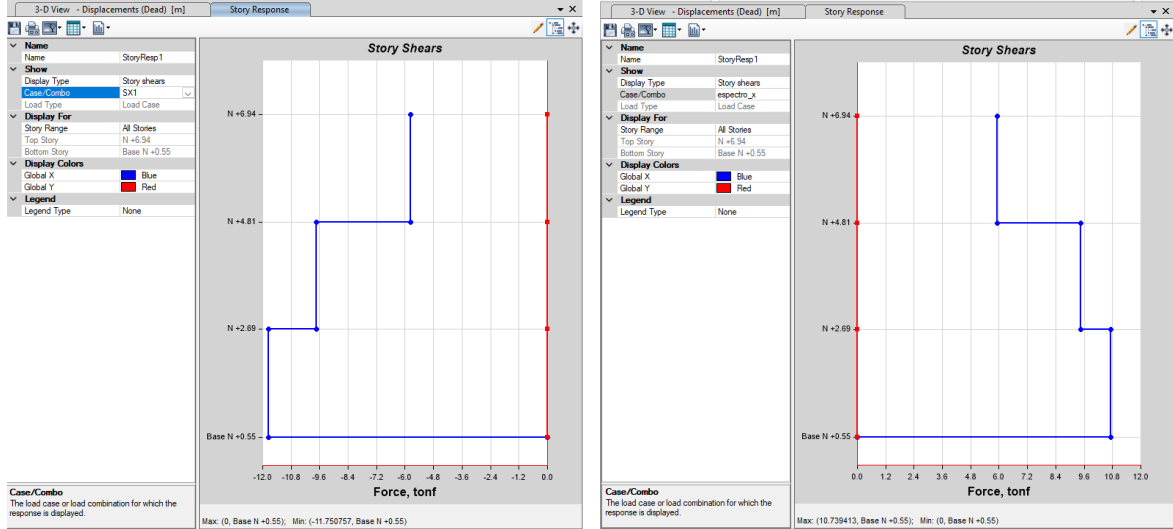


Figura 20. Escalamiento del espectro Módulo 1

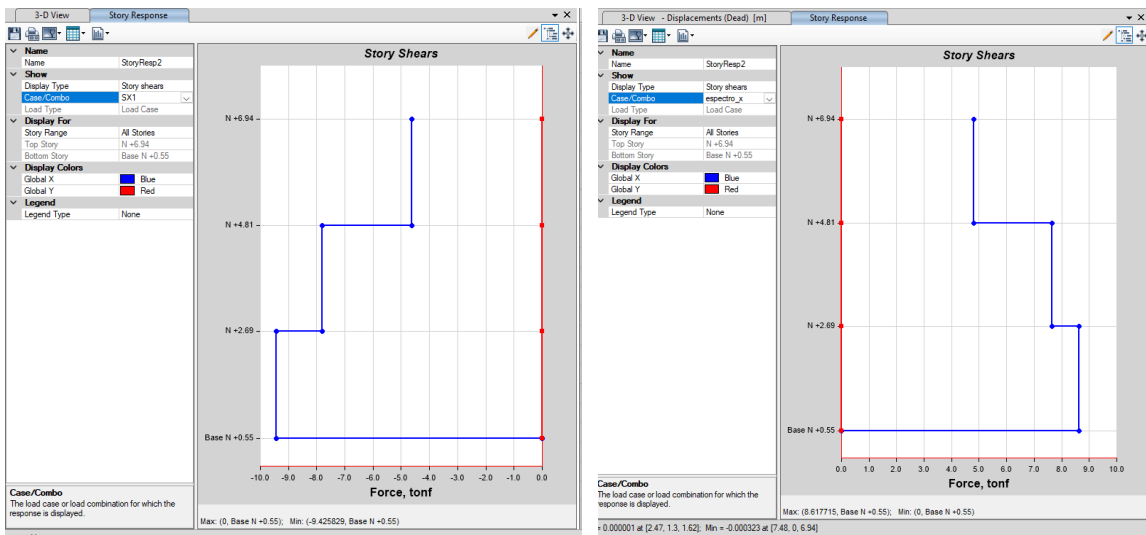


Figura 21. Escalamiento del espectro Módulo 2



Eqx: Sismo en dirección X

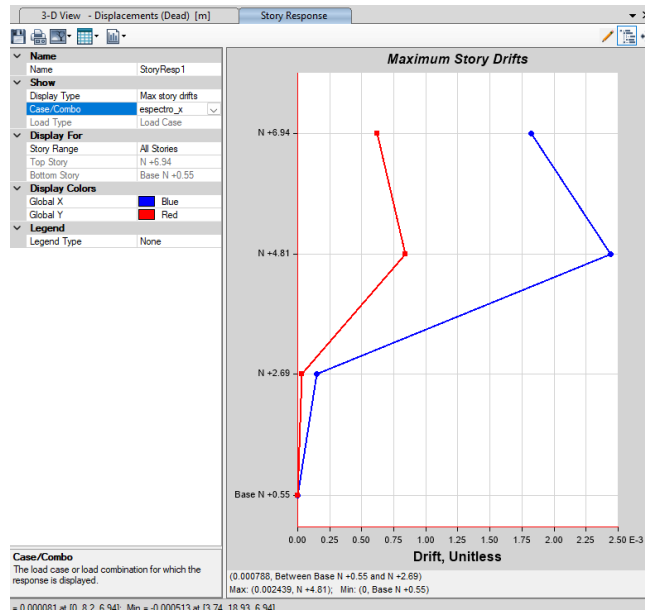


Figura 22. Deriva de piso en dirección X $\Delta E=0.002439$ Módulo 1

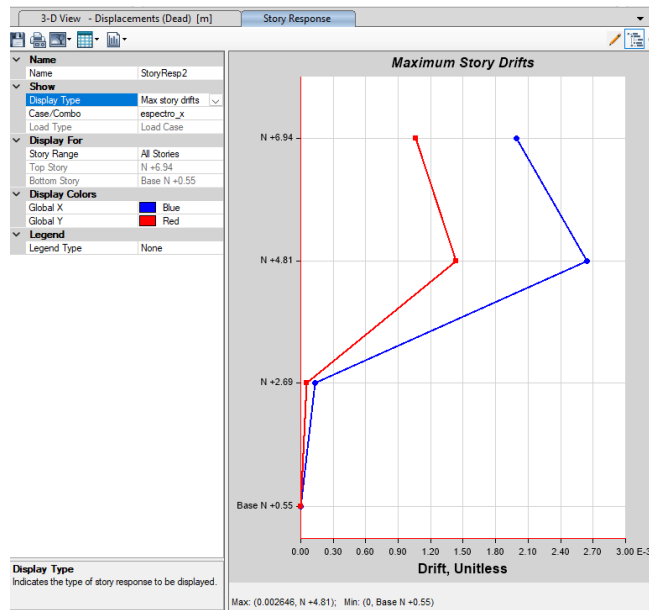


Figura 23. Deriva de piso en dirección X $\Delta E=0.002646$ Módulo 2



Eqy: Sismo en dirección Y

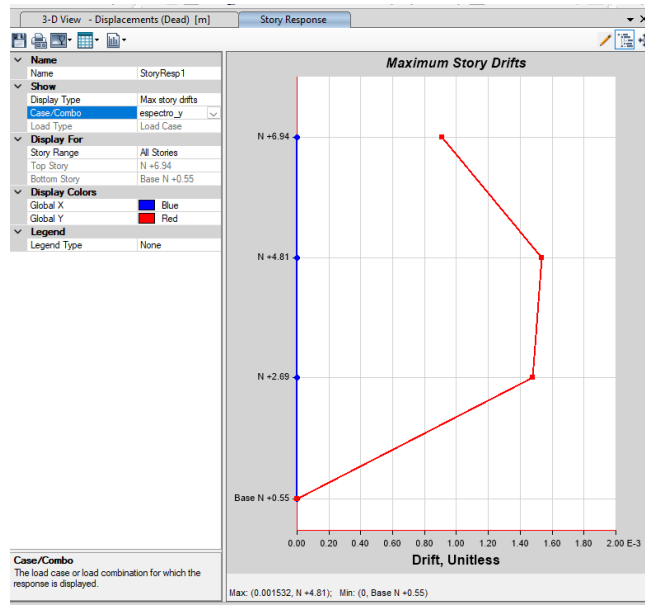


Figura 24. Deriva de piso en dirección Y $\Delta E=0.001532$ Módulo 1

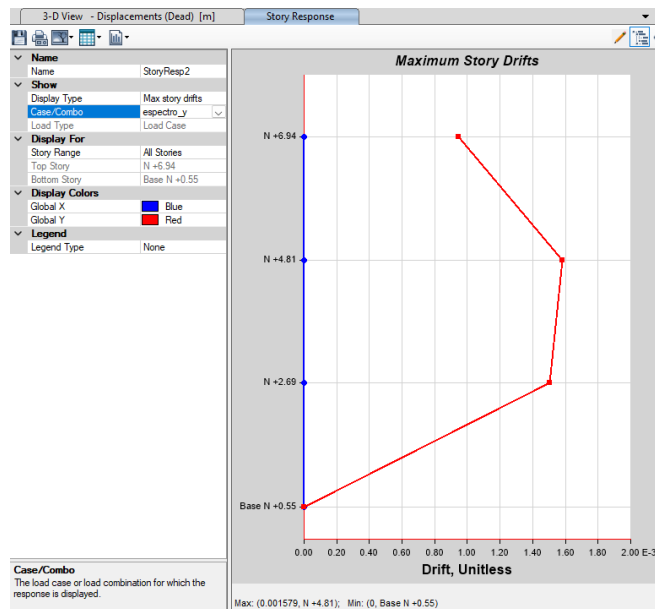


Figura 25. Deriva de piso en dirección Y $\Delta E=0.001532$ Módulo 2

Nota: Para comprobar que el cortante dinámico sea al menos el 90 % del cortante estático hay que comprobar los valores en el gráfico de STORY SHEAR.



