

Delta

INGENIERÍA ESTRUCTURAL

PLAZA DOÑA CEIBA

P046-2024 - Plaza Doña Ceiba
jueves, 9 de julio de 2026

www.pdeltaie.com

PLAZA DOÑA CEIBA

Proyecto #	P046-2024 - Plaza Doña Ceiba
Revisión	2
Autor	I.C. Aníbal E. Gómez Alcázar
Cliente	ALCALDÍA MUNICIPAL DE CÓRDOBA
Revisó y aprobó	**Osvaldo J. Guzmán**, *Ing. Civil / M.Sc. / Dr. Ing.*

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN 5
2. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL 6
2.1. SISTEMA ESTRUCTURAL ADOPTADO 11
2.2. HIPÓTESIS BÁSICAS DE ANÁLISIS Y DISEÑO 12
2.2.1. Método de Análisis 12
2.3. CÓDIGOS Y CRITERIOS DE DISEÑO EMPLEADOS 12
3. PROGRAMA DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL UTILIZADO 13
4. ANÁLISIS DE CARGA 15
4.1. CARGAS MUERTAS 15
4.2. CARGAS VIVAS 16
4.3. CARGAS HIDROSTÁTICAS 17
4.3.1. CARGAS HIDRODINÁMICAS – TANQUE (DIR. 1 Y DIR. 2) 17
4.4. EMPUJE DINÁMICO DE TIERRAS 21
4.5. COMBINACIONES DE CARGA 23
5. REQUISITOS DE DURABILIDAD 26
5.1. CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE S_d 28
6. ESPECIFICACIÓN DE LOS MATERIALES 29
6.1. CONCRETO 29
6.2. ACERO REFUERZO 29
6.3. ELEMENTOS METÁLICOS 29
7. CONSIDERACIONES SÍSMICAS 31
8. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS 32
8.1. SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN SUPERFICIAL Y CAPACIDAD PORTANTE 32
8.2. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA 33
9. IRREGULARIDADES 34
9.1. IRREGULARIDAD EN ALTURA 34
9.2. IRREGULARIDAD EN PLANTA 38
10. FUERZA SÍSMICA 42

10.1. PARÁMETROS SÍSMICOS – MÓDULO 1 (CAMERINOS) 42
10.2. PARÁMETROS SÍSMICOS – MÓDULO 2 (LOCALES) 44
10.3. PARÁMETROS SÍSMICOS – MÓDULO 3 (TARIMA) 46
10.4. PARÁMETROS SÍSMICOS – TANQUE 48
11. CONTROL DE AGRIETAMIENTO 50
12. PARÁMETROS UTILIZADOS EN LA MODELACIÓN 52
13. CHEQUEO DE RESISTENCIA AL FUEGO 52
14. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PLAZA DOÑA CEIBA 56
MÓDULO 1 (CAMERINOS) 57
15. RESULTADOS DEL ANÁLISIS 58
15.1. CORTANTE Y FUERZAS SÍSMICAS 58
15.2. COMPROBACIÓN DE EXCENTRICIDADES 60
15.3. FRECUENCIA Y MODOS DE VIBRACIÓN 61
15.4. FUERZAS DE VIENTO 62
15.5. DERIVAS 64
15.6. FUERZAS EN LOS ELEMENTOS 64
15.7. REACCIONES EN LA BASE 65
16. RESULTADOS DEL DISEÑO 67
16.1. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 67
16.2. Diseño de Vigas 67
16.3. Diseño de Columnas 68
16.4. Diseño de Cimentaciones 69
MÓDULO 2 (LOCALES) 70
17. RESULTADOS DEL ANÁLISIS 71
17.1. CORTANTE Y FUERZAS SÍSMICAS 71
17.2. COMPROBACIÓN DE EXCENTRICIDADES 73
17.3. FRECUENCIA Y MODOS DE VIBRACIÓN 74
17.4. FUERZAS DE VIENTO 75
17.5. DERIVAS 77
17.6. FUERZAS EN LOS ELEMENTOS 77

17.7. REACCIONES EN LA BASE 78
18. RESULTADOS DEL DISEÑO 79
18.1. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 79
18.2. Diseño de Vigas 79
18.3. Diseño de Columnas 80
18.4. Diseño de Cimentaciones 81
MÓDULO 3 (TARIMA) 82
19. RESULTADOS DEL ANÁLISIS 83
19.1. FUERZAS DE VIENTO 83
19.2. REACCIONES DE LA ESTRUCTURA 85
19.3. DESPLAZAMIENTOS ESPERADOS 86
19.4. FUERZAS ACTUANTS EN LOS ELEMENTOS 87
19.5. CHEQUEO POR FLEXIÓN EN LAS PAREDES 88
20. RESULTADOS DEL DISEÑO 89
20.1. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 89
20.2. Diseño de Elementos que componen la Estructura 89
20.3. Diseño de Tubería 2” STD 90
20.4. Diseño de Tubería 3-½” STD 91
20.5. Diseño de Tubería HSS10X0.625 92
20.6. Diseño de Perfil HSS6X0.500 93
20.7. Diseño de Pedestal 94
20.8. Diseño de Placa Base 101
20.9. Diseño de Muro de Contención 117
20.10. Diseño de Cimentaciones 118
MÓDULO 4 (MURO DE CONTENCIÓN) 124
21. DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN 125
MÓDULO 5 (TANQUE DE ALMACENAMIENTO Y CUARTO DE BOMBAS) 126
22. RESULTADOS DEL ANÁLISIS 127
22.1. Reacciones de la Estructura 129
22.2. Verificación de Flotación debido a Subpresión 130

22.3. Desplazamientos Esperados 131
22.4. Fuerzas actuantes en los Elementos 133
22.5. Chequeo de Esfuerzos Cortantes 134
22.6. Chequeo por Flexión en las Paredes 135
23. RESULTADOS DEL DISEÑO 136
23.1. Diseño de Muros 136
23.2. Diseño de Losas 137
23.3. Chequeo de Cuantía 138
23.4. Chequeo de Volcamiento de Estructura 139
24. ANEXOS 140

INFORME TÉCNICO

1. INTRODUCCIÓN

Por solicitud previa, el presente estudio tiene como finalidad realizar el diseño y cálculo de los elementos resistentes que componen todos los módulos de la **PLAZA DOÑA CEIBA** que se encontrará ubicada en el municipio de Cicuco, en el departamento de Bolívar.

Para el diseño de todos los módulos de este proyecto, se tiene que estos se encontrarán conformados por un sistema de pórticos en concreto reforzado, soportado sobre cimentación superficial (zapatas aisladas), que se encontrarán apoyadas sobre una capa en material de relleno estructural según recomendaciones geotécnicas. Por lo cual, se tendrán en cuenta las siguientes especificaciones para cada estructura del proyecto:

Diseño Estructural de la Plaza Doña Ceiba			
Módulos	**No. de Niveles**	**Altura Total**	**Tipo de Cimentación**
Módulo 1 – Camerinos	2	3.05 m	Cimentación Superficial (Zapatas Aisladas)
Módulo 2 – Locales	2	2.40 m	Cimentación Superficial (Zapatas Aisladas)
Módulo 3 – Tarima	2	6.66 m	Cimentación Superficial (Zapatas Aisladas)

Tabla 1. *Datos Iniciales (Módulos del Parque Doña Ceiba).*

De igual manera, se tendrán en cuenta las siguientes especificaciones para el **Muro de Contención**:

Diseño Estructural de la Plaza Doña Ceiba				
Módulo	**Dimensiones**			
	Altura Total	**Ancho**	**Espesor del Vástago**	**Espesor de la Zapata**
Módulo 4 – Muro de Contención Perimetral	4.00 m	2.50 m	0.30 m	0.40 m

Tabla 2. *Datos Iniciales (Muro de Contención del Parque Doña Ceiba).*

Por último, se tiene que la estructura del **TANQUE DE ALMACENAMIENTO** estará conformada por sistemas de muros de carga, losa superior e inferior o de fondo apoyada sobre un material de relleno según recomendaciones geotécnicas. Además, tendrá las siguientes especificaciones:

Diseño Estructural de la Plaza Doña Ceiba			
Módulo	**Especificaciones**		
	Dimensiones	**Tipo de Estructura**	**Profundidad de Desplante**
Módulo 5 – Tanque de Almacenamiento y Cuarto de Bombas	3.00m x 3.00m	Enterrado	2.05 m

Tabla 3. *Datos Iniciales (Tanque de Almacenamiento y Cuarto de Bombas del Parque Doña Ceiba).*

La información fue extraída del estudio de suelos, planos de diseño arquitectónico y planos estructurales. Para obtener los resultados requeridos se llevó a cabo un análisis a nivel general de la estructura, con el fin de cumplir con lo establecido en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

2. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL

Dentro de los alcances de la presente memoria de cálculo se encuentra el dimensionamiento, análisis y diseño de cada uno de los elementos que componen el sistema estructural de la edificación. El procedimiento por seguir fue el planteado en el numeral A.1.3.4 del NSR-10.

La modelación de los **Módulo 1 (Camerinos)** y **Módulo 2 (Locales)** se realizó con la ayuda del software EngSolutions RCB que es software profesional de análisis y diseño estructural, que trabaja el análisis por el método de rigidez matricial y el diseño por el método de los elementos finitos.

Ahora, la modelación del **Módulo 3 (Tarima)** y **Módulo 5 (Tanque de Almacenamiento y Cuarto de Bombas)** se realizó con la ayuda del software MIDAS GEN 2024. De manera anexa se entregan los resultados obtenidos. Estos resultados contemplan los resultados del análisis: Deriva, Irregularidades en la Edificación, Análisis Sísmico, Análisis de Viento y Reacciones en los Apoyos para el Diseño de la Cimentación. De igual manera los resultados del diseño contemplan los siguientes ítems: los despieces de muros y losas (bajo las recomendaciones del Ingeniero de Suelos) con sus respectivos planos.

La presente memoria contiene el diseño estructural a nivel de ingeniería de las nuevas estructuras, que se presentan a continuación:

- **Módulo 1 (Camerinos):**

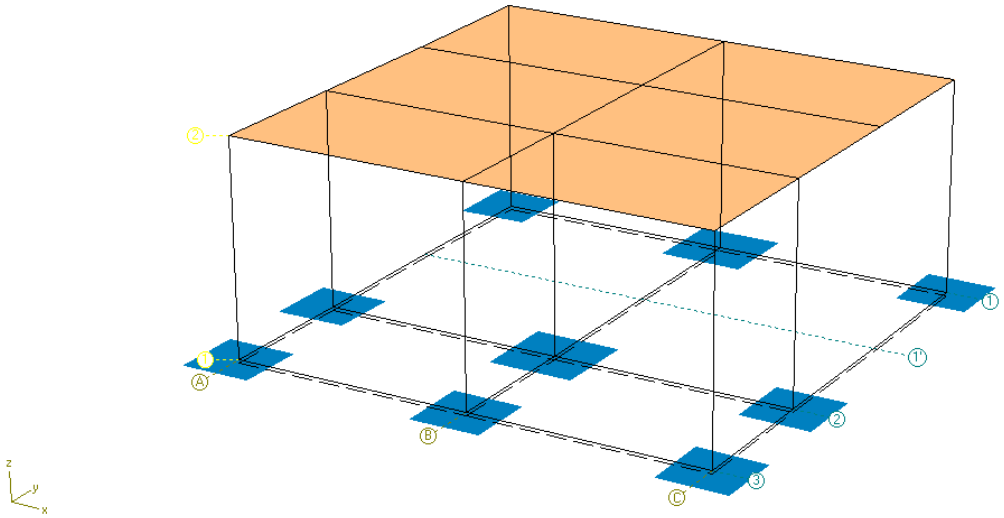


Figura 1. *Modelo Matemático (Módulo 1 – Camerinos).*

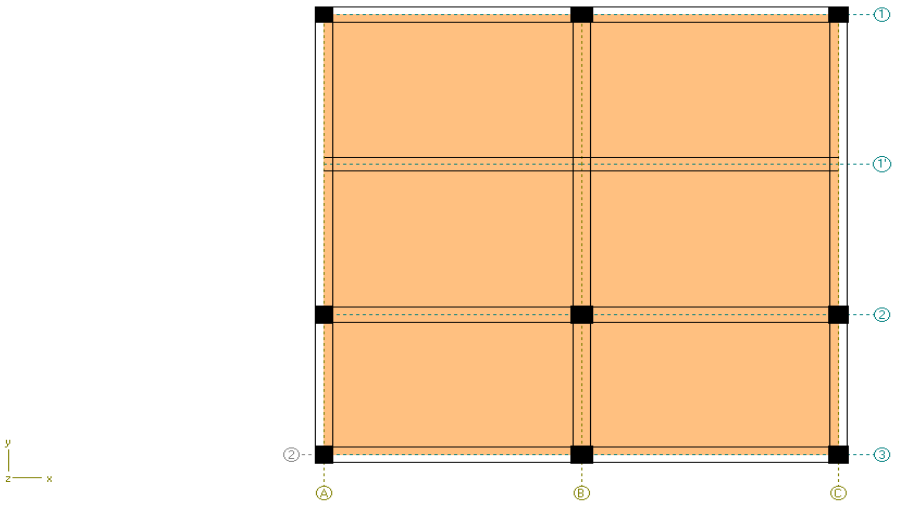


Figura 2. *Planta de Nivel 2 – Cubierta (N+3.05m).*

- **Módulo 2 (Locales):**

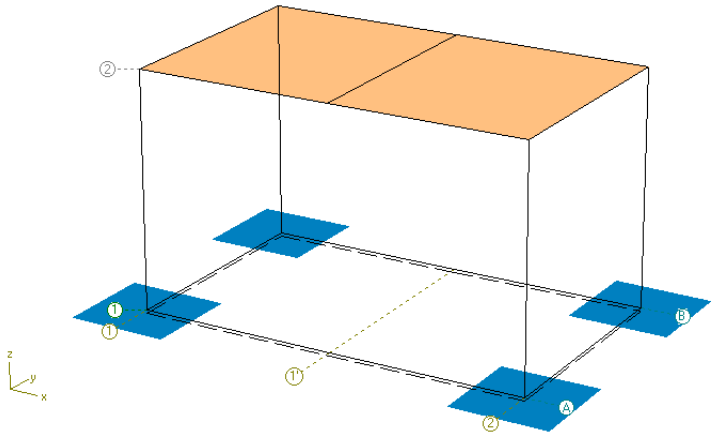


Figura 3. *Modelo Matemático (Módulo 2 – Locales).*

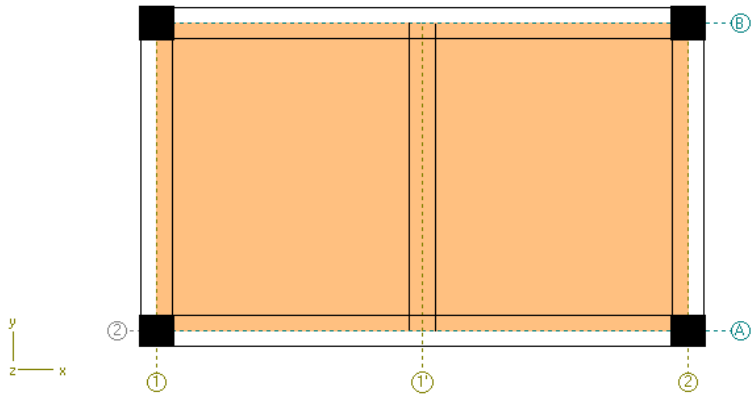


Figura 4. *Planta de Nivel 2 – Cubierta (N+2.40m).*

- **Módulo 3 (Tarima):**

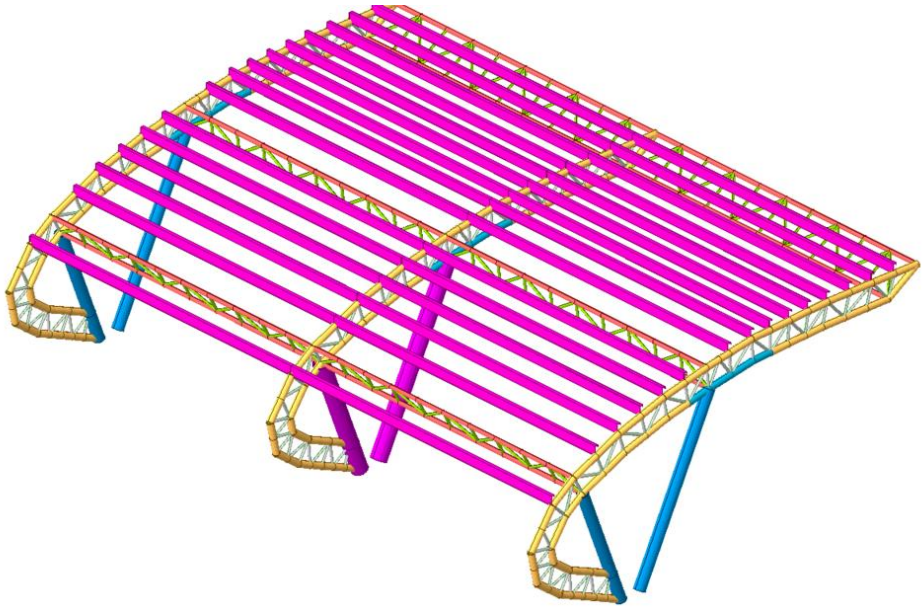


Figura 5. *Modelo Matemático (Módulo 3 – Tarima).*



Figura 6. *Modelo Matemático del Muro de Contención de la Tarima.*

- **Módulo 4 (Muro de Contención Perimetral):**

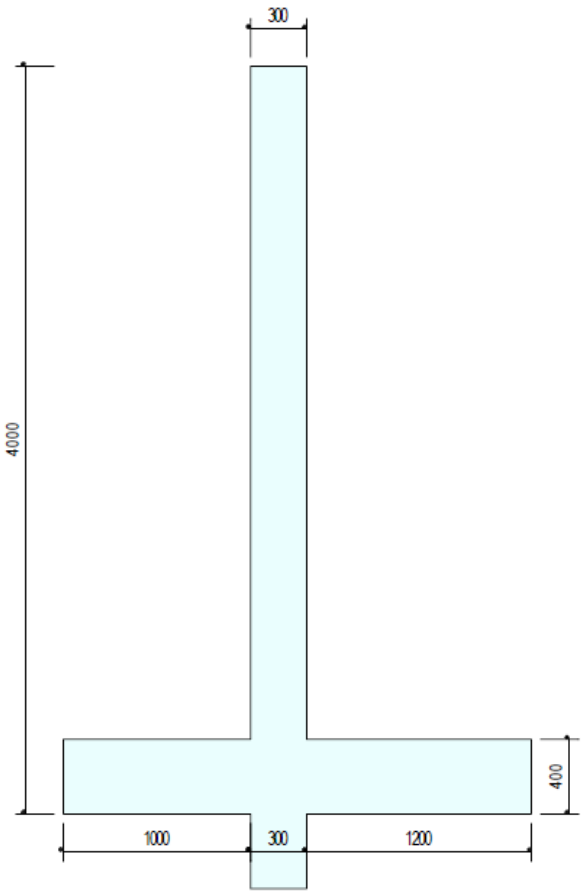


Figura 7. *Modelo Matemático (Módulo 4 – Muro de Contención Perimetral).*

- **Módulo 5 (Tanque de Almacenamiento y Cuarto de Bombas):**

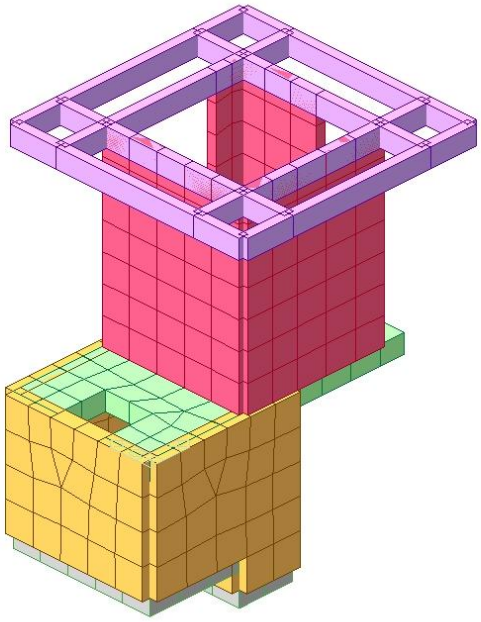


Figura 8. *Modelo Matemático (Módulo 5 – Tanque de Almacenamiento y Cuarto de Bombas).*

2.1. SISTEMA ESTRUCTURAL ADOPTADO

Para las estructuras de los **Módulo 1 (Camerinos), Módulo 2 (Locales)** y **Módulo 3 (Tarima),** se adoptó el modelo estructural de **SISTEMAS DE PÓRTICOS RÍGIDOS RESISTENTES A CARGAS GRAVITACIONALES Y FUERZAS SÍSMICAS**, según lo establecido en el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-10, que dice en el artículo A.3.2.1.3. "…Este es un sistema estructural compuesto por pórticos espaciales, resistentes a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales…".

El sistema de pórticos de los dos primeros módulos está conformado por columnas y vigas en concreto reforzado y, el tercer módulo estará conformado por estructuras de celosía tales como cerchas, cuyas dimensiones se establecieron de acuerdo con las solicitaciones de carga correspondientes.

Luego, se tiene que el **Módulo 4 (Muro de Contención)**, que resistirá las presiones laterales del suelo y soportará fuerzas sísmicas.

Ahora, para la estructura del **Módulo 5 (Tanque de Almacenamiento y Cuarto de Bombas)**, se adoptó el modelo estructural de **SISTEMA DE MUROS DE CARGA**, según lo establecido en la NSR-10, que dice en el artículo A.3.2.1.1. "…Este es un sistema estructural que no dispone de un pórtico

esencialmente completo y en el cual las cargas verticales son resistidas por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales…”.

2.2. HIPÓTESIS BÁSICAS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

Para el análisis y diseño de los elementos de concreto reforzado y acero se emplearon las especificaciones contenidas en la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente Ley 400 de 1997 y Decreto 926 de 2010. Los títulos de diseño empleados fue el A (Análisis Sísmico), B (Cargas), C (Concreto Estructural) y F (Estructuras Metálicas).

El diseño final de los elementos estructurales se realizó utilizando los esfuerzos últimos obtenidos de la envolvente de las combinaciones de carga incluida la carga sísmica, de acuerdo con el espectro de diseño del numeral A.2.6 del NSR-10.

Para la obtención de las fuerzas de diseño y la verificación de las derivas se empleó un modelo matemático linealmente elástico de la edificación, acorde con los principios de mecánica estructural aceptados.

2.2.1. Método de Análisis

La estructura del proyecto se analizó usando el método de diseño por resistencia, el cual requiere que en cualquier sección la resistencia de diseño de un elemento sea mayor o igual que la resistencia requerida calculada mediante las combinaciones de cargas mayoradas especificadas en el código.

2.3. CÓDIGOS Y CRITERIOS DE DISEÑO EMPLEADOS

El diseño de la estructura y todos sus elementos constitutivos, fue realizado cumpliendo con los requerimientos establecidos por:

- Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente — NSR-10.
- Requisitos de reglamento para Concreto Estructural ACI-318-19.
- Recomendaciones para requisitos sísmicos de estructuras diferentes de edificaciones AIS-180-13.
- Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures (ACI 350-06) and Commentary. American Concrete Institute (2006).

3. PROGRAMA DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL UTILIZADO

Para el análisis y diseño de las estructuras de los **Módulo 1 (Camerinos)** y **Módulo 2 (Locales)** se utilizó el programa EngSolutions RCB, licencia número B18339-A12372; software profesional de análisis y diseño estructural, que trabaja el análisis por el método de rigidez matricial y el diseño por el método de los elementos finitos. A través de la interfaz gráfica EngSolutions RCB, es posible crear, analizar y diseñar estructuras de edificios complejos para terremotos y fuerzas de viento, de acuerdo con diferentes códigos de construcción. La generación de cargas es totalmente automatizada. Las cargas verticales de suelo pueden ser automáticamente convertidas para abarcar las cargas sobre las vigas adyacentes y paredes. La fuerza del viento y la fuerza de sismo se pueden generar automáticamente en función de lo estipulado en el NSR-10.