Como se puede apreciar en los gráficos anteriores, las derivas obtenidas en la estructura se encuentran dentro de los límites permisibles.

$$\Delta_M \leq 0.02$$

$$\Delta_E \leq 0.0044$$



6.4.3. MODOS VIBRATORIOS.

Participación modal de la estructura Módulo 1

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
		sec						
Modal	1	0.348	0	0.8847	0	0.8847	0	0
Modal	2	0.282	0.4213	0	0.4213	0.8847	0.2185	0.2185
Modal	3	0.253	0.2183	0	0.6396	0.8847	0.4171	0.6356
Modal	4	0.117	0	0.0948	0.6396	0.9795	0	0.6356
Modal	5	0.097	0.04	0	0.6797	0.9795	0.0163	0.6519
Modal	6	0.087	0.0165	0	0.6962	0.9795	0.038	0.6899
Modal	7	0.081	0	0.0015	0.6962	0.981	0	0.6899
Modal	8	0.081	0	0.000009923	0.6962	0.981	0	0.6899
Modal	9	0.081	0	0.0002	0.6962	0.9812	0	0.6899
Modal	10	0.074	0.0043	0	0.7004	0.9812	0.0002	0.6901
Modal	11	0.074	0	0.0019	0.7004	0.9831	0	0.6901
Modal	12	0.073	0	0.0143	0.7004	0.9973	0	0.6901
Modal	13	0.072	0.0008	0	0.7012	0.9973	0.0013	0.6914
Modal	14	0.071	0	0.0022	0.7012	0.9995	0	0.6914
Modal	15	0.068	0	0.000004496	0.7012	0.9995	0	0.6914
Modal	16	0.067	0.000001448	0	0.7012	0.9995	0.00004347	0.6914
Modal	17	0.066	0.00004147	0	0.7013	0.9995	0.00001166	0.6914
Modal	18	0.066	0	0.00002418	0.7013	0.9995	0	0.6914
Modal	19	0.066	0	0.000006166	0.7013	0.9996	0	0.6914
Modal	20	0.066	0.0098	0	0.7111	0.9996	0.0002	0.6917
Modal	21	0.064	0.001	0	0.7121	0.9996	0.001	0.6927
Modal	22	0.064	0	0.000002744	0.7121	0.9996	0	0.6927
Modal	23	0.063	0.0009	0	0.713	0.9996	0.0009	0.6936
Modal	24	0.062	0	0.00004849	0.713	0.9996	0	0.6936
Modal	25	0.059	0.0001	0	0.7131	0.9996	0	0.6936
Modal	26	0.059	0	0.0000186	0.7131	0.9996	0	0.6936
Modal	27	0.058	0.0004	0	0.7135	0.9996	0.0025	0.696
Modal	28	0.058	0	0.000006498	0.7135	0.9996	0	0.696
Modal	29	0.049	0	0.00004476	0.7135	0.9997	0	0.696
Modal	30	0.048	0.0004	0	0.7139	0.9997	0.0002	0.6962



Modal	31	0.047	0	0.000006693	0.7139	0.9997	0	0.6962
Modal	32	0.046	0	0.0001	0.7139	0.9998	0	0.6962
Modal	33	0.046	0.000002287	0	0.7139	0.9998	0.000007608	0.6962
Modal	34	0.045	0	0.00001993	0.7139	0.9998	0	0.6962
Modal	35	0.045	0.0001	0	0.714	0.9998	0.000004298	0.6962
Modal	36	0.045	0	0.00003664	0.714	0.9999	0	0.6962
Modal	37	0.044	0	0.00004845	0.714	0.9999	0	0.6962
Modal	38	0.036	0.2576	0	0.9716	0.9999	0.0224	0.7187
Modal	39	0.035	0.000002875	0	0.9716	0.9999	0.0037	0.7224
Modal	40	0.034	0	0	0.9716	0.9999	0	0.7224
Modal	41	0.033	0.00004045	0	0.9717	0.9999	0.0002	0.7226
Modal	42	0.033	0	0	0.9717	0.9999	0	0.7226
Modal	43	0.033	0.0001	0	0.9717	0.9999	0.0019	0.7245
Modal	44	0.032	0	6.089E-07	0.9717	0.9999	0	0.7245
Modal	45	0.031	0.0234	0	0.9952	0.9999	0.2518	0.9762
Modal	46	0.03	0	0	0.9952	0.9999	0	0.9762
Modal	47	0.029	0.0008	0	0.996	0.9999	0.0134	0.9896
Modal	48	0.029	0	0	0.996	0.9999	0	0.9896
Modal	49	0.028	0	8.621E-07	0.996	0.9999	0	0.9896
Modal	50	0.028	0.0005	0	0.9965	0.9999	0.0005	0.9901
Modal	51	0.027	0	0	0.9965	0.9999	0	0.9901
Modal	52	0.027	0	0	0.9965	0.9999	0	0.9901
Modal	53	0.027	0	9.496E-07	0.9965	0.9999	0	0.9901

 Comportamiento modal de la estructura
 Participación de masa >90%

Participación modal de la estructura Módulo 2

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumR Z
Modal	1	0.352	0	0.8822	0	0.8822	0	0
Modal	2	0.298	0.3016	0	0.3016	0.8822	0.3356	0.3356
Modal	3	0.251	0.331	0	0.6326	0.8822	0.3006	0.6362
Modal	4	0.118	0	0.0965	0.6326	0.9787	0	0.6362
Modal	5	0.103	0.0261	0	0.6588	0.9787	0.0267	0.6628
Modal	6	0.087	0.027	0	0.6857	0.9787	0.0147	0.6775
Modal	7	0.086	0.0015	0	0.6873	0.9787	0.0132	0.6907
Modal	8	0.085	0	0.00001112	0.6873	0.9787	0	0.6907
Modal	9	0.08	0	0.00001014	0.6873	0.9787	0	0.6907



Modal	10	0.08	0.00000845	0	0.6873	0.9787	0.0011	0.6918
Modal	11	0.078	0.0009	0	0.6882	0.9787	0.0036	0.6954
Modal	12	0.078	0	0.000003269	0.6882	0.9787	0	0.6954
Modal	13	0.074	0	0.0204	0.6882	0.9991	0	0.6954
Modal	14	0.071	0	0	0.6882	0.9991	0	0.6954
Modal	15	0.071	0.0043	0	0.6925	0.9991	0.0004	0.6957
Modal	16	0.066	0	0	0.6925	0.9991	0	0.6957
Modal	17	0.065	0	0	0.6925	0.9991	0.0001	0.6958
Modal	18	0.064	0	0	0.6925	0.9991	0	0.6958
Modal	19	0.064	0.0098	0	0.7023	0.9991	0.0003	0.6961
Modal	20	0.055	0.0002	0	0.7025	0.9991	0.0009	0.6969
Modal	21	0.054	0	0	0.7025	0.9991	0	0.6969
Modal	22	0.052	0.0000080	0	0.7025	0.9991	0	0.6969
Modal	23	0.052	0	0	0.7025	0.9991	0	0.6969
Modal	24	0.051	0.0002	0	0.7026	0.9991	0.001	0.6979
Modal	25	0.05	0	0	0.7026	0.9991	0	0.6979
Modal	26	0.05	0.0002	0	0.7029	0.9991	0.00003	0.698
Modal	27	0.05	0	0.00002227	0.7029	0.9991	0	0.698
Modal	28	0.05	0	0.0001	0.7029	0.9993	0	0.698
Modal	29	0.046	0.0004	0	0.7033	0.9993	0.0008	0.6988
Modal	30	0.046	0	0.00001842	0.7033	0.9993	0	0.6988
Modal	31	0.046	0	0.0003	0.7033	0.9996	0	0.6988
Modal	32	0.044	0.0016	0	0.7049	0.9996	0.0047	0.7034
Modal	33	0.044	0	0.0003	0.7049	0.9999	0	0.7034
Modal	34	0.044	0	0.0000175	0.7049	0.9999	0	0.7034
Modal	35	0.037	0.0027	0	0.7076	0.9999	0.0008	0.7035
Modal	36	0.036	0	0	0.7076	0.9999	0	0.7035
Modal	37	0.036	0.1263	0	0.8339	0.9999	0.1584	0.8618
Modal	38	0.035	0.0000170	0	0.834	0.9999	0.0000	0.8618
Modal	39	0.035	0	0	0.834	0.9999	0	0.8618
Modal	40	0.035	0.0000119	0	0.834	0.9999	0.0013	0.8631
Modal	41	0.034	0	0	0.834	0.9999	0	0.8631
Modal	42	0.03	0.1563	0	0.9902	0.9999	0.128	0.9911
Modal	43	0.027	0	0	0.9902	0.9999	0	0.9911
Modal	44	0.027	0	5.738E-07	0.9902	0.9999	0	0.9911
Modal	45	0.026	0.0034	0	0.9937	0.9999	0.0035	0.9945

	Comportamiento modal de la estructura
	Participación de masa >90%



Se puede observar en los resultados anteriores que los dos primeros modos de vibración son traslacionales, lo cual es muy importante en el diseño de la estructura ya que se puede concluir que no existe el problema de torsión en planta.

6.4.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS.

Se utilizó el programa ETABS 2019 para el cálculo de fuerzas internas en la estructura con sus diferentes estados de carga, determinando una envolvente para cada elemento estructural como vigas, viguetas, columnas, diafragmas y losas, con lo cual se diseñaron las secciones finales de la estructura.

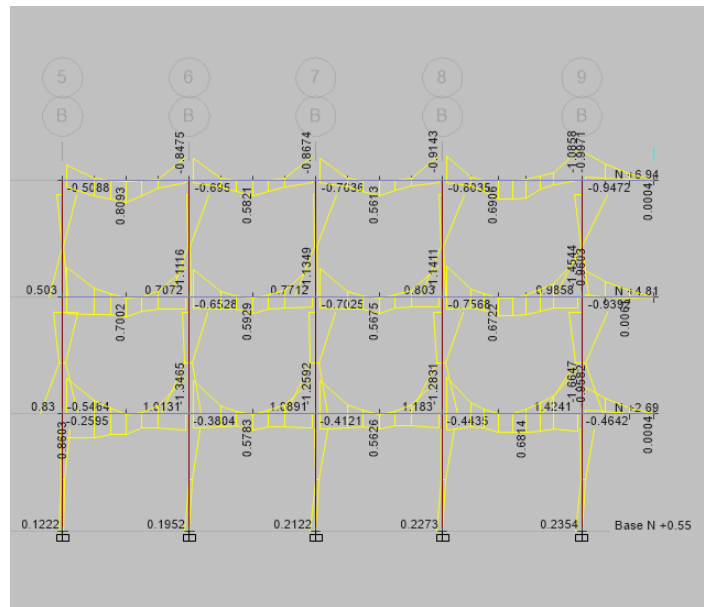


Figura 26. Envolvente de momentos de la estructura Módulo 1

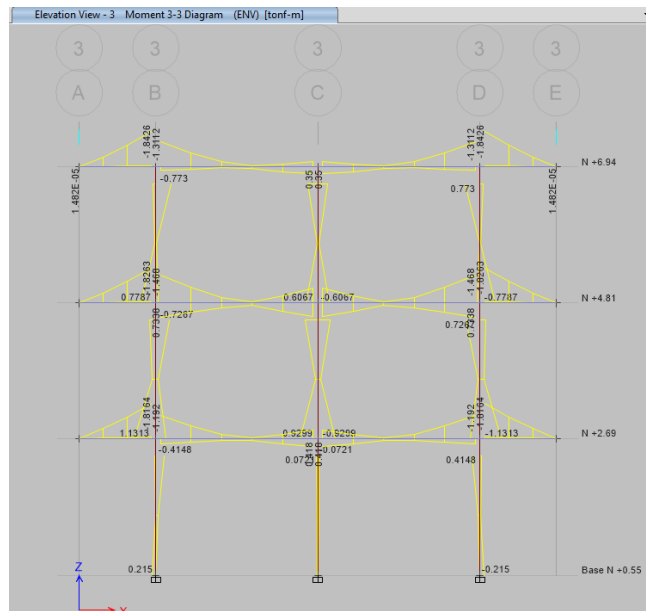


Figura 27. Envoltente de momentos de la estructura Módulo 2

6.4.4.1. VIGAS

Con el objetivo de tener un diseño óptimo en cuanto al costo económico de la estructura, se definieron varios tipos de vigas según sus sollicitaciones.

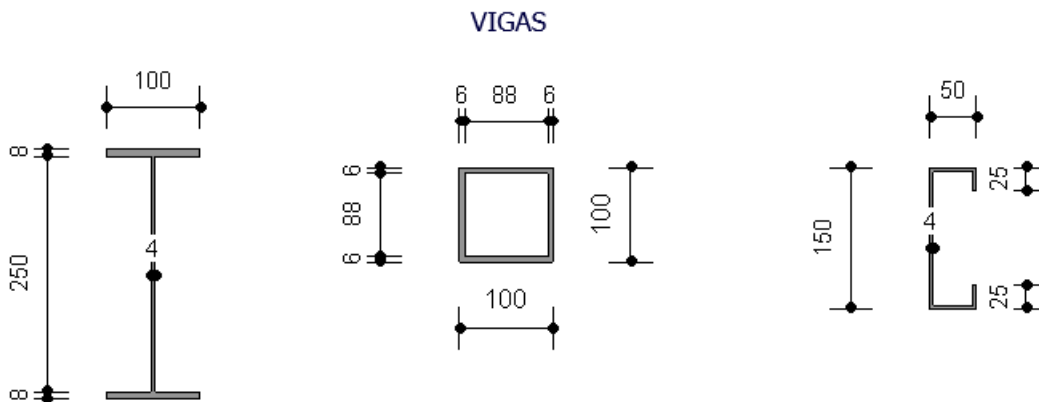


Figura 28. Secciones de viga



Ejemplo de diseño de una viga:

Se determina la máxima sollicitación en el elemento en base a las combinaciones de carga antes mencionadas, esto se lo realiza con la ayuda del programa ETABS 2019.

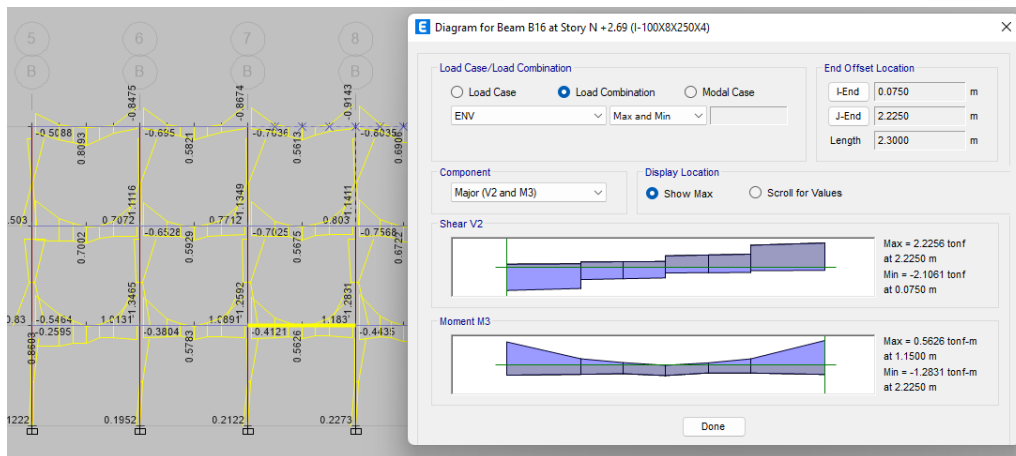


Figura 29. Envolvente de momento y corte de la viga Módulo 1



ETABS Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details							
Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
N -2.88	B15	290	2.225	SN... 1.2D+EX+0.208	Ordinary Moment Frame	I=100X3X250X4	Seismic MD

LLRF and Demand/Capacity Ratio		
L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit
2.30000	1	0.95

Analysis and Design Parameters			
Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau=0 Fixed

Stiffness Reduction Factors				
$\phi P_r / P_u$	$\phi P_r / P_u$	T_b	EA factor	EI factor
0	0	1	0.8	0.8

Seismic Parameters									
Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S _{DS}	R	Ω	C _s
No	No	Yes	D	1	1	1	6	3	5.5

Design Code Parameters						
ϕ_b	ϕ_c	ϕ_{TV}	ϕ_{TF}	ϕ_V	ϕ_{V-R}	ϕ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties					
A (m ²)	J (m ⁴)	I _{xx} (m ⁴)	I _{yy} (m ⁴)	A _{v2} (m ²)	A _{v3} (m ²)
0.0026	3.964E-08	0.000032	0.000001	0.0016	0.0011

Design Properties						
S _{xx} (m ³)	S _{yy} (m ³)	Z _{xx} (m ³)	Z _{yy} (m ³)	r _{xx} (m)	r _{yy} (m)	C _w (m ⁶)
0.000239	0.000027	0.000269	0.000041	0.11087	0.02266	0

Material Properties					
E (tonf/m ²)	f _y (tonf/m ²)	R _y	C _{br}	α	
20430000	35200	1	1.139	NA	

Stress Check forces and Moments						
Location (m)	P _u (tonf)	M _{u22} (tonf-m)	M _{u33} (tonf-m)	V _{u2} (tonf)	V _{u3} (tonf)	T _u (tonf-m)
2.225	0	-1.2992	0	2.126	0	-7.488E-06

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)						
	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.935	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.25	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling		
L _{tb}	K _{tb}	C _b
0.25	1	1.192

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)	
D/C Ratio =	(P _u / 2P _u) + (M _{u22} / M _{u22}) + (M _{u33} / M _{u33})
0.143	0 + 0.143 = 0

Axial Force and Capacities		
P _u Force (tonf)	ϕP_n Capacity (tonf)	ϕP_n Capacity (tonf)
0	88.8117	82.388

Moments and Capacities				
	M _u Moment (tonf-m)	ϕM_n (tonf-m)	ϕM_n No LTB (tonf-m)	ϕM_n Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	1.2992	8.5188	8.5188	8.5188
Minor Bending	0	1.2989		

Shear Design			
	V _u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	2.126	19.1751	0.111
Minor Shear	0	30.4123	0

End Reaction Major Shear Forces			
Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
-3.3482	SN... 1.2D+EX+0.208	3.386	SN... 1.2D+EX+0.208