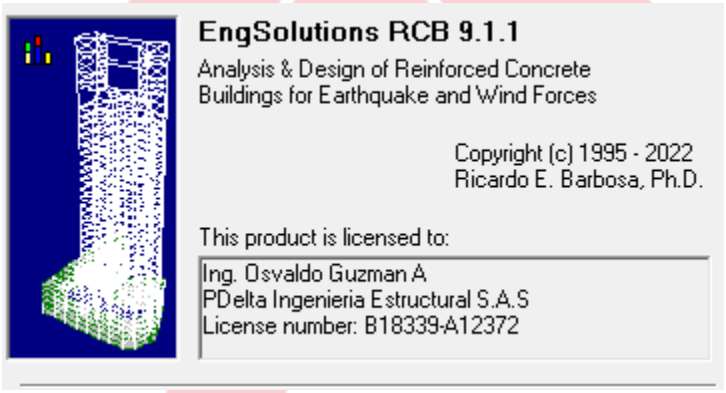


Figura 9. *Licencia EngSolutions RCB.*

Para el análisis y diseño de la estructura del **Módulo 3 (Tarima)** y **Módulo 5 (Tanque de Almacenamiento y Cuarto de Bombas)** se utilizó el programa MIDAS GEN, licencia número COENGEN0000010; software profesional de análisis y diseño estructural, que trabaja el análisis por el método de rigidez matricial y el diseño por el método de los elementos finitos. A través de la interfaz gráfica MIDAS GEN, es posible crear, analizar y diseñar estructuras de estructuras complejas. La generación de cargas es totalmente automatizada, Las cargas verticales de suelo pueden ser automáticamente convertidas para abarcar las cargas sobre las vigas adyacentes y paredes. La fuerza del viento y la fuerza de sismo se pueden generar automáticamente en función de lo estipulado en el NSR-10.

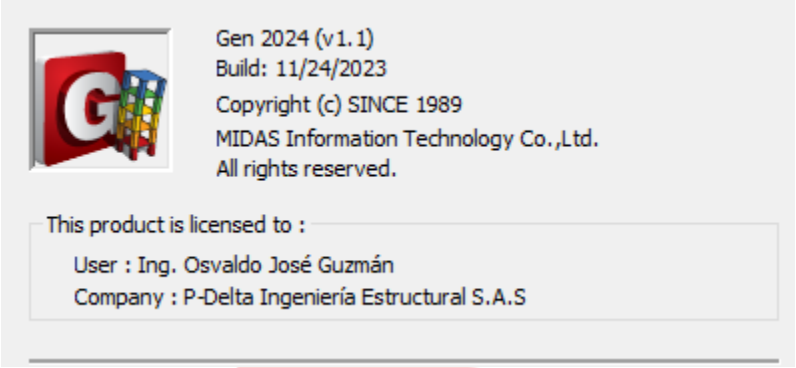


Figura 10. *Licencia MIDAS GEN 2024.*

4. ANÁLISIS DE CARGA

Los módulos de la estructura en general y todos sus componentes se diseñaron usando el método de resistencia, para tal efecto se hizo necesaria la utilización de las combinaciones de carga prescritas en el numeral B.2.4.2 del NSR-10, y las cargas típicas usadas son:

4.1. CARGAS MUERTAS

Las cargas muertas cubren todas las cargas de elementos permanentes de la construcción y todas aquellas cargas no causadas por la ocupación y uso del edificio.

Para obtener las cargas muertas se utilizó como guía los valores dados en la NSR-10 en las tablas B.3.2-1 y B.3.4.3-1 sobre la masa de los materiales y cargas muertas mínimas.

Carga Muerta Sobre Impuesta – Cubierta Plana	kN/m²			
Acabados (Afinados)	1.20	0.120	Ton/m²	Tabla B.3.4.1-3
Instalaciones (Ductos mecánicos)	0.80	0.080	Ton/m²	Tabla B.3.4.1-1
Total, CM		**0.200**	**Ton/m²**	

Tabla 4. *Carga Muerta Sobre Impuesta (Cubierta Plana).*

Carga Muerta Sobre Impuesta – Cubierta Liviana	kN/m²			
Acabados (Afinados)	0.30	0.030	Ton/m²	Tabla B.3.4.1-3
Instalaciones (Ductos mecánicos)	0.20	0.020	Ton/m²	Tabla B.3.4.1-1
Total, CM		**0.050**	**Ton/m²**	

Tabla 5. *Carga Muerta Sobre Impuesta (Cubierta Liviana).*

Carga Muerta Sobre Impuesta – Losas	kN/m²			
Acabados	1.50	0.150	Ton/m²	Tabla B.3.4.1-3
Instalaciones	0.50	0.050	Ton/m²	Tabla B.3.4.1-1
Total, CM		**0.200**	**Ton/m²**	

Tabla 6. *Carga Muerta Sobre Impuesta (Losas – Tanque de Almacenamiento).*

4.2. CARGAS VIVAS

Las cargas vivas cubren todas las cargas producidas por el uso y ocupación de la edificación. Para esto se utilizó como guía los valores dados en la tabla B.4.2.1-1 y B.4.2.1-2 de la NSR-10 sobre las cargas vivas mínimas. No se aplicó reducción de carga viva por área ni por número de pisos.

Carga Viva: Uso Reunión

	kN/m^2			
Áreas Recreativas	5.00	0.500	Ton/m^2	Tabla B.4.2.1-1
Corredores y Escaleras	3.00	0.300	Ton/m^2	Tabla B.4.2.1-1
Graderías	5.00	0.500	Ton/m^2	Tabla B.4.2.1-1
Cubiertas, Azoteas y Terrazas planas con acceso totalmente limitado al personal de mantenimiento y a través de un acceso que permanezca cerrada	1.80	0.180	Ton/m^2	Tabla B.4.2.1-2
Cubiertas inclinadas con pendiente de 15° o menos en estructura metálica o de madera	0.50	0.050	Ton/m^2	Tabla B.4.2.1-2
Losa de Mantenimiento (Tanque de Almacenamiento)	1.80	0.180	Ton/m^2	Tabla B.4.2.1-1

Tabla 7. *Cargas Vivas.*

4.3. CARGAS HIDROSTÁTICAS

Para el **Tanque de Almacenamiento** se utilizarán las siguientes fuerzas:

- Altura de lámina de agua – 1.05 m
- Peso Unitario del Agua – 10.00 kN/m^3
- Carga aplicada en los muros – 10.50 kN/m^2
- Carga aplicada en la losa de fundación – 10.50 kN/m^2

Las cargas serán aplicadas a los muros con una distribución triangular.

4.3.1. CARGAS HIDRODINÁMICAS – TANQUE (DIR. 1 Y DIR. 2)

ANÁLISIS HIDRODINÁMICO
SENTIDO LONGITUDINAL

Longitud de Análisis (L) =	**3.00** m	$\frac{L}{H_L}$	=	2.86	
Nivel de Agua (H_L) =	1.05 m				
Longitud Perpendicular =	3.00 m				
Area Tanque =	9.00 m²				

$$W_L = A \cdot H_L \cdot \gamma$$

W_L = 9.45 ton

PESOS EQUIVALENTES POR ACELERACIÓN DEL AGUA

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh\left[0.866 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)\right]}{0.866 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)}$$

$\frac{Wi}{W_L}$ = 0.3985

Peso Impulsivo	W_i	=	3.77 ton

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.264 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right) \cdot \tanh\left[3.16 \cdot \left(\frac{H_L}{L}\right)\right]$$

$\frac{Wc}{W_L}$ = 0.6054

Peso Convectivo	Wc	=	5.72 ton

ALTURAS AL CENTRO DE GRAVEDAD

$$\frac{L}{H_L} < 1.333; \quad \frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)$$
$$\frac{L}{H_L} \geq 1.333; \quad \frac{h_i}{H_L} = 0.375$$

hi / H_L	=	0.3750	

Altura Peso Impulsivo	hi	=	0.39	m

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.16 \cdot \left(\frac{H_L}{L}\right)\right] - 1}{3.16 \cdot \left(\frac{H_L}{L}\right) \cdot \sinh\left[3.16 \cdot \left(\frac{H_L}{L}\right)\right]}$$

hc / H_L	=	0.5454	

Altura Peso Convectivo	hc	=	0.57	m

Rigidez total de la masa Convectiva	K_resorte	=	2.42	ton/m

COEFICIENTE EFECTIVO DE MASA

$$\varepsilon = \left[0.0151 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right)^2 - 0.1908 \cdot \left(\frac{L}{H_L}\right) + 1.021\right] \leq 1.00$$

e	=	0.5991	

PROPIEDADES DINÁMICAS

$$m_i = \left(\frac{W_i}{W_L}\right) \cdot \left(\frac{L}{2}\right) \cdot H_L \cdot \rho_L$$

$$m_w = H_w \cdot \frac{t_w}{10^3} \cdot \rho_c$$

$$h = \frac{(h_w \cdot m_w + h_i \cdot m_i)}{(m_w + m_i)}$$

$$k = \frac{H_w \cdot E_c}{4 \times 10^6} \cdot \frac{t_w^3}{h^2 \cdot (H_w - h)^2}$$

$$w_i = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

$$m = m_w + m_i$$

$$T_i = \frac{2\pi}{w_i} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k}}$$

tw	=	250	mm
r_c	=	2.40	kN · s²/m⁴
H_w	=	1.30	m
h_w	=	0.650	m
Ec	=	20916.50	MPa
m_i	=	0.628	kN · s²/m⁴
m_w	=	0.780	kN · s²/m⁴
m	=	1.408	kN · s²/m⁴
h	=	0.54	m
k	=	633574.43	kPa

Frecuencia circular del modo impulsivo de la vibracion

w_i	=	670.907	rad/s
T_i	=	0.009	s

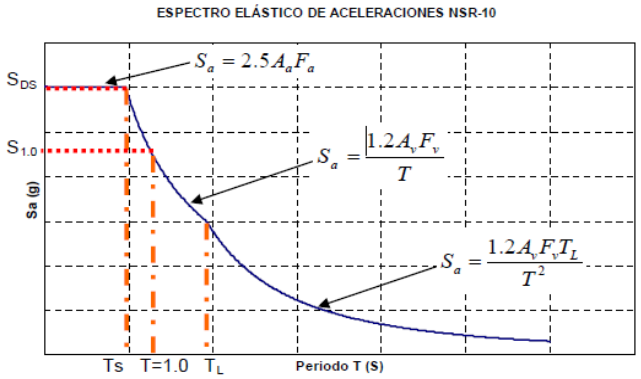
$$\lambda = \sqrt{3.16 \cdot g \cdot \tanh\left[3.16 \cdot \left(\frac{H_L}{L}\right)\right]}$$

$$w_c = \frac{\lambda}{\sqrt{L}} \qquad Ti = \frac{2 \cdot \pi}{w_c}$$

Frecuencia de oscilacion del primer modo (Conveccion)

l	=	4.988	
w_c	=	2.880	rad/s
T_c	=	2.182	s

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN ESPECTRAL



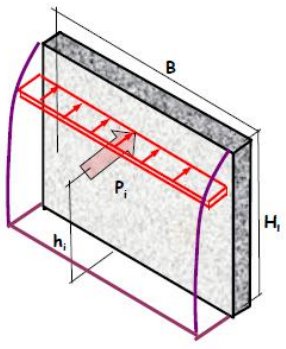
Parametros Sismico	
Aa (g) =	0.10
Av (g) =	0.10
Fa =	1.60
Fv =	2.40
C. Importancia (I) =	1.25
To =	0.15 s
Tc =	0.72 s
T_L =	5.76 s

Coeficiente de respuesta sismica	Ci =	0.5000	$C_i = S_a = 2.5A_aF_aI$
	Cc =	0.2521	$C_c = 2.4C_i/T_c^2$
	Ct =	0.2000	$C_t = 0.4C_i$

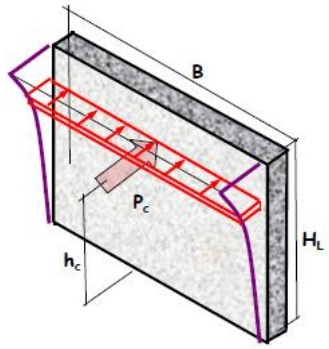
Valor espectral masa impulsiva	=	0.50	
Valor espectral masa convectiva	=	0.25	

Factor de Modificación de Respuesta (Rwi) =	2.00	No anclados, lleno o vacios.
Factor de Modificación de Respuesta (Rwc) =	1.00	

Fuerza Lateral Impulsiva	Pi	=	0.94 ton
Fuerza Lateral Convectiva	Pc	=	1.44 ton



Modo impulsivo



Modo convectivo

DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE CARGAS

$$P_y = A + B \cdot y$$

$$A = \frac{P}{2 \cdot H_L^2} \cdot \left(4 \cdot H_L - 6 \cdot h\right)$$

$$B = \frac{P}{2 \cdot H_L^3} \cdot \left(12 \cdot h - 6 \cdot H_L\right)$$

Distribución Carga Impulsiva

P_{yi} = 0.78 + -0.64 y

Distribución Carga Convectiva

P_{yc} = 0.50 + 0.36 y

DISTRIBUCIÓN HORIZONTAL DE CARGAS

$$P'_y = \frac{P}{B}$$ 0.037355965

Distribución Carga Impulsiva

P_{yi} = 0.26 + -0.21 y 0.261491754

Distribución Carga Convectiva

P_{yc} = 0.17 + 0.12 y 0.166551938

ACELERACIÓN VERTICAL

$$p_{hy} = \ddot{u}_v \cdot q_{hy}$$

$$\ddot{u}_v = Z \cdot S \cdot C_v \cdot I \cdot \frac{b}{R_{wi}}$$

b = 0.67
Ct = 0.20
= 0.13
Rwi =
$\ddot{u}_v$ = 0.13

Distribución Carga Vertical

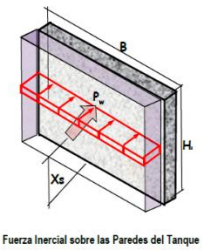
P_{hy} = 0.13 + -0.13 y

CARGA INERCIAL.

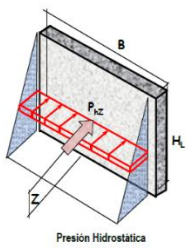
Vertical

$$p_{wy} = C_i \cdot I \cdot \left[\frac{\varepsilon \cdot W_w}{D}\right]$$

PW_y = 0.270 (ton/m)



Fuerza Inercial sobre las Paredes del Tanque



Presión Hidrostática

4.4. EMPUJE DINÁMICO DE TIERRAS

Para las estructuras enterradas o semienterradas, se debe considerar el efecto de la masa inercial del suelo como empuje lateral dinámico de tierras ante una solicitación sísmica. En la siguiente figura, se observa la representación de las cargas según la metodología de Mononobe – Okabe, (Ver Título H, NSR-10), la cual es básicamente, una extensión de la teoría de la presión activa de Coulomb; en la cual, adicional al empuje lateral estático, ya sea en reposo o activo, se incluye el efecto dinámico como una carga triangular inversa a la carga estática.

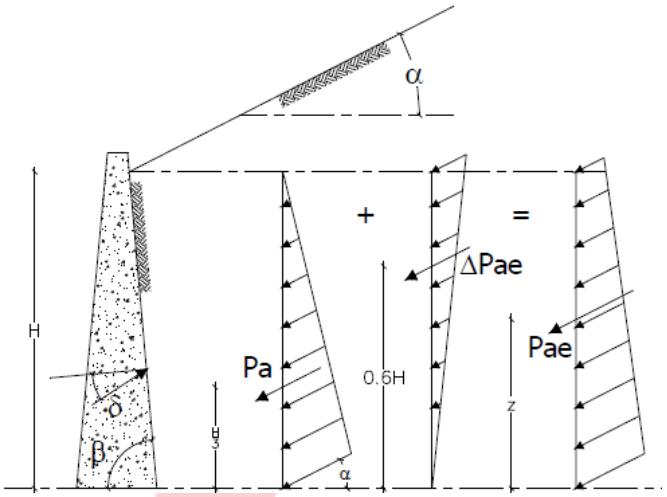


Figura 11. *Representación de la carga dinámica por empuje lateral de tierra.*

La carga activa equivalente P_{ae} se determina como:

$$P_{ae} = \frac{1}{2}\gamma \cdot H^2 \cdot (1 - k_v) \cdot K_{ae}$$

Donde:

$$K_{ae} = \frac{\text{sen}^2(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \text{sen}^2(\beta) \cdot \text{sen}(\beta - \theta - \delta) \cdot \Psi}$$

$$\Psi = \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \beta) \cdot \text{sen}(\phi - \theta - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta - \theta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}}\right)^2$$

$$\theta = \tan^{-1}\left[\frac{k_h}{1 - k_v}\right]$$

K_v: Componente vertical de la aceleración del sismo en relación con la gravedad.

K_h: Componente horizontal de la aceleración del sismo en relación con la gravedad.

- Tenemos para el **Tanque de Almacenamiento** (Estructura Enterrada):

ANÁLISIS DINÁMICO - EMPUJE DE TIERRAS

MONONOBE - OKABE

	Grados	Radianes							
Ángulo de Fricción =	30	0.5236						Tipo de Análisis: Reposo	
Coeficiente lateral de tierras (Reposo) = 0.500									
Coeficiente lateral de tierras (Activo) = 0.333									
Aceleración Horizontal = 0.10			Kh =	0.50	x	0.10	=	0.05	
Aceleración Vertical = 0.10			Kv =	0.33	x	0.10	=	0.03	
	Grados	Radianes						Grados	Radianes
Ángulo de Fricción suelo - estribo (d) = (2/3 x f)=	20.00	0.3491							
Ángulo del talud del terraplen (a) =	0.00	0.0000						q = 2.96	0.0517
Ángulo de falla suelo - estructura (b) =	90.00	1.5708							
y = 2.6082			Kae = 0.3308						
Keq = Kae - K =	0.3308	-	0.500	=	-0.1692				

Altura del Tanque de Almacenamiento =	2.05 m
Pa =	9.635 kN/m1
Pae=	9.24273991 kN/m2

Cabe mencionar que no se contempla el paso de ningún vehículo de mantenimiento para estas estructuras. Adicional a las cargas gravitacionales, en el modelo global de análisis y diseño de la estructura, se tuvo en cuenta efectos sísmicos y de viento.

4.5. COMBINACIONES DE CARGA

Para el diseño estructural se utilizaron las combinaciones básicas que requiere la NSR-10 en el parágrafo B.2.4, usando el método de resistencia. Dentro de las combinaciones de diseño siguientes las fuerzas sísmicas, se reducen, dividiéndolas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R, correspondiente al sistema estructural de resistencia sísmica, donde R = Φa Φp Φr Ro.

Combinaciones de carga para diseño de los elementos estructurales:

D0: Carga muerta por peso propio
DL: Carga muerta sobreimpuesta
LL: Carga viva
WL: Carga de viento
EQ: Carga por sismo (reducida para diseño)
1 1.4D0 + 1.4DL
2 1.2D0 + 1.2DL + 1.6LL
3 1.2D0 + 1.2DL + LL + WLX
4 1.2D0 + 1.2DL + LL - WLX
5 1.2D0 + 1.2DL + LL + WLY
6 1.2D0 + 1.2DL + LL - WLY
7 1.2D0 + 1.2DL + LL + .75WLX + .75WLY
8 1.2D0 + 1.2DL + LL - .75WLX - .75WLY
9 1.2D0 + 1.2DL + .5WLX
10 1.2D0 + 1.2DL - .5WLX
11 1.2D0 + 1.2DL + .5WLY
12 1.2D0 + 1.2DL - .5WLY
13 1.2D0 + 1.2DL + .375WLX + .375WLY
14 1.2D0 + 1.2DL - .375WLX - .375WLY
15 .9D0 + .9DL + WLX
16 .9D0 + .9DL - WLX
17 .9D0 + .9DL + WLY
18 .9D0 + .9DL - WLY
19 1.2D0 + 1.2DL + LL + EQX + .3EQY
20 1.2D0 + 1.2DL + LL - EQX - .3EQY
21 1.2D0 + 1.2DL + LL + EQX - .3EQY
22 1.2D0 + 1.2DL + LL - EQX + .3EQY
23 1.2D0 + 1.2DL + LL + .3EQX + EQY
24 1.2D0 + 1.2DL + LL - .3EQX - EQY
25 1.2D0 + 1.2DL + LL - .3EQX + EQY
26 1.2D0 + 1.2DL + LL + .3EQX - EQY
27 .9D0 + .9DL + EQX + .3EQY
28 .9D0 + .9DL - EQX - .3EQY
29 .9D0 + .9DL + EQX - .3EQY
30 .9D0 + .9DL - EQX + .3EQY
31 .9D0 + .9DL + .3EQX + EQY
32 .9D0 + .9DL - .3EQX - EQY
33 .9D0 + .9DL - .3EQX + EQY
34 .9D0 + .9DL + .3EQX – EQY

Tabla 8. *Combinaciones de Carga.*

Combinaciones de carga para Tanques y Recipientes de Almacenamiento:

D = Carga muerta.

L = Carga viva.

F = Carga vertical del fluido.

H = Carga horizontal de la tierra o fluido.

E_x = Fuerza sísmica en el sentido x.

E_y = Fuerza sísmica en el sentido y.

W = Fuerza de Viento.

De esta manera, se tiene las siguientes combinaciones de carga para tanques y recipientes de almacenamiento:

Nombre de Combinaciones	Combinaciones
Caso de Carga 1 (Inusual): Evaluación de la Estanqueidad de la Estructura	
U1	1.4(D+F)
U2	1.2(D+F) + 1.6(L+H)
U3	1.2D + 1.0L
Caso de Carga 2 (Inusual): Estructura en condiciones previas a comenzar operación (Vacío)	
U4	1.4D
U5	1.2D + 1.6L
U6	1.2D + 1.0L
U7	1.2D + 1.0(W+L)
Caso de Carga 3 (Usual): Estructura en condiciones de operación	
U8	1.2(D+F) + 1.0(W+L)
U9	1.2D + 1.6W + L
U10	0.9D+ 1.6W
U11	0.9D + 1.6W +1.6H
Caso de Carga 4 (Extremo): Estructura expuesta a un Evento Sísmico	
U12	1.2D + 1.0L + 1.0Ex
U13	1.2D + 1.0L + 1.0Ey
U14	0.9D + 1.6H + 1.0Ex
U15	0.9D + 1.6H + 1.0Ey

Otras Combinaciones	
S1-B.2.3-1	D + F
S2-B.2.3-2	D + H + F + L
S4-B.2.3-4	D + H + F + 0.75L
S5-B.2.3-5	D + H + F + W
S6-B.2.3-6X	D + H + F + 0.70Ex
S6-B.2.3-6Y	D + H + F + 0.70Ey
S7-B.2.3-7	D + H + F + 0.75W + 0.75L
S8-B.2.3-8X	D + H + F + 0.525Ex +0.75L
S8-B.2.3-8Y	D + H + F + 0.525Ey +0.75L
S9-B.2.3-9	0.6D + W + H
S10-B.2.3-10X	0.6D + 0.7Ex + H
S10-B.2.3-10Y	0.6D + 0.7Ey + H

Tabla 9. *Combinaciones de Carga para Tanques y Recipientes de Almacenamiento (Título B de la NSR-10 y ACI 350-06).*

De esta forma, todas las combinaciones de carga presentadas anteriormente serán afectadas por el factor o coeficiente de durabilidad ambiental S_d, lo cual se verificará en la modelación de cada estructura ambiental.

También, se utilizará el coeficiente de durabilidad ambiental S_d para las envolventes de diseño según lo descrito en C.23-C.9.2.6:

SD_Flexión	**SD*C1**	**SD*U2**	**U12**	**U13**	**SD*U10**	**U14**	**U15**
SD_Cortante	**SDC*C1**	**SDC*U2**	**U12**	**U13**	**SDC*U10**	**U14**	**U15**

Tabla 10. *Combinaciones de carga con el S_d para las envolventes de diseño.*

5. REQUISITOS DE DURABILIDAD

Se presenta el chequeo de requisitos para catalogación de la estructura y especificaciones de materiales según la categoría y clase de exposición.