Figura 30. Momento de diseño de la viga Módulo 1



Capacidad de la Sección $\phi Mn \geq Mu$: $8.5188 \geq 1.2592$ ok

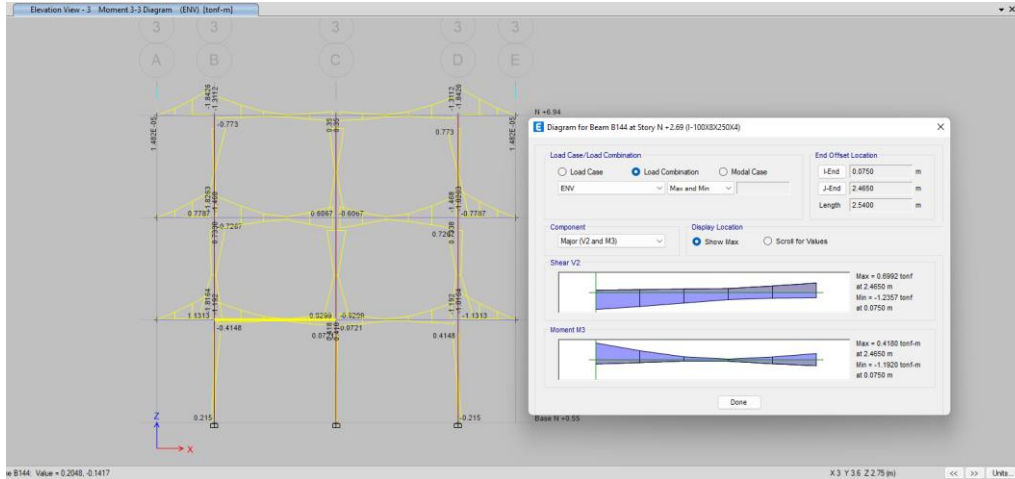


Figura 31. Envoltente de momento y corte de la viga Módulo 2

ETABS Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
N +2.69	B144	115	0.075	EN 1.2D+Ex=0.208	Ordinary Moment Frame	I-100X8X250X4	Seismic MD

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit
2.54000	1	0.95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau=0 Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_x$	T_b	EA factor	EI factor
0	0	1	0.8	0.8

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S_{DS}	R	Ω	C _d
No	No	Yes	D	1	1	1	8	3	5.5

Design Code Parameters

ϕ_b	ϕ_c	ϕ_{TV}	ϕ_{TR}	ϕ_V	$\phi_{V(R)}$	ϕ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (m ²)	J (m ⁴)	I _{xx} (m ⁴)	I _{yy} (m ⁴)	A _{v2} (m ²)	A _{v1} (m ²)
0.0026	3.964E-08	0.000032	0.000001	0.0016	0.0011

Design Properties

S_{xx} (m ³)	S_{yy} (m ³)	Z _{xx} (m ³)	Z _{yy} (m ³)	r _{xx} (m)	r _{yy} (m)	C _w (m ⁴)
0.000239	0.000027	0.000269	0.000041	0.11067	0.02266	0

Material Properties

E (tonf/m ²)	f _y (tonf/m ²)	R _y	C _{pr}	α
20430000	35200	1	1.135	NA

Stress Check forces and Moments

Location (m)	P (tonf)	M _{xx} (tonf-m)	M _{yy} (tonf-m)	V _{xx} (tonf)	V _{yy} (tonf)	T (tonf-m)
0.075	0	-1.192	0	-1.2357	0	1.779E-05



Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.941	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.941	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L _{br}	K _{br}	C _b
0.941	1	2.78

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

D/C Ratio =	(P _u / 2P _n) + (M _{u1x} / M _{n1x}) + (M _{u2x} / M _{n2x})
0.14 =	0 + 0.14 = 0

Axial Force and Capacities

P _u Force (tonf)	ΦP _n Capacity (tonf)	ΦP _n Capacity (tonf)
0	35.2178	32.383

Moments and Capacities

M _u Moment (tonf-m)	ΦM _n (tonf-m)	ΦM _n No LTB (tonf-m)	ΦM _n Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	1.192	8.5188	8.5188
Minor Bending	0	1.2839	

Shear Design

V _u Force (tonf)	ΦV _n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	1.2357	19.1751
Minor Shear	0	30.4128

End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
-2.03	SN...1.2D+Ex+0.208	1.4506	SN...1.2D+Ex+0.208

Figura 32. Momento de diseño de la viga Módulo 2

Capacidad de la Sección $\phi M_n \geq M_u$: $8.5188 \geq 1.192$ ok

Datos obtenidos por el programa

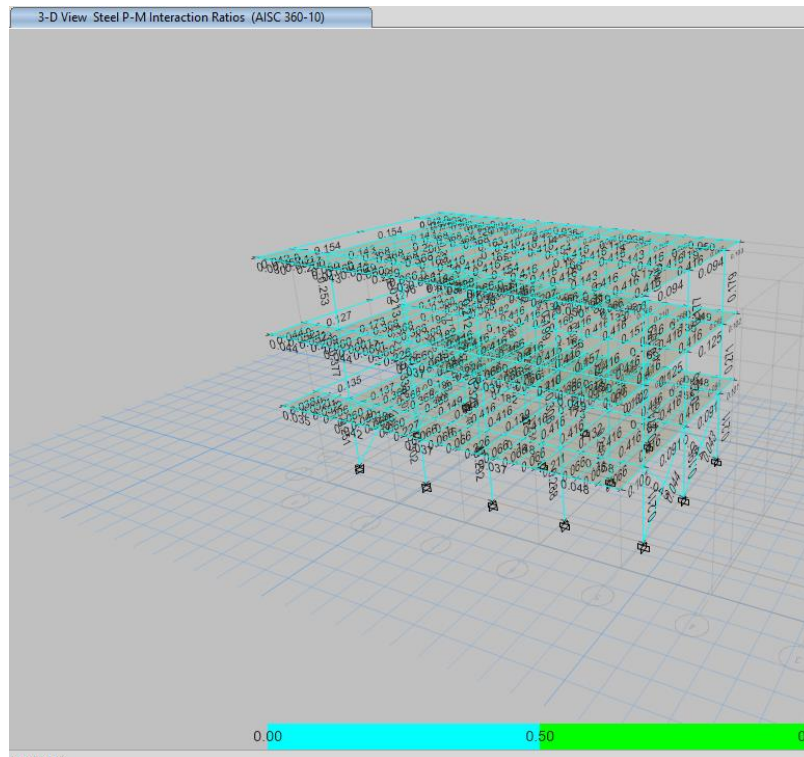


Figura 33. Radio de capacidad de las secciones Módulo 1

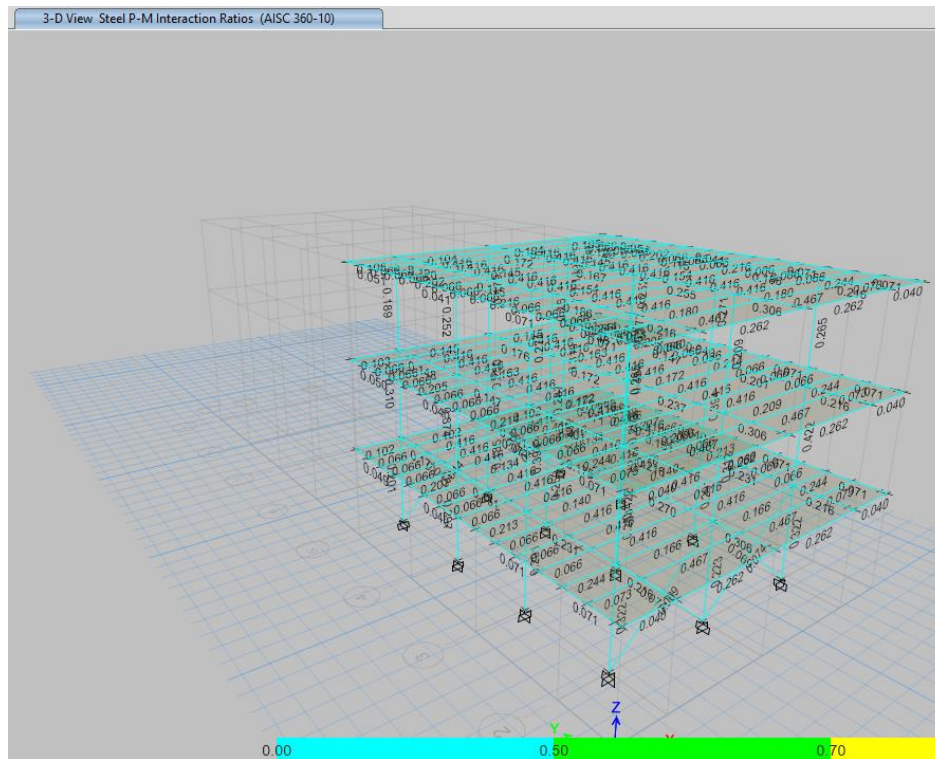


Figura 34. Radio de capacidad de las secciones Módulo 2

6.4.4.2. COLUMNAS

De igual manera que en el diseño de vigas, se determina una envolvente de cada fuerza interna presente en el elemento, con lo cual se procede a realizar el diseño final.

Se usó el programa ETABS 2019 para determinar la capacidad última de las columnas y chequear que sean idóneas para resistir las solicitaciones.