TABLA C.4.2.1 — CATEGORIAS Y CLASES DE EXPOSICIÓN

Categoría	Severidad	Clase	Condición	
F Congelamiento y deshielo	No es aplicable	F0	Concreto no expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo	
	Moderada	F1	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo y exposición ocasional a la humedad	
	Severa	F2	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo y en contacto continuo con la humedad	
	Muy severa	F3	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo que estará en contacto continuo con la humedad y expuesto a productos químicos descongelantes	
S Sulfato			Sulfatos solubles en agua (SO_4) en el suelo, % en peso	Sulfato (SO_4) disuelto en agua, ppm
	No aplicable	S0	$SO_4 < 0.10$	$SO_4 < 150$
	Moderada	S1	$0.10 \le SO_4 <$	$150 \le SO_4 < 1500$ agua marina
	Severa	S2	$0.20 \le SO_4 \le$	$1500 \le SO_4 \le 10000$
	Muy severa	S3	$SO_4 > 2.00$	$SO_4 > 10000$
P Requiere baja permeabilidad	No aplicable	P0	En contacto con el agua donde no se requiere baja permeabilidad	
	Requerida	P1	En contacto con el agua donde se requiera baja permeabilidad	
C Protección del refuerzo para la corrosión	No aplicable	C0	Concreto seco o protegido contra la humedad	
	Moderada	C1	Concreto expuesto a la humedad, pero no a una fuente externa de cloruros	
	Severa	C2	Concreto expuesto a la humedad y a una fuente externa de cloruros provenientes de productos químicos descongelantes, sal, agua salobre, agua de mar o salpicaduras del mismo origen	

TABLA C.4.3.1 — REQUISITOS PARA EL CONCRETO SEGÚN LA CLASE DE EXPOSICIÓN

Clase de Exposición	Rel. a/mc máx.±	f'_c min. MPa	Requisitos mínimos adicionales			
			Contenido de aire			Límites en los cementantes
F0	N/A	17	N/A			N/A
F1	0.45	31	tabla C.4.4.1			N/A
F2	0.45	31	tabla C.4.4.1			N/A
F3	0.45	31	tabla C.4.4.1			tabla C.4.4.2
			Tipos de material cementante*			Aditivo cloruro de calcio
			ASTM C 150	ASTM C 595	ASTM C 1157	
S0	N/A	17	Sin restricción en el tipo	Sin restricción en el tipo	Sin restricción en el tipo	Sin restricción
S1	0.50	28	II[†‡]	IP(MS), IS(<70) (MS)	MS	Sin restricción
S2	0.45	31	V[‡]	IP(HS), IS(<70) (HS)	HS	No se permite
S3	0.45	31	V puzolanas o escoria[§]	IP(HS) y puzolanas o escoria[§] o IS(<70) (HS) y puzolanas o escoria[§]	HS y puzolanas o escoria[§]	No se permite
P0	N/A	17	Ninguna			
P1	0.50	28	Ninguna			
			Contenido máximo de iones de cloruro (Cl^-) soluble en agua en el concreto, porcentaje por peso de cemento			
			Concreto reforzado	Concreto Preesforzado	Requisitos relacionados	
C0	N/A	17	1.00	0.06	Ninguno	
C1	0.50	17	0.30	0.06		
C2	0.40	35	0.15	0.06	7.7.6, 18.16[#]	

*Se pueden permitir combinaciones alternativas de materiales cementantes diferentes a los mencionados en la tabla C.4.3.1 siempre que sean ensayados para comprobar la resistencia a los sulfatos y deben cumplirse los criterios de C.4.5.1.
[†]Para exposición al agua marina, se permiten otros tipos de cemento pórtland con contenidos de hasta 10 por ciento de aluminato tricálcico (C_3A) si la relación *a/mc* no excede 0.40.
[‡]Se permiten otros tipos de cemento como el tipo III o tipo I en exposiciones clase S1 o S2 si el contenido de C_3A es menor al 8 ó 5 por ciento, respectivamente.
[§]La cantidad de la fuente específica de puzolana o escoria que se debe usar no debe ser inferior a la cantidad que haya sido determinada por experiencia en mejorar la resistencia a sulfatos cuando se usa en concretos que contienen cemento tipo V. De manera alternativa, la cantidad de la fuente específica de puzolana o escoria que se debe usar no debe ser menor a la cantidad ensayada según la NTC 3330 (ASTM C1012) y debe cumplir con los requisitos de C.4.5.1.
[ǁ] El contenido de iones cloruro solubles en agua provenientes de los ingredientes incluyendo el agua, agregados, materiales cementantes y aditivos de la mezclas de concreto, deben ser determinados según los requisitos de la NTC 4049 (ASTM C1218M), a edades que van de 28 a 42 días
[#]Se deben cumplir los requisitos de C.7.7.5 véase C.18.16 para tendones de preesfuerzo no adheridos
[‡]Para concreto liviano véase C.4.1.2

Nota. Tablas C.4.2.1 y C.4.3.1 de la NSR-10.

De esta manera, teniendo en cuenta que la durabilidad del concreto es de suma importancia debido a su influencia en la vida útil, a resistencia a condiciones ambientales agresivas, la protección contra ataques químicos, la reducción del mantenimiento, la sostenibilidad de las estructuras de concreto y el rendimiento a largo plazo de las estructuras de concreto. Para el caso de las estructuras de los módulos 1 a 4, se tienen los siguientes resultados de la catalogación de la estructura y especificaciones de materiales según la categoría y clase de exposición para prolongar la durabilidad de esta estructura:

- **Categoría de Exposición:** C (Protección del refuerzo para la corrosión).
- **Clase de Exposición:** C0 (*Condición:* Concreto seco o protegido contra la humedad).
- **Resistencia mínima a la compresión, $f'_{c-mín}$:** 17.00 MPa.

Ahora, para el caso del Tanque de Almacenamiento y el Cuarto de Bombas, se tienen los siguientes resultados de la catalogación de la estructura y especificaciones de materiales según la categoría y clase de exposición para prolongar la durabilidad de esta estructura:

- **Categoría de Exposición:** P (Requiere baja permeabilidad).
- **Clase de Exposición:** P1 (*Condición:* En contacto con el agua donde se requiera baja permeabilidad).
- ***Especificación de materiales:***
  - **Relación a/mc máx. ±:** 0.50
  - **Resistencia mínima a la compresión, $f'_{c-mín}$:** 28.00 MPa.

5.1. CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE S_d

Teniendo en cuenta que la durabilidad y la vida útil a largo plazo son de fundamental Importancia, se realiza el cálculo y verificación del Coeficiente de Durabilidad Ambiental, S_d para esta estructura ambiental (C.23-C.9.2):

Cálculo del Coeficiente de Durabilidad Ambiental, Sd		
Parámetros	**Datos**	**Unidad**
Carga Mayorada	3.19	MPa
Carga No Mayorada	1.75	MPa
Factor de Mayoración, φ	0.90	
Relación de Cargas, ϒ	1.82	
Espesor de muros, h	250	mm
Factor de Amplificación del Gradiente de Deformaciones Unitarias, β $\begin{bmatrix} Si\ h \geq 400\ mm, & \beta = 1.20 \\ Si\ h < 400\ mm, & \beta = 1.35 \end{bmatrix}$	1.35	
Ø de Barras de Acero	#5	
Diámetro de Barras de Acero, db	15.90	mm
Resistencia especificada a la Fluencia del Refuerzo, fy	420	MPa
Separación entre barras, s	150	mm
Esfuerzo por Flexión en el Refuerzo al Nivel de Cargas de Servicio, fs $f_{s,máx} = \frac{46500}{\beta\sqrt{s^2 + 4\left(50 + \frac{d_b}{2}\right)^2}}$ **(Exposición Ambiental Severa)**	181.71	MPa
Coeficiente de Durabilidad Ambiental, Sd $S_d = \frac{\phi f_y}{\gamma f_s} \geq 1.00$	**1.14**	
Verificación (Sd ≥ 1.00)	**Cumple**	

Tabla 11. *Cálculo y Verificación de S_d.*

Para el **TANQUE DE ALMACENAMIENTO**, dada su condición de exposición ambiental *(de almacenamiento o estancas y paso continuo de líquidos con un pH mayor de 5, donde el pH óptimo para la mayoría de los procesos de tratamiento biológico de aguas potable se sitúa entre 6.5 y 9.5)*, se consideró como exposición ambiental severa. Ahora, el valor del Coeficiente de Durabilidad Ambiental ($\boldsymbol{S_d = 1.14 \geq 1.00}$), es mayor a 1.00, por lo cual, siguiendo el lineamiento del comentario CR.23-C.2.6, para la estructura ambiental **sí cumple** con los requisitos de durabilidad ambiental estipulados por normativa.

6. ESPECIFICACIÓN DE LOS MATERIALES

6.1. CONCRETO

Para el diseño de los elementos del sistema estructural de cada uno de los **Módulos de la Plaza Doña Ceiba** como lo son las columnas, muros, vigas, losas y cimentación se utilizarán concretos de 280 kg/cm^2, 28 MPa o 4000 psi de resistencia última a los 28 días.

Debido a que esta estructura será sometida a diferentes acciones hidrostáticas, y siguiendo los lineamientos especificados en la Resolución 0661 de 2019 del *Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio de Colombia* en el capítulo 2.4.2.11. (Diseños Estructurales), se recomienda que para este proyecto la estructura sea en concreto impermeabilizado.

Además, si el concreto no es premezclado se recomienda utilizar un diseño de mezcla avalado por un ingeniero civil con experiencia en este, con el fin de asegurar que las desviaciones en la resistencia promedio sean mínimas.

6.2. ACERO REFUERZO

El acero de refuerzo que se utilizó en el diseño tiene como límite de fluencia 60 ksi [60000 psi; 4200 kg/cm^2; 420 MPa], para diámetros mayores o iguales a 3/8" y para diámetros menores a 3/8" será de 40 ksi [40000 psi; 2800 kg/cm^2; 280 MPa], para las mallas de retracción se utilizó acero de 37 ksi [37000 psi; 2590 kg/cm^2; 259 MPa].

6.3. ELEMENTOS METÁLICOS

El acero de refuerzo que se utilizó en el diseño de los elementos metálicos deberá tener las siguientes propiedades:

- Perfiles y Tuberías [ASTM A500 (Grado 50), f_y= 350 MPa].
- Soldadura: Electrodos E70XX.

Para controlar la calidad y la correcta instalación de los materiales se dan las siguientes recomendaciones:

- Toda unión, soldadura, corte, perforación, etc. será ejecutada con la mayor prolijidad y exactitud, tratando de no afectar las partes continúas.
- Las uniones desarmables se ejecutarán en todos los casos con Tornillos de Alta resistencia, con Tuerca y Arandela Grower y Plana. Se controlará el torque de acuerdo con el diámetro del perno.

- Las dimensiones de las piezas que componen la estructura como así también la posición relativa entre éstas será la indicada en planos, pero sujeta a verificación por parte de la empresa contratista que será la responsable de la alineación y ajuste de las piezas para el montaje de estas.
- Las soldaduras serán ejecutadas por personal de reconocida capacidad, usándose para tal efecto los electrodos adecuados al tipo de acero a emplear. Los cordones serán continuos y uniformes no debiendo presentar poros ni sopladuras.
- Todas las piezas de acero deberán contar con un tratamiento contra la corrosión, consistente en la aplicación de dos manos y dos colores diferentes de antióxido base poliuretanito con un espesor mínimo especificado en el plano. Previo a la aplicación de tratamiento anticorrosivo, se deberá proceder a la limpieza de los elementos metálicos a los efectos de eliminar los restos de aceites y escamas de laminación para garantizar la correcta adherencia de tratamiento a aplicar, mediante el método que resulte adecuado en función de estado de los mismos, incluyendo granallado de resultar necesario.
- Todos los perfiles tendrán un tratamiento superficial de limpieza SSP-10.
- En obra se deberán retocar a fin de cubrir los deterioros que pudieren sufrir durante el montaje.

7. CONSIDERACIONES SÍSMICAS

A partir de la información recopilada del estudio de suelo propuesto por el Ingeniero Geotecnista se presentarán los siguientes parámetros y consideraciones sísmicas para este proyecto:

- Zona de Amenaza Sísmica: Intermedia
- Tipo de Perfil del Suelo: E
- Capacidad Portante de la Estructura: 15.20 Ton/m^2
- Coeficiente de Importancia, I: 1.00 (Grupo de Uso I – Edificaciones de Ocupación Normal)
- Coeficiente de Aceleración Horizontal Pico Efectivo, A_a = 0.10
- Coeficiente de Velocidad Horizontal Pico Efectiva, A_v = 0.15
- Coef. de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, F_a = 2.50
- Coef. de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, F_v = 3.35
- Coef. de Aceleración Pico Efectiva reducida para el diseño con seguridad limitada, A_e = 0.04
- Coef. que representa la Aceleración Pico Efectiva, A_d = 0.03

8. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

8.1. SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN SUPERFICIAL Y CAPACIDAD PORTANTE

De acuerdo con la información recibida en el Estudio de Suelos, se tiene para la Capacidad Portante:

Tabla 10. Resumen capacidad Portante

Profundidad de desplante (m)	Capacidad de carga t/m^2
0.0	7.2
0.5	9.9
1.0	12.5
1.5	15.2
2.0	17.8
2.5	20.5
3.0	23.1

Fuente: V&O INGENIERA SAS

Figura 12. *Capacidad Portante del Suelo (Estudio de Suelos).*

Además, se tiene que: "*Teniendo en cuenta las capacidades de cargas calculadas anteriormente se recomienda para el desplante de la cimentación excavar como mínimo una profundidad de 1.50 m por debajo de la superficie del suelo y hacer el desplante mínimo a esta profundidad (d_f = 1.50 metros). Esta cimentación de recomienda realizará por medio de zapatas cuadradas unidas mediante vigas de amarre para evitar los asentamientos diferenciales o losas de cimentación, en todo caso el especialista estructural definirá la profundidad y forma de cimentación definitiva según los diseños estructurales. Adicionalmente a lo mencionado se recomienda un mejoramiento con material de relleno estructural por la presencia de arcillas en la zona de cimentación*".

8.2. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

El resorte de rigidez en la interacción suelo-estructura permite modelar la relación entre la estructura y el suelo sobre el cual se apoya o soporta. Por lo cual, ayuda a predecir las deformaciones y los asentamientos esperados, lo cual será crucial en el diseño y análisis de esta estructura.

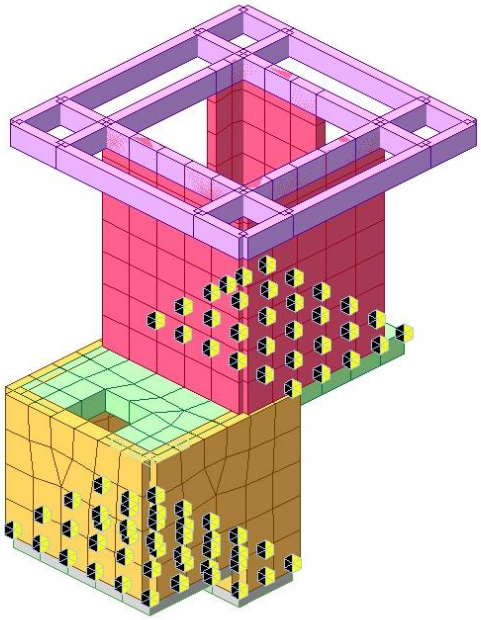


Figura 13. *Resorte de Rigidez en la Interacción Suelo-Estructura (Tanque de Almacenamiento y Cuarto de Bombas).*

9. IRREGULARIDADES

9.1. IRREGULARIDAD EN ALTURA

Siguiendo las especificaciones del NSR-10, se tiene que:

Tipo	Tipo de Irregularidad en Altura	φ_a
1aA	**Piso flexible (Irregularidad en rigidez)** — Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 70 por ciento, pero superior o igual al 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 80 por ciento, pero superior o igual al 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.90
1bA	**Piso flexible (Irregularidad extrema en rigidez)** — Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.80
2A	**Irregularidad en la distribución de las masas** — Cuando la masa, mi, de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos contiguos, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de cubiertas que sean más livianas que el piso de abajo.	0.90
3A	**Irregularidad geométrica** — Cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia sísmica en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de los altillos de un solo piso.	0.90
4A	**Desplazamientos dentro del plano de acción** — La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, dentro del mismo plano que los contiene, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal.	0.80
5aA	**Piso débil — Discontinuidad en la resistencia** — Cuando la resistencia del piso es menor del 80 por ciento de la del piso inmediatamente superior pero superior o igual al 65 por ciento, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.90
5bA	**Piso débil — Discontinuidad extrema en la resistencia** — Cuando la resistencia del piso es menor del 65 por ciento de la del piso inmediatamente superior, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.80

Tabla 12. *Datos de la Tabla A.3-7 (Irregularidad en Altura) de la NSR-10.*

- **Módulo 1 (Camerinos):**

Primero, para esta estructura se presentan los siguientes resultados:

DRIFT-BASED FLEXIBLE-STORY CHECK - NSR-10

	EARTHQUAKE - X				EARTHQUAKE - Y			
Story	Δcm*	Δcm/h	Δn/Δn+1	Irregular	Δcm*	Δcm/h	Δn/Δn+1	Irregular
1	0.6611	0.0022	-	-	0.7668	0.0025	-	-

* Δcm: Story drift at center of mass (cm)
n/n+1 Δ/h: (Δcm/h)n/(Δcm/h)n+1: Ratio between drift ratio at CM of a stotry and that of story above

Vertical irregularities type 1a, 1b, 2 and 3 do not apply if drift ratio of each story is less than 1.3 that of next story above (i.e. n/n+1 Δ/h < 1.3). Story drift ratio of top two stories are not

Stiffness-based flexible story check is not required!
It can be considered that vertical irregularities type 1aA, 1bA, 2A and 3A DO NOT EXIST !

Use: Øa = 1

STIFFNESS-BASED FLEXIBLE-STORY CHECK - NSR-10

	EARTHQUAKE - X				EARTHQUAKE - Y			
Story	Kn	Kn/Kn+1	Kn/Kavg3	Irregular	Kn	Kn/Kn+1	Kn/Kavg3	Irregular
1	31.3	-	-	-	27.1	-	-	-

Kn: Stiffness of story n, in ton/cm
Kn/Kn+1: Ratio between stiffness of story n and that of store above n
Kn/Kavg3: Ratio between stiffness of story n and average stiffness of three stories above n

Stiffness-soft story irregularity is considered to exist if Kn/Kn+1 < 0.7 or Kn/Kavg3 < 0.8
Stiffness-EXTreme soft story irregularity is considered to exist if Kn/Kn+1 < 0.6 or Kn/Kavg3 < 0.7

Stiffness-flexible story irregularity types 1aA and 1bA do NOT exist.

WEIGHT (MASS) IRREGULARITY CHECK

Floor	Wn	Wn/Wn+1	Wn/Wn-1	Irregular
2	33.2	-	-	-

Wn: Effective weight of floor n, in ton
Wn/Wn+1: Ratio between weight of floor n and weight of floor above n
Wn/Wn-1: Ratio between weight of floor n and weight of floor below n

Weight (mass) irregularity is considered to exist if effective weight of any floory is more than 1.5 times the effective weight of an adjacent floor. That is, if Wn/Wn+1 > 1.5 or Wn/Wn-1 > 1.5. A roof that is lighter than the floor below is not considered.

Weight (mass) irregularity (2A) does NOT exist.

Figura 14. *Irregularidad en Altura (Módulo 1 – Camerinos).*

Para el caso de esta estructura, se verificó cada caso obteniendo que la evaluación de irregularidad en altura es igual a φ_a **= 1.00**.

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 4.1. (Irregularidad en Altura) de la memoria digital de este módulo para más información relacionada con este capítulo.

- **Módulo 2 (Locales):**

Ahora, para esta estructura se presentan los siguientes resultados:

DRIFT-BASED FLEXIBLE-STORY CHECK - NSR-10

	EARTHQUAKE - X				EARTHQUAKE - Y			
Story	Δcm*	Δcm/h	Δn/Δn+1	Irregular	Δcm*	Δcm/h	Δn/Δn+1	Irregular
1	0.3294	0.0014	-	-	0.2949	0.0012	-	-

* Δcm: Story drift at center of mass (cm)
n/n+1 Δ/h: (Δcm/h)n/(Δcm/h)n+1: Ratio between drift ratio at CM of a stotry and that of story above

Vertical irregularities type 1a, 1b, 2 and 3 do not apply if drift ratio of each story is less than 1.3 that of next story above (i.e. n/n+1 Δ/h < 1.3). Story drift ratio of top two stories are not

Stiffness-based flexible story check is not required!
It can be considered that vertical irregularities type 1aA, 1bA, 2A and 3A DO NOT EXIST !

Use: Øa = 1

STIFFNESS-BASED FLEXIBLE-STORY CHECK - NSR-10

	EARTHQUAKE - X				EARTHQUAKE - Y			
Story	Kn	Kn/Kn+1	Kn/Kavg3	Irregular	Kn	Kn/Kn+1	Kn/Kavg3	Irregular
1	20.0	-	-	-	22.4	-	-	-

Kn: Stiffness of story n, in ton/cm
Kn/Kn+1: Ratio between stiffness of story n and that of store above n
Kn/Kavg3: Ratio between stiffness of story n and average stiffness of three stories above n

Stiffness-soft story irregularity is considered to exist if Kn/Kn+1 < 0.7 or Kn/Kavg3 < 0.8
Stiffness-EXTreme soft story irregularity is considered to exist if Kn/Kn+1 < 0.6 or Kn/Kavg3 < 0.7

Stiffness-flexible story irregularity types 1aA and 1bA do NOT exist.

WEIGHT (MASS) IRREGULARITY CHECK

Floor	Wn	Wn/Wn+1	Wn/Wn-1	Irregular
2	10.6	-	-	-

Wn: Effective weight of floor n, in ton
Wn/Wn+1: Ratio between weight of floor n and weight of floor above n
Wn/Wn-1: Ratio between weight of floor n and weight of floor below n

Weight (mass) irregularity is considered to exist if effective weight of any floory is more than 1.5 times the effective weight of an adjacent floor. That is, if Wn/Wn+1 > 1.5 or Wn/Wn-1 > 1.5. A roof that is lighter than the floor below is not considered.

Weight (mass) irregularity (2A) does NOT exist.

Figura 15. *Irregularidad en Altura (Módulo 2 – Locales).*

Para el caso de esta estructura, se verificó cada caso obteniendo que la evaluación de irregularidad en altura es igual a φ_a **= 1.00**.

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 4.1. (Irregularidad en Altura) de la memoria digital de este módulo para más información relacionada con este capítulo.

- **Módulo 3 (Tarima):**

Luego, para esta estructura se presentan los siguientes resultados:

Load Case	Story	Level (m)	Story Height (m)	Story Drift (m)	Story Shear Force (tonf)	Story Stiffness	Upper Story Stiffness		Upper 3 Story Stiffness(Avg.)		Remark	Phi_p
							0.6K (Upper)	0.7K (Upper)	0.7K (3 Stories)	0.8K (3 Stories)		
FHEX	1F	0.00	4.33	0.0000	10.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Regular	1.0
FHEY	1F	0.00	4.33	0.0000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Regular	1.0

Figura 16. *Irregularidad en Altura – Piso Flexible (Módulo 3 – Tarima).*

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 5.1. (Irregularidad Piso Flexible) de la memoria digital de este módulo para más información relacionada con este capítulo.

Load Case	Story	Level (m)	Story Height (m)	Story Mass (tonf/g)	Adjacent Story Mass		Story Mass Ratio	Remark	φp
					1.5M(Upper) (tonf/g)	1.5M(Lower) (tonf/g)			
PP	Roof	4.33	0.00	1.712	0.000	0.000	0.000	-	1.0
PP	1F	0.00	4.33	0.209	2.568	0.000	0.081	-	1.0
CM	Roof	4.33	0.00	1.712	0.000	0.000	0.000	-	1.0
CM	1F	0.00	4.33	0.209	2.568	0.000	0.081	-	1.0

Figura 17. *Irregularidad en Altura – I. en la Distribución de las Masas (Módulo 3 – Tarima).*

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 5.2. (Irregularidad por Masa) de la memoria digital de este módulo para más información relacionada con este capítulo.

Story	Level (m)	Story Height (m)	Angle1 ([deg])	Story Shear Strength1 (tonf)	Upper Story Shear Strength1 (tonf)	Story Shear Strength Ratio1	Remark1	φp1	Critical Shear Strength Ratio1	Angle2 ([deg])	Story Shear Strength2 (tonf)	Upper Story Shear Strength2 (tonf)	Story Shear Strength Ratio2	Remark2	φp2	Critical Shear Strength Ratio2
Angle = 0 [Deg]																
Input angle and press the 'Apply' button to				Apply												
1F	0.00	4.33	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	Regular	1.0	0.0000	90.00	0.0000	0.0000	0.0000	Regular	1.0	0.0000

Figura 18. *Irregularidad en Altura – Piso Débil (Módulo 3 – Tarima).*

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 5.3. (Discontinuidad de Resistencia) de la memoria digital de este módulo para más información relacionada con este capítulo.

Para el caso de esta estructura, se verificó cada caso obteniendo que la evaluación de irregularidad en altura es igual a $\boldsymbol{\varphi_a = 1.00}$.