ETABS Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
N +6.94	C5	1049	0	SN... 1.2C+EX+0.208	Ordinary Moment Frame	COL... ...	Seismic MD

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit
2.13000	1	0.95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-0 Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P / P_y$	$\alpha P / P_x$	T_b	EA factor	EI factor
0.026	0.003	1	0.8	0.8

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S _{DS}	R	Ω	C _s
No	No	Yes	D	1	1	1	8	3	5.5

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	Φ_{VR}	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (m ²)	J (m ⁴)	I _{xx} (m ⁴)	I _{yy} (m ⁴)	A _{v2} (m ²)	A _{v1} (m ²)
0.0045	0.000023	0.000015	0.000015	0.002	0.002

Design Properties

S _{xx} (m ³)	S _{yy} (m ³)	Z _{xx} (m ³)	Z _{yy} (m ³)	r _{xx} (m)	r _{yy} (m)	C _v (m ⁴)
0.000204	0.000204	0.000242	0.000242	0.05808	0.05808	

Material Properties

E (tonf/m ²)	f _y (tonf/m ²)	R _y	C _{sv}	α
20430000	25400	1	1.193	NA

HSS Section Parameters

HSS Welding	Reduce HSS Thickness?
ER/W	No

Stress Check forces and Moments

Location (m)	P _u (tonf)	M _{xx2} (tonf-m)	M _{yy2} (tonf-m)	V _{u2} (tonf)	V _{u1} (tonf)	T _u (tonf-m)
0	-2.9447	0.503	-0.4072	0	0	-0.0299

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.875	1	1	1	1
Minor Bending	0.875	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L _{br}	K _{br}	C _b
0.875	1	2.236

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

D/C Ratio =	(P _u / 2P _u) + (M _{xx2} / M _{xxc}) + (M _{yy2} / M _{yyc})
0.179	0.015 + 0.091 + 0.074

Axial Force and Capacities

P _u Force (tonf)	ΦP_{nc} Capacity (tonf)	ΦP_{n1} Capacity (tonf)
2.9447	55.382	103.8755

Moments and Capacities

	M _u Moment (tonf-m)	ΦM_n (tonf-m)	ΦM_n No LTB (tonf-m)	ΦM_n CB=1 (tonf-m)
Major Bending	0.503	5.5372	5.5372	5.5372
Minor Bending	0.4072	5.5372		

Torsion Moment and Capacities

T _u Moment (tonf-m)	T _u Capacity (tonf-m)	ΦT_n Capacity (tonf-m)
-0.0299	4.8866	4.398

Shear Design

	V _u Force (tonf)	ΦV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	0	27.8515	0.02
Minor Shear	0	27.8515	0.016

Figura 35. Momento de diseño de columna Módulo 1



Momento último resistente $\phi M_n = 5.5372 \text{ T-m}$
 $\phi M_n \geq M_u = 5.5372 \geq 0.503 \text{ T-m}$ O.K

ETABS Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
N+4.81	C12	351	0	SN_1.20+EX+0.20S	Ordinary Moment Frame	COL_12x14	Seismic MD

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit
2.12000	0.868	0.95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau=0 Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_u / P_y$	$\alpha P_u / P_u$	T_s	EA factor	EI factor
0.117	0.015	1	0.8	0.8

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S _{DS}	R	Ω_0	C _d
No	No	Yes	D	1	1	1	6	3	5.5

Design Code Parameters

ϕ_c	ϕ_c	ϕ_{TV}	ϕ_{TF}	ϕ_V	ϕ_{VR}	ϕ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (m ²)	J (m ⁴)	I _{xx} (m ⁴)	I _{yy} (m ⁴)	A ₁₂ (m ²)	A ₁₃ (m ²)
0.0045	0.000023	0.000015	0.000015	0.002	0.002

Design Properties

S _{xx} (m ³)	S _{yy} (m ³)	Z _{xx} (m ³)	Z _{yy} (m ³)	r _{xx} (m)	r _{yy} (m)	C _w (m ⁴)
0.000204	0.000204	0.000242	0.000242	0.05806	0.05806	

Material Properties

E (tonf/m ²)	f _y (tonf/m ²)	R _y	C _{DF}	α
20430000	25400	1	1.153	NA

HSS Section Parameters

HSS Welding	Reduce HSS Thickness?
ERW	No

Stress Check Forces and Moments

Location (m)	P _u (tonf)	M _{u11} (tonf-m)	M _{u22} (tonf-m)	V _{u1} (tonf)	V _{u2} (tonf)	T _u (tonf-m)
0	-13.5443	1.4143	0.5432	0	0	-0.069



Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)						
	L Factor	K _x	K _y	B _x	B _y	C _m
Major Bending	0.875	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.875	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling		
L _{br}	K _{br}	C _{br}
0.875	1	2.39

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)	
D/C Ratio =	(P _r / 2P _c) + (M _{rx} / M _{cx}) + (M _{ry} / M _{cy})
0.422	0.089 + 0.288 + 0.098

Axial Force and Capacities		
P _r Force (tonf)	φP _n Capacity (tonf)	φP _n Capacity (tonf)
13.5443	98.4393	103.8758

Moments and Capacities			
M _r Moment (tonf-m)	φM _n (tonf-m)	φM _n No LTB (tonf-m)	φM _n Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	1.4143	5.5372	5.5372
Minor Bending	0.5492	5.5372	

Torsion Moment and Capacities		
T _r Moment (tonf-m)	T _r Capacity (tonf-m)	φT _r Capacity (tonf-m)
-0.069	4.8868	4.398

Shear Design			
	V _r Force (tonf)	φV _n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	0	27.6515	0.045
Minor Shear	0	27.6515	0.018

Figura 36. Momento de diseño de columna Módulo 2

$$\text{Momento último resistente } \phi M_n = 5.5372 \text{ T-m}$$

$$\phi M_n \geq M_u = 5.5372 \geq 1.4143 \text{ T-m.} \quad \text{O.K}$$

Se asume un correcto dimensionamiento de columnas en base a los cálculos antes mencionados; cabe recalcar que los valores de radio, Demanda / Capacidad son inferiores a 1, estos resultados se los determinó en el programa ETABS 2019 el mismo que lo realiza con la siguiente ecuación:

$$\frac{D}{C} = \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right) + \left(\frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad \text{O.K}$$



7. CIMENTACIÓN

El diseño de la cimentación se lo realizó en el software SAFE 2020 posterior a la exportación de las cargas desde ETABS 2019.

La carga admisible de suelo según el estudio de suelos es de 16.50 t/m^2

Ejemplo de diseño de losa de cimentación

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a concrete material. The 'General Data' section includes: Material Name: 'Hormigón 240kg/cm2', Material Type: 'Concrete', Directional Symmetry Type: 'Isotropic', Material Display Color: a cyan color, and Material Notes: 'Modify/Show Notes...'. The 'Material Weight and Mass' section has 'Specify Weight Density' selected, with 'Weight per Unit Volume' at 2.4028 tonf/m³ and 'Mass per Unit Volume' at 0.245014 tonf-s²/m⁴. The 'Mechanical Property Data' section includes: Modulus of Elasticity, E: 2091411.01 tonf/m²; Poisson's Ratio, U: 0.2; Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C; and Shear Modulus, G: 871421.25 tonf/m². The 'Design Property Data' section has a 'Modify/Show Material Property Design Data...' button. The 'Advanced Material Property Data' section has a 'Time Dependent Properties...' button. The 'Modulus of Rupture for Cracked Deflections' section has 'Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)' selected. The dialog has 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a rebar material. The 'General Data' section includes: Material Name: 'varilla fy=4200kg/cm2', Material Type: 'Rebar', Directional Symmetry Type: 'Uniaxial', Material Display Color: a cyan color, and Material Notes: 'Modify/Show Notes...'. The 'Material Weight and Mass' section has 'Specify Mass Density' selected, with 'Weight per Unit Volume' at 7.849 tonf/m³ and 'Mass per Unit Volume' at 0.80038 tonf-s²/m⁴. The 'Mechanical Property Data' section includes: Modulus of Elasticity, E: 20389019.16 tonf/m²; and Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C. The 'Design Property Data' section has a 'Modify/Show Material Property Design Data...' button. The dialog has 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Figura 37. Definición de materiales



Losas de cimentación

S Slab Property Data

General Data

Property Name: losa de cim e=40cm

Slab Material: Hormigón 240kg/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thick

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: [Blue swatch] Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Type: Slab

Thickness: 0.4 m

Figura 38. Definición losa de cimentación

Parámetros de suelo

S Area Spring Property Data

General Data

Property Name: Suelo García Moreno

Display Color: [Cyan swatch] Change...

Property Notes: Modify/Show Notes...

Property

Subgrade Modulus (Compression Only): 1980 tonf/m/m²

Nonlinear Option (Nonlinear Cases Only)

None (Linear)

Tension Only

Compression Only

Elasto-Plastic

Compression Stiffness: []

Compression Strength: []

Tension Stiffness: []

Tension Strength: []

OK Cancel

Figura 39. Definición parámetros de suelo



Cargas en losa de cimentación

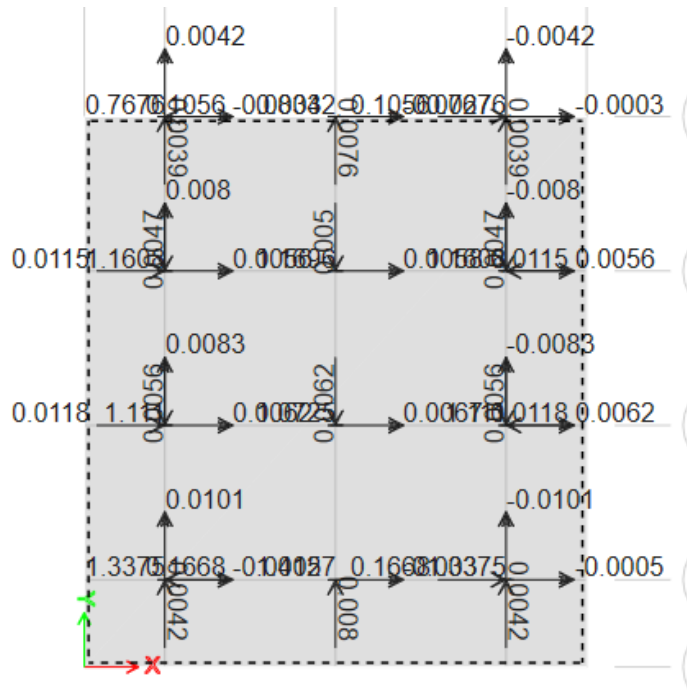


Figura 40. Cargas exportadas desde ETABS

Esfuerzos en losa de cimentación

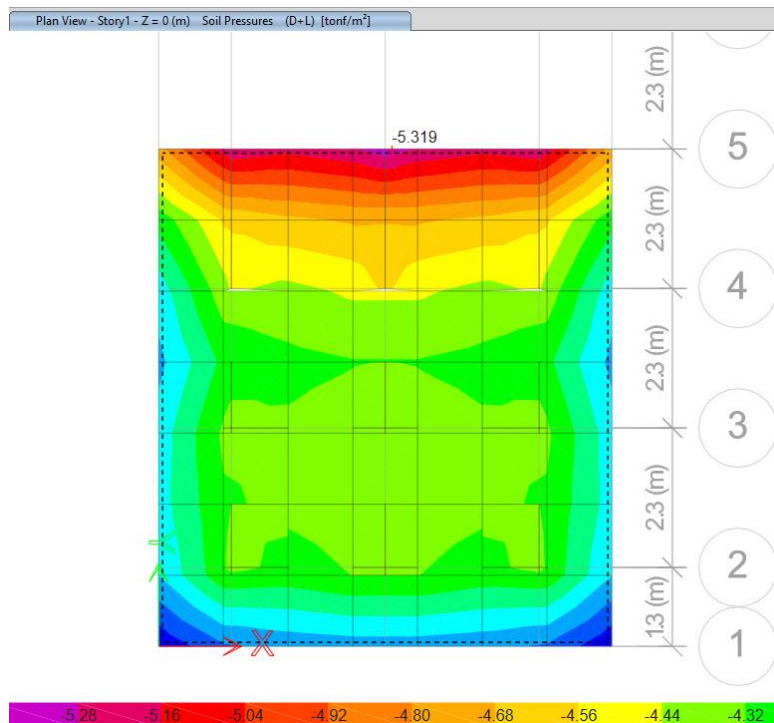


Figura 41. Esfuerzos producidos por combinación D+L

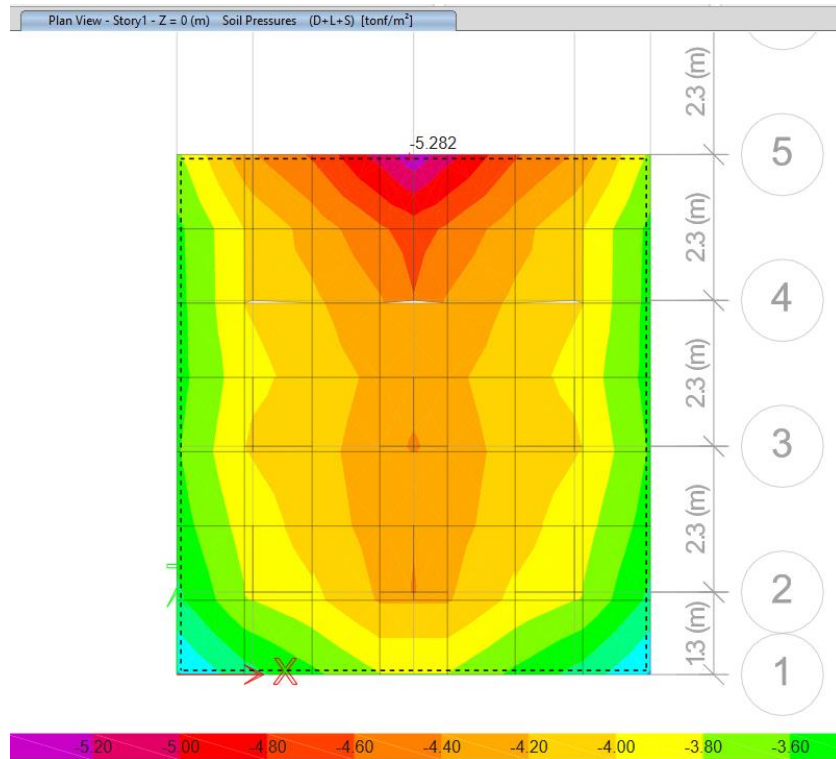


Figura 42. Esfuerzos producidos por combinación D+L+S

Se puede evidenciar que el esfuerzo producido en la losa de cimentación es inferior al soportado por el suelo, por lo tanto, se da por aprobado el diseño.



VERIFICACIÓN DE PUNZONAMIENTO

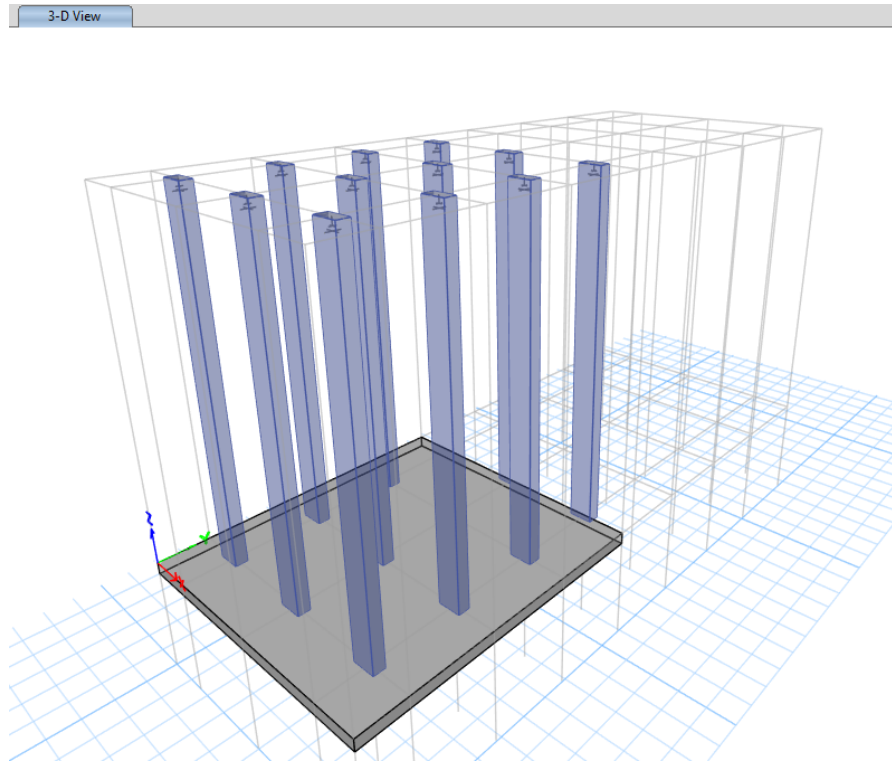


Figura 43. Planta de verificación de punzonamiento

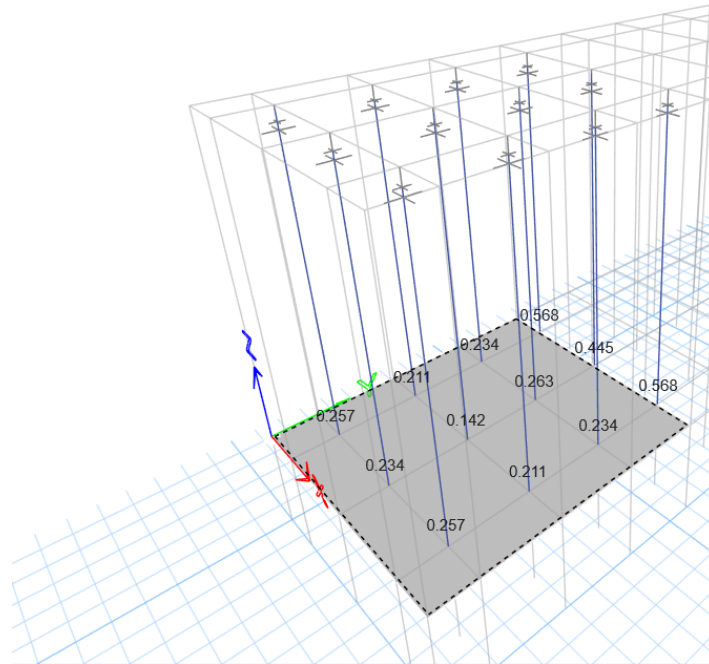
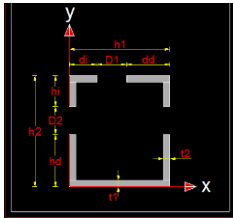


Figura 44. Verificación de punzonamiento

Se puede comprobar que el valor de punzonamiento en todas las losas es inferior a 1, por lo cual se puede concluir que el diseño de la cimentación es correcto.



CÁLCULO DE PLACAS



Datos		
h1	15	cm
h2	15	cm
t1	0.8	cm
t2	0.8	cm

$P_U =$	19.24	T
$M_U =$	1	T-m

2.1.3 CONSIDERANDO CARGAS AXIALES Y MOMENTO FLECTOR CON DISTRIBUCIÓN TRIANGULAR DE ESFUERZOS

PASO 1. Determinar las dimensiones N y B de la placa base, para realizar la 1ra iteración.