9.2. IRREGULARIDAD EN PLANTA

Siguiendo las especificaciones del NSR-10, se tiene que:

Tipo	Tipo de Irregularidad en Planta	φ_p
1aP	**Irregularidad torsional** — La irregularidad torsional existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.2 y menor o igual a 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia	0.90
1bP	**Irregularidad torsional extrema** — La irregularidad torsional extrema existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia	0.80
2P	**Retrocesos excesivos en las esquinas** — La configuración de una estructura se considera irregular cuando ésta tiene retrocesos excesivos en sus esquinas. Un retroceso en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores que el 15 por ciento de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del retroceso.	0.90
3P	**Discontinuidades en el diafragma** — Cuando el diafragma tiene discontinuidades apreciables o variaciones en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entradas, retrocesos o huecos con áreas mayores al 50 por ciento del área bruta del diafragma o existen cambios en la rigidez efectiva del diafragma de más del 50 por ciento, entre niveles consecutivos, la estructura se considera irregular.	0.90
4P	**Desplazamientos del plano de acción de elementos verticales** — La estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en las trayectorias de las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos, tales como cuando se traslada el plano que contiene a un grupo de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, en una dirección perpendicular a él, generando un nuevo plano. Los altillos o mansardas de un solo piso se eximen de este requisito en la consideración de irregularidad.	0.80
5P	**Sistemas no paralelos** — Cuando las direcciones de acción horizontal de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica no son paralelas o simétricas con respecto a los ejes ortogonales horizontales principales del sistema de resistencia sísmica, la estructura se considera irregular.	0.90

Tabla 13. *Datos de la Tabla A.3-6 (Irregularidad en Planta) de la NSR-10.*

- **Módulo 1 (Camerinos):**

Primero, para esta estructura se presentan los siguientes resultados:

PLAN TORSIONAL IRREGULARITY CHECK - NSR-10

	EARTHQUAKE - X				EARTHQUAKE - Y			
Level	Δ/h max	Δ/h avg	max/avg Δ/h	Irregular	Δ/h max	Δ/h avg	max/avg Δ/h	Irregular
2	0.0027	0.0022	1.2250	YES	0.0027	0.0025	1.0722	NO

Torsional irregularity is considered to exist if Δ/h max > 1.2 Δ/h ave
EXTreme torsional irregularity is considered to exist if Δ/h max > 1.4 Δ/h ave

TORSIONAL IREGULARITIES (1aP) EXIST !!!

AMPLIFICATION FACTORS ACCIDENTAL TORSION, Ax

	EARTHQUAKE - X				EARTHQUAKE - Y			
Level	δmax	δavg	δmax/δavg	Ax	δmax	δavg	δmax/δavg	Ax
2	0.810	0.661	1.225	1.042	0.822	0.767	1.072	1.000

Displacement units: cm
Ax = [δmax /1.2 δave]² < 3.0

Figura 19. *Irregularidad en Planta (Módulo 1 – Camerinos).*

Para el caso de esta estructura, se verificó cada caso obteniendo que la evaluación de Irregularidad en Planta es de Tipo 1aP (Irregularidad Torsional), por lo cual, es igual a $\boldsymbol{\varphi_p = 0.90}$.

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 4.2. (Irregularidad en Planta) de la memoria digital de ambos módulos para más información relacionada con este capítulo.

- **Módulo 2 (Locales):**

Ahora, para esta estructura se presentan los siguientes resultados:

PLAN TORSIONAL IRREGULARITY CHECK - NSR-10

	EARTHQUAKE - X				EARTHQUAKE - Y			
Level	Δ/h max	Δ/h avg	max/avg Δ/h	Irregular	Δ/h max	Δ/h avg	max/avg Δ/h	Irregular
2	0.0014	0.0014	1.0000	NO	0.0012	0.0012	1.0000	NO

Torsional irregularity is considered to exist if Δ/h max > 1.2 Δ/h ave
EXTreme torsional irregularity is considered to exist if Δ/h max > 1.4 Δ/h ave

Torsional irregularities do NOT exist.

Accidental torsion does not have to be amplified

Figura 20. *Irregularidad en Planta (Módulo 2 – Locales).*

Para el caso de esta estructura, se verificó cada caso obteniendo que la evaluación de Irregularidad en Planta es igual a φ_p **= 1.00**.

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 4.2. (Irregularidad en Planta) de la memoria digital de ambos módulos para más información relacionada con este capítulo.

- **Módulo 3 (Tarima):**

Luego, para esta estructura se presentan los siguientes resultados:

Load Case	Story	Level (m)	Story Height (m)	Average Value of Extreme Points		Maximum Value		Remark	Phi_p
				1.4*Story Drift (m)	1.2*Story Drift (m)	Node	Story Drift (m)		
FHEX	1F	0.00	4.33	0.0000	0.0000	0	0.0000	Regular	1.0
FHEY	1F	0.00	4.33	0.0000	0.0000	0	0.0000	Regular	1.0

Figura 21. *Irregularidad en Planta (Módulo 3 – Tarima).*

Para el caso de esta estructura, se verificó cada caso obteniendo que la evaluación de Irregularidad en Planta es igual a φ_p **= 1.00**.

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 5.4. (Irregularidad Torsional) de la memoria digital de ambos módulos para más información relacionada con este capítulo.

10. FUERZA SÍSMICA

Las estructuras de todos los módulos se clasificaron como **Sistema de Pórticos** que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales. Se empleó el grado de **CAPACIDAD MODERADA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA (DMO).** El valor asignado de $\mathbf{R_o}$ para estas características es **5.00** (Tabla A.3-3 de la NSR-10).

De esta manera, se presenta el espectro de diseño para el **Módulo 1 (Camerinos)**:

10.1. PARÁMETROS SÍSMICOS – MÓDULO 1 (CAMERINOS)

Ubicación de la Estructura-MUNICIPIO:	**Cicuco**		
Departamento:	Bolívar		
Altura de la Estructura:	**3.05**	[m]	Título A
Número de Niveles:	**2**		
Tipo de Perfil del Suelo:	**E**		Tabla A.2.4-3
Grupo de Uso Edificación:	**I**		A.2.5.1
Sistema Estructural de Resistencia Sísmica:	**1**		Tabla A.4.2-1

Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitadas o adheridas a componentes más rígidos estructurales o no estructurales que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.

Zona de Amenaza Sísmica:	Intermedia		APÉNDICE A-4
Coeficiente de Aceleración (Aa):	0.10		APÉNDICE A-4
Coeficiente de Velocidad (Av):	0.15		APÉNDICE A-4
Coeficiente de Amplificación de Sitio (Fa):	2.50		Tabla A.2.4-3
Coeficiente de Amplificación de Sitio (Fv):	3.35		Tabla A.2.4-4
Coeficiente de Importancia (I):	1.00		A.2.5.1
Espectro de Diseño (Sa):	Gráfico		Título A
Período de Vibración Inicial (To):	0.201	[s]	Título A
Período de Vibración Corto (Tc):	0.965	[s]	Título A
Período de Vibración Largo (T_L):	8.040	[s]	Título A

Coeficiente (C_t):	0.047		Tabla A.4.2-1
Exponente (a):	0.90		Tabla A.4.2-1

Período de Vibración Aproximado (Ta = $C_t h^a$):	0.13	[s]	Form. A.4.2-3
Coeficiente (Cu):	1.20		Form. A.4.2-2
Tmax= Cu*Ta	0.15	[s]	Form. A.4.2-2

k	1.00	A.4.3.2

Capacidad de Disipación de Energía:	**DMO**		
Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía Básico (R_0):	**5.00**		A.3.3.3-Tabla A.3-1 a Tabla A.3-4
Coeficiente de Reducción (f_a):	**1.00**		Tabla A.3-7
Coeficiente de Reducción (f_p):	**0.90**		Tabla A.3-6
Coeficiente de Reducción (f_r):	**1.00**		A.3.3.8
Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía de Diseño ($R = f_a f_p f_r R_0$)	4.50		Form. A.3.3-1

Tabla 14. *Parámetros Sísmicos de la Estructura (Módulo 1 – Camerinos).*

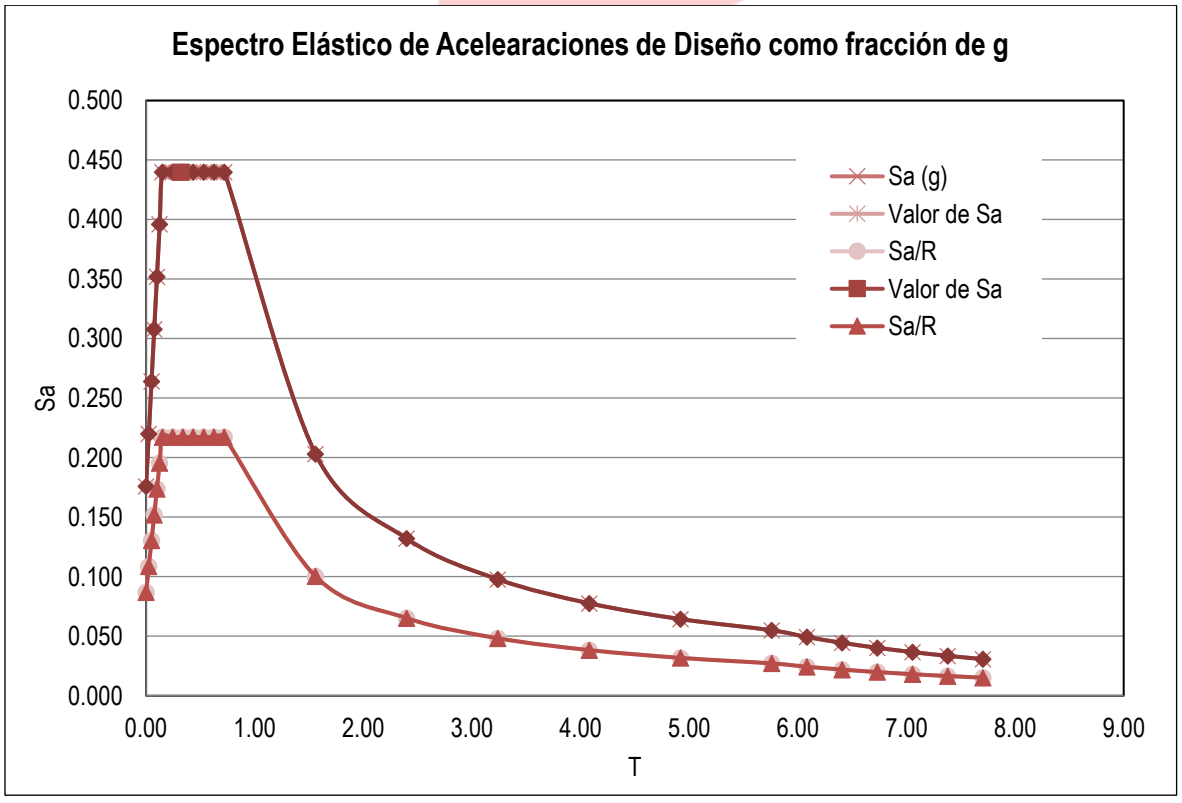


Figura 22. *Espectro Elástico de Aceleración (Módulo 1 – Camerinos).*

Ahora, se presenta el espectro de diseño para el **Módulo 2 (Locales)**:

10.2. PARÁMETROS SÍSMICOS – MÓDULO 2 (LOCALES)

Ubicación de la Estructura-MUNICIPIO:	**Cicuco**		
Departamento:	Bolívar		
Altura de la Estructura:	**2.40**	[m]	Título A
Número de Niveles:	**2**		
Tipo de Perfil del Suelo:	**E**		Tabla A.2.4-3
Grupo de Uso Edificación:	**I**		A.2.5.1
Sistema Estructural de Resistencia Sísmica:	**1**		Tabla A.4.2-1

Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitadas o adheridas a componentes más rígidos estructurales o no estructurales que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.