Para secciones I

$$N = d + (2)(3in)$$

$$B = bf + (2)(3in)$$

$f'_c =$	240	kg/cm ²
$f_{yplaca} =$	2500	kg/cm ²

Para secciones HSS

$$N = h + (2)(3in)$$

$$B = bf + (2)(3in)$$

m =	0.075	m
m' =	0.075	m
n =	0.075	m
n' =	0.075	m

N =	0.35	m
B =	0.35	m

dis. Entre el borde de la placa y la columna, en la dirección de la long. De la placa (N)
dis. Entre atiesadores.
lo mismo que m y m' pero en la dirección del ancho de la placa (B)
lo mismo que m y m' pero en la dirección del ancho de la placa (B)

Longitud de la placa base
Ancho de la placa base

PASO 2. Determinar la excentricidad.

$$e = 0.052 \quad m \quad 0.2032$$

19.05

PASO 3. Determinar la excentricidad crítica.

$$e_{kern} = 0.058 \quad m \quad 0.0592$$

***NOTA: NO EXISTE TENSIÓN ENTRE LA PLACA Y LA CIMENTACIÓN**
 $e < e_{kern}$

PASO 4. Calcular la base de presiones.

Debido a la compresión axial:

$$f_{p(ax)} = \frac{P_U}{B \times N}$$

$$f_{p(ax)} = 157.06 \quad T/m^2$$

Debido a la aplicación de momento:

$$S_{pl} = \frac{B \times N^2}{6}$$

$$S_{pl} = 0.007 \quad m^3$$

$$f_{p(b)} = \frac{M_U}{S_{pl}}$$

$$f_{p(b)} = 139.94 \quad T/m^2$$

Debido a la combinación de fuerzas:

$$f_{p(avail)} = \phi_c \times 0.85 \times f'_c$$

$$f_{p(avail)} = 1326 \quad T/m^2$$

$$f_{p(max)} = (f_{p(ax)} + f_{p(b)}) \leq f_{p(avail)}$$

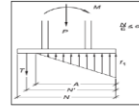
$$f_{p(max)} = 297.00 \quad T/m^2$$

$$f_{p(min)} = (f_{p(ax)} - f_{p(b)})$$

$$f_{p(min)} = 17.12 \quad T/m^2$$

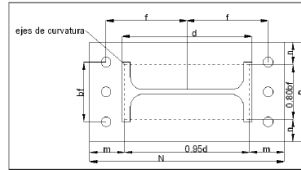
OK

Figura 2.0 Columna con distribución triangular de esfuerzos cuando $e > e_{kern}$



Fuente: Base Plate and Anchor Rod Design - Second Edition - Norma AISI

Figura 2.2 Longitudes críticas de la placa base



Fuente: Base Plate and Anchor Rod Design - Second Edition - Norma AISI

Donde:

N = Longitud de la placa base, [cm]

m, m' = Dimensión del volado de la placa base paralela a la longitud de la placa base y a la aplicación del momento. La longitud "m" es la distancia entre el borde de la placa y la columna, y "m'" es la distancia entre los atiesadores, se debe hacer el cálculo para las dos dimensiones y de esta manera saber que distancia produce el mayor momento en la placa base, [cm]



PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO PARA SECCIONES I y SECCIONES HSS ; $e < e_{crit}$

PASO 5. Determinar la presión a una distancia " m " o " m' " desde la presión máxima.

$$f_{p(m)} = f_{p(m\acute{a}x)} - 2 f_{p(b)} \left(\frac{m}{N} \right)$$

$f_{p(m)} =$	237.03	T/m ²	con m
$f_{p(m)} =$	237.03	T/m ²	con m'

$f_{p(m)} =$	237.03	T/m ²
--------------	--------	------------------

PASO 6. Determinar el momento de la flexión en el plano crítico m, m' y n, n'.

Plano " m " y " m' ", dirección de aplicación del momento:

$$M_{pl} = (f_{p(m)}) \left(\frac{m^2}{2} \right) + (f_{p(m\acute{a}x)} - f_{p(m)}) \left(\frac{m^2}{3} \right)$$

$$M_{pl} = f_{p(ax)} \left(\frac{n^2}{2} \right)$$

$$M_{pl(m)} = 0.78$$

$$M_{pl(n)} = 0.44$$

$$M_{pl(m')} = 0.78$$

$$M_{pl(n')} = 0.44$$

$M_{pl(m)} =$	0.78	Ton-m/m
---------------	------	---------

$M_{pl(n)} =$	0.44	Ton-m/m
---------------	------	---------

PASO 7. Determinar el espesor requerido de la placa base.

$$t_{req} = \sqrt{\frac{4 \times M_{upl}}{\phi_c \times B \times Fy}}$$

Note: Since the M_{pl} is expressed in units of kip-in./in., the plate thickness expressions can be formatted without the plate width (B) as such:

$t_{req} =$	11.77	mm
-------------	-------	----

NOTA: se adopta un espesor de placa de 15mm



CÁLCULO DE PERNOS

DISEÑO DE PLACA BASE Y PERNOS DE ANCLAJE 1		
SECCION DE DISEÑO		
CARGAS DE DISEÑO		
Numero Total de Pernos	4	U
Valor de dx	250	mm
Valor de dy	250	mm
Numero Total de Pernos en la Linea X	4	U
Numero Total de Pernos en la Linea Y	4	U
Valor de Fx	5.76	kN
Valor de Fy	1.75	kN
Valor de Fz	22.16	kN
Mu x	3.93	kN.m
Mu y	18.86	kN.m
Vu x	1.44	kN
Vu y	0.44	kN
Vu xy	1.50	kN
Vu max	1.50	kN
Nu x	3.93	kN
Nu y	18.86	kN
Nu Diseño	13.73	kN
DATOS GENERALES		
Capacidad del Material: Acero del anclaje		
Especificación ASTM	A307 Gr C	
Resistencia del acero del perno Fy	420.00	MPa
Resistencia especifica acero perno fu	798.00	MPa
Diámetro exterior del perno do	19.05	mm
Número de filetes por rosca	10.00	u/pul
Sección efectiva del perno Ase	215.78	mm ²
Sección camisa del perno Asl	0.00	mm ²
No. de pernos n	4	
Resistencia del Acero del anclaje a tracción Ns :	688.77	KN
Resistencia del Acero del anclaje a corte Vs :	413.26	KN



Capacidad del Material: Hormigón		
Resistencia hormigón f_c	24.00	MPa
Resistencia del acero de refuerzo F_y	420.00	MPa
Lado de la cimentación L	350	mm
Lado de la cimentación L'	350	mm
Area de falla del hormigón A_n	122500.00	mm ²
Area de falla del hormigón A_{no}	62500.00	mm ²
Area de falla del hormigón A_v	123750.00	mm ²
Area de falla del hormigón A_{vo}	11250.00	mm ²
Excentricidad a tracción e_n	0.00	mm
Excentricidad a corte e_v	0.00	mm
Distancia borde perno c_{real}	50.00	mm
Distancia borde perno $c/1.5$	33.33	mm
Distancia borde perno c'	50.00	mm
Distancia borde perno $c'/1.5$	33.33	mm
Distancia perpendicular borde perno c_2	50.00	mm
Distancia perpendicular borde perno $c_2/1.5$	33.33	mm
Distancia perpendicular borde perno c_2'	50.00	mm
Distancia perpendicular borde perno $c_2'/1.5$	33.33	mm
Altura de cimentación h	400	mm
Altura de cimentación $h/1.5$	266.67	mm
DISEÑO DE PLACA BASE		
Base de la columna dw	150	mm
Altura de la columna bf	150	mm
Resistencia del acero de la placa F_y	250000	KN/m ²
f_{ph}	8400	KN/m ²
F_b	187500	KN/m ²
Base de la placa X_{pl}	300	mm
Altura de la placa Y_{pl}	300	mm
Excentricidad e_x	851.08	mm
Excentricidad e_y	177.35	mm
Excentricidad crítica e_{crit}	50.00	mm
Esfuerzo máximo en la placa $f_{pmax}(X)$	4437.33	KN/m ²
Esfuerzo máximo en la placa $f_{pmax}(Y)$	1119.56	KN/m ²
Esfuerzo mínimo en la placa $f_{pmin}(X)$	-3944.89	KN/m ²
Esfuerzo mínimo en la placa $f_{pmin}(Y)$	-627.11	KN/m ²
Fuerza en la placa p_x	27940.74	KN/m
Fuerza en la placa p_y	5822.22	KN/m
Distancia de la cara de la columna al borde de la placa x_l	75	mm
Distancia de la cara de la columna al borde de la placa y_l	75	mm
$f_{max}(X)$	4437.33	KN/m ²
$f_{max}(Y)$	1119.56	KN/m ²
Momento en la placa por metro $M_{borde X}$	12.48	KN.m/m
Momento en la placa por metro $M_{borde Y}$	3.15	KN.m/m
Momento total en la placa $M_{tot X}$	3.74	KN.m
Momento total en la placa $M_{tot Y}$	0.94	KN.m
Espesor de Placa Base e_{PL}	10.95	mm
Espesor de Placa Base $e_{PL_{asumido}}$	15	mm



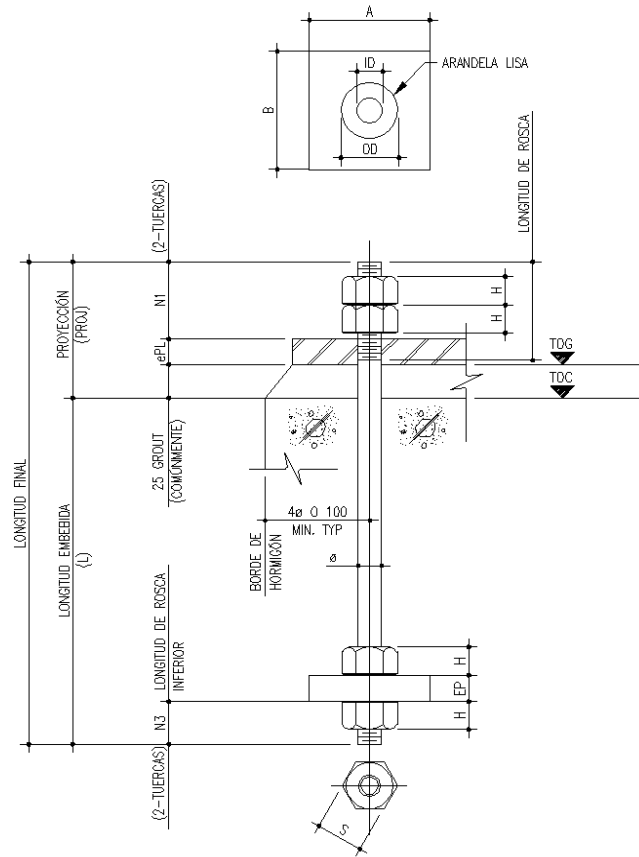
Diseño de Costillas		
Requiere Costillas	NO	
Sreq X	19968.00	mm ³
Sreq Y	5038.00	mm ³
Sreq Dis	19968.00	mm ³
Alt Cost	50	mm
e cost	8	mm
Número de Costillas por Lado	4	
Acost	1600	mm ²
Yc	40	mm
Ap X	4500	mm ²
Ap Y	4500	mm ²
Yp	7.50	mm
Y(x)	16.02	mm
Y(y)	16.02	mm
l(x)	1664429.645	mm ⁴
l(y)	1664429.645	mm ⁴
Scomp X	33985.01	mm ³
Scomp Y	33985.01	mm ³
Strac X	103867.22	mm ³
Strac Y	103867.22	mm ³
Scomp Dis	33985.01	mm ³
Strac Dis	103867.22	mm ³
Aumentar x compresión	OK	
Aumentar x tracción	OK	
DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE		
Distancia entre pernos s	250	mm
Distancia entre pernos s/3	83.33	mm
Distancia entre pernos exterior so	250	mm
Factor de modificación λ	1	
Factor de modificación Ψe	1	
Longitud de desarrollo ld	310.31	mm
Profundidad efectiva del perno hef	200	mm
Profundidad efectiva del perno hef calculado	83.33	mm
Distancia borde perno c calculada	50	mm
Distancia del gancho eh	80	mm
Longitud de apoyo de la carga l	152.4	mm



Resistencia a la Tracción:			
Coefficiente al desprendimiento k	10.00		
Factor de modificación $\Psi_{ec,N}$	1.00		
Factor de modificación $\Psi_{ed,N}$	0.75		
Factor de modificación $\Psi_{c,N}$	1.25		
Resistencia básica desprendimiento Nb	37.27		KN
Resistencia al arrancamiento del hormigón del anclaje Ncgb	68.48		KN
Sección efectiva cabeza perno Abrg	587.98		mm ²
Factor de modificación $\Psi_{c,p}$	1.00		
Resistencia al arrancamiento cabeza Np	112.89		KN
Resistencia al arrancamiento gancho Np j	32.92		KN
Resistencia a la extracción por deslizamiento del anclaje Npn	451.57		KN
Coefficiente resistencia al desprendimiento Nsbg	1.83		
Coefficiente resistencia al desprendimiento	1.00		
Resistencia al desprendimiento lateral del hormigón del anclaje con cabeza Nsbg	77.22		KN
Coefficiente * Nsbg	141.56		KN
Resistencia al Corte:			
Factor de modificación $\Psi_{ec,v}$	1.00		
Factor de modificación $\Psi_{ed,v}$	0.90		
Factor de modificación $\Psi_{c,v}$	1.00		
Factor de modificación $\Psi_{h,v}$	1.00		
Resistencia básica al arrancamiento Vb	7.56		KN
Resistencia al arrancamiento Vcbg	74.87		KN
Coefficiente al desprendimiento del hormigón por cabeceo del anclaje kcp	2.00		
Resistencia al desprendimiento del hormigón por cabeceo del anclaje Vcp	136.96		KN
RESUMEN DE PERNOS DE ANCLAJE			
Factor de Cargas de tracción =	0.75		
Factor de Cargas de corte =	0.65		
Esfuerzo Solicitante	Combinación de carga		
Nu máx=18.86 (KN) Vu x=1.50 (KN)	1.0D+0.7ESPy Max		
Menor esfuerzo calculado	Esfuerzo Calculado	Condición	Cumple
Diseño a Tracción			
$\Phi Nn = \Phi Ncgb$	ETAPA 1 : Diseño del perno		
	$\Phi Ns = 516.58$ (KN)	$Nu \leq \Phi Ns$	SI
	Diseño del hormigón:		
	ETAPA 2 : Resistencia al arrancamiento del hormigón del anclaje		
	$\Phi Ncgb = 51.36$ (KN)	$Nu \leq \Phi Ncgb$	SI
	ETAPA 3 : Resistencia a la extracción por deslizamiento del anclaje		
	$\Phi Npn = 338.68$ (KN)	$Nu \leq \Phi Npn$	SI
	ETAPA 4 : Resistencia al desprendimiento lateral del hormigón del anclaje con cabeza		
	$\Phi Nsbg = 106.17$ (KN)	$Nu \leq \Phi Nsbg$	SI
	Conclusiones		
ETAPA 1 : El perno resiste a tracción			
ETAPA 2 : El hormigón resiste al arrancamiento del anclaje en tracción			
ETAPA 3 : El hormigón resiste a la extracción por deslizamiento del anclaje a tracción			
ETAPA 4 : El hormigón resiste al desprendimiento lateral del anclaje con cabeza			
Diseño a Corte			
$\Phi Vn = \Phi Vb$	ETAPA 1 : Diseño del perno		
	$\Phi Vs = 268.62$ (KN)	$Vu \leq \Phi Vs$	SI
	Diseño del hormigón:		
	ETAPA 2 : Resistencia básica al arrancamiento		
	$\Phi Vb = 4.92$ (KN)	$Vu \leq \Phi Vb$	SI
	ETAPA 3 : Resistencia al arrancamiento		
	$\Phi Vcbg = 48.67$ (KN)	$Vu \leq \Phi Vcbg$	SI
	ETAPA 4 : Resistencia al desprendimiento del hormigón por cabeceo del anclaje		
	$\Phi Vcp = 89.02$ (KN)	$Vu \leq \Phi Vcp$	SI
	Conclusiones		
ETAPA 1 : El perno resiste a corte			
ETAPA 2 : El hormigón resiste al arrancamiento básico del anclaje a corte			
ETAPA 3 : El hormigón resiste al arrancamiento del anclaje a corte			
ETAPA 4 : Resistencia al desprendimiento del hormigón por cabeceo del anclaje			



SECCIÓN FINAL DEL PERNO DE ANCLAJE Y PLACA BASE



Dimensión de Placa Base x =	300	mm
Dimensión de Placa Base y =	300	mm
Espesor de la Placa ePL =	15	mm
Diametro de Perno ID =	3/4	in
Numero de Pernos =	4	U
Numero de Tuercas =	4	U
Espesor de Tuerca H =	16	mm
Dimencion de Cabeza de Perno S =	30	mm
Longitud de la Rosca N1 =	42	mm
Grout =	25	mm
Longitud Embebida L =	200	mm
Placa A = B =	60	mm
Espesor Placa EP =	15	mm
Longitud de la Rosca N3 =	57	mm
LONGITUD FINAL DEL PERNO =	282	mm



8. REFERENCIAS.

- Ref. (1) ANSI/AISC 360 del 22 de junio 2010, Especificaciones para Edificios de Acero Estructural.
- Ref. (2) ANSI/AISC 341-2010 del 22 de junio 2010 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings
- Ref. (3) ANSI/AISC358-2010, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.
- Ref. (4) Código Ecuatoriano de la Construcción CPE INEN Parte 1 2001
- Ref. (5) Norma NEC_SE
- Ref. (6) Estudio de Riesgo Sísmico del Hospital Ginecológico Obstétrico Nueva Aurora, FRACTAL, Vinicio Suarez, PhD 2019.
- Ref. (7) Earthquake Long Resistent Steel. ARCELOT MITTEL, FSC.
Eur –Cod-051203.
- Ref. (8) Ductility Aspect Of Steel Beams, V GIOCU; MOSOARCA, Vol 55 No.137-60
- Ref. (9) Seismic Design of Steel Structures, AMIT VARMA & JUDY LIU, Los Angeles, USA.
- Ref. (10) Análisis comparativo económico-estructural entre sistemas constructivos tradicionales y un sistema constructivo alternativo liviano - MARÍA BELÉN CORREA VALLEJO.
- Ref.(11) Principios de Ingeniería de Cementaciones, BRAJA M. DAS, 4ta Edición.
- Ref.(12) American Concrete Institute - A.C.I. 2008.
- Ref.(13) Diseño de Estructuras de Acero en Construcción Compuesta – Oscar de Buen López de Heredia.

GALO SERRANO CHICA.
INGENIERO CIVIL
SENESCYT: 1038-2022-2416578
CI: 140069319-6