Zona de Amenaza Sísmica:	Intermedia		APÉNDICE A-4
Coeficiente de Aceleración (Aa):	0.10		APÉNDICE A-4
Coeficiente de Velocidad (Av):	0.15		APÉNDICE A-4
Coeficiente de Amplificación de Sitio (Fa):	2.50		Tabla A.2.4-3
Coeficiente de Amplificación de Sitio (Fv):	3.35		Tabla A.2.4-4
Coeficiente de Importancia (I):	1.00		A.2.5.1
Espectro de Diseño (Sa):	Gráfico		Título A
Período de Vibración Inicial (To):	0.201	[s]	Título A
Período de Vibración Corto (Tc):	0.965	[s]	Título A
Período de Vibración Largo (T_L):	8.040	[s]	Título A

Coeficiente (C_t):	0.047		Tabla A.4.2-1
Exponente (a):	0.90		Tabla A.4.2-1
Período de Vibración Aproximado (Ta = $C_t h^a$):	0.10	[s]	Form. A.4.2-3
Coeficiente (Cu):	1.20		Form. A.4.2-2
Tmax= Cu*Ta	0.12	[s]	Form. A.4.2-2

k	1.00	A.4.3.2

Capacidad de Disipación de Energía:	**DMO**		
Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía Básico (R_0):	**5.00**		A.3.3.3-Tabla A.3-1 a Tabla A.3-4
Coeficiente de Reducción (f_a):	**1.00**		Tabla A.3-7
Coeficiente de Reducción (f_p):	**1.00**		Tabla A.3-6
Coeficiente de Reducción (f_r):	**0.75**		A.3.3.8
Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía de Diseño ($R = f_a f_p f_r R_0$):	3.75		Form. A.3.3-1

Tabla 15. *Parámetros Sísmicos de la Estructura (Módulo 2 – Locales).*

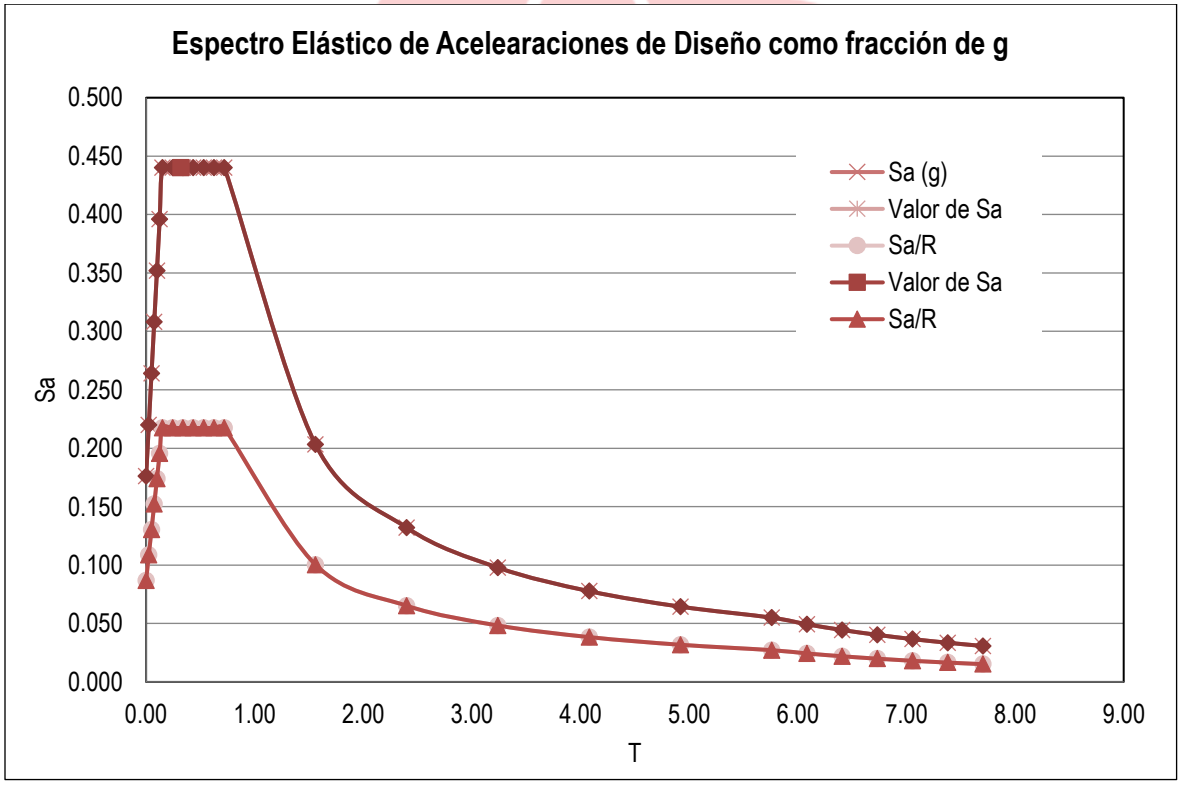


Figura 23. *Espectro Elástico de Aceleración (Módulo 2 – Locales).*

De esta forma, la estructura del **Módulo 3 (Tarima)** se clasificó como **Sistema de Pórticos en Estructuras de Celosía tales como Cerchas** que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales. Se empleó el grado de **CAPACIDAD MODERADA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA (DMO).** El valor asignado de $\mathbf{R_o}$ para estas características es **1.00** (Tabla A.3-3 de la NSR-10).

Por lo cual, se presenta el espectro de diseño para el **Módulo 3 (Tarima)**:

10.3. PARÁMETROS SÍSMICOS – MÓDULO 3 (TARIMA)

Ubicación de la Estructura-MUNICIPIO:	**Cicuco**		
Departamento:	Bolívar		
Altura de la Estructura:	**4.33**	[m]	Título A
Número de Niveles:	**2**		
Tipo de Perfil del Suelo:	**E**		Tabla A.2.4-3
Grupo de Uso Edificación:	**I**		A.2.5.1
Sistema Estructural de Resistencia Sísmica:	**2**		Tabla A.4.2-1
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitadas o adheridas a componentes más rígidos estructurales o no estructurales que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.			

Zona de Amenaza Sísmica:	Intermedia		APÉNDICE A-4
Coeficiente de Aceleración (Aa):	0.10		APÉNDICE A-4
Coeficiente de Velocidad (Av):	0.15		APÉNDICE A-4
Coeficiente de Amplificación de Sitio (Fa):	2.50		Tabla A.2.4-3
Coeficiente de Amplificación de Sitio (Fv):	3.35		Tabla A.2.4-4
Coeficiente de Importancia (I):	1.00		A.2.5.1
Espectro de Diseño (Sa):	Gráfico		Título A
Período de Vibración Inicial (To):	0.201	[s]	Título A
Período de Vibración Corto (Tc):	0.965	[s]	Título A
Período de Vibración Largo (T_L):	8.040	[s]	Título A

Coeficiente (C_t):	0.072		Tabla A.4.2-1
Exponente (a):	0.80		Tabla A.4.2-1
Período de Vibración Aproximado (Ta = $C_t h^a$):	0.23	[s]	Form. A.4.2-3
Coeficiente (Cu):	1.20		Form. A.4.2-2

Tmax= Cu*Ta	0.28	[s]	Form. A.4.2-2

k	1.00		A.4.3.2

Capacidad de Disipación de Energía:	**DMO**		
Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía Básico (R_0):	**1.00**		A.3.3.3-Tabla A.3-1 a Tabla A.3-4
Coeficiente de Reducción (f_a):	**1.00**		Tabla A.3-7
Coeficiente de Reducción (f_p):	**1.00**		Tabla A.3-6
Coeficiente de Reducción (f_r):	**1.00**		A.3.3.8
Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía de Diseño ($R = f_a f_p f_r R_0$):	1.00		Form. A.3.3-1

Tabla 16. *Parámetros Sísmicos de la Estructura (Módulo 3 – Tarima).*

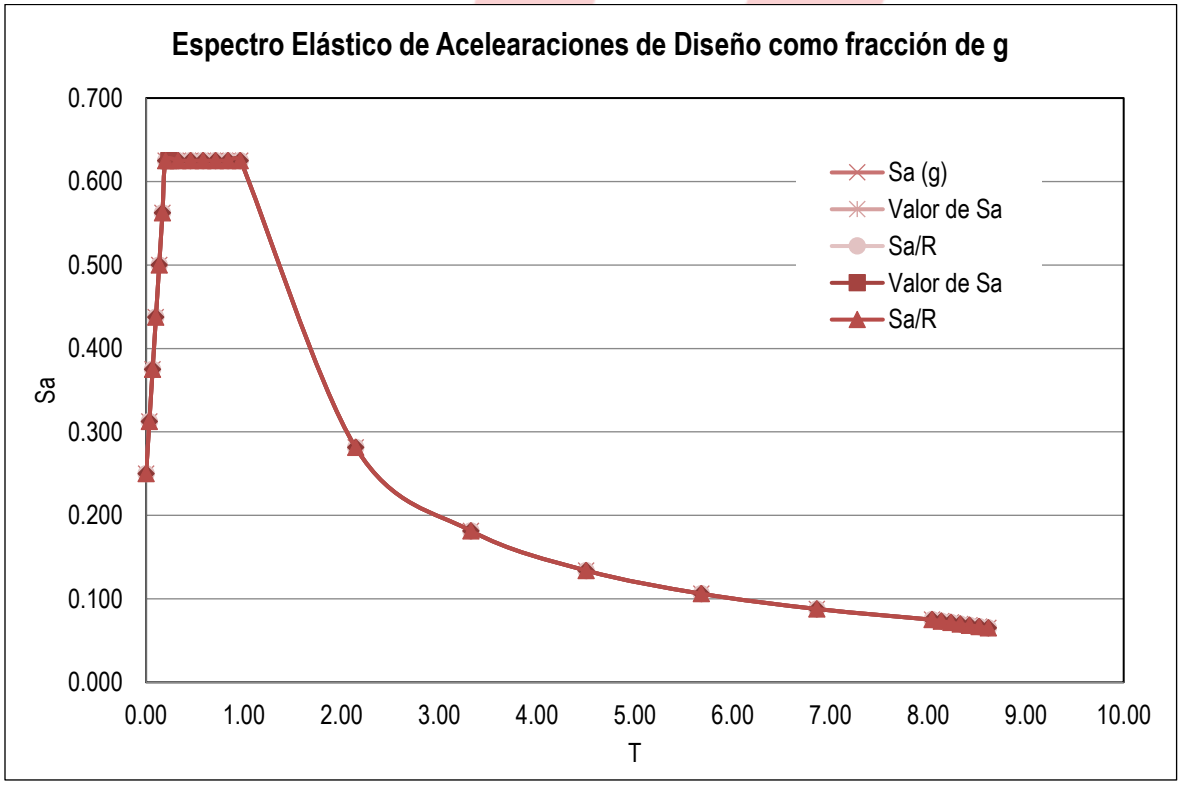


Figura 24. *Espectro Elástico de Aceleración (Módulo 3 – Tarima).*

Por último, se presenta el espectro de diseño para el **Módulo 5 (Tanque de Almacenamiento y Cuarto de Bombas)**:

10.4. PARÁMETROS SÍSMICOS – TANQUE

Ubicación de la Estructura - MUNICIPIO:	**Cicuco**		
Departamento:	Bolívar		
Altura de la Estructura:	**2.05**	[m]	Título A
Número de Niveles:	**1**		
Tipo de Perfil del Suelo:	**E**		Tabla A.2.4-3
Grupo de Uso de la Estructura:	**III**		A.2.5.1
Sistema Estructural de Resistencia Sísmica:	**4**		Tabla A.4.2-1
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería.			

Zona de Amenaza Sísmica:	Intermedia		APÉNDICE A-4
Coeficiente de Aceleración (Aa):	0.10		APÉNDICE A-4
Coeficiente de Velocidad (Av):	0.15		APÉNDICE A-4
Coeficiente de Amplificación de Sitio (Fa):	2.50		Tabla A.2.4-3
Coeficiente de Amplificación de Sitio (Fv):	3.35		Tabla A.2.4-4
Coeficiente de Importancia (I):	1.25		A.2.5.1
Espectro de Diseño (Sa):	Gráfico		Título A
Período de Vibración Inicial (To):	0.201	[s]	Título A
Período de Vibración Corto (Tc):	0.965	[s]	Título A
Período de Vibración Largo (T_L):	8.040	[s]	Título A

Coeficiente (C_t):	0.049		Tabla A.4.2-1
Exponente (a):	0.75		Tabla A.4.2-1
Período de Vibración Aproximado (Ta = $C_t h^a$):	0.08	[s]	Form. A.4.2-3
Coeficiente (Cu):	1.20		Form. A.4.2-2
Tmax= Cu*Ta	0.10	[s]	Form. A.4.2-2

k	1.00		A.4.3.2

Capacidad de Disipación de Energía:	**DMO**		
Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía Básico (R_0):	**2.00**		A.3.3.3-Tabla A.3-1 a Tabla A.3-4
Coeficiente de Reducción (f_a):	**1.00**		Tabla A.3-7
Coeficiente de Reducción (f_p):	**1.00**		Tabla A.3-6
Coeficiente de Reducción (f_r):	**1.00**		A.3.3.8
Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía de Diseño ($R = f_a f_p f_r R_0$):	2.00		Form. A.3.3-1

Tabla 17. *Parámetros sísmicos de la estructura.*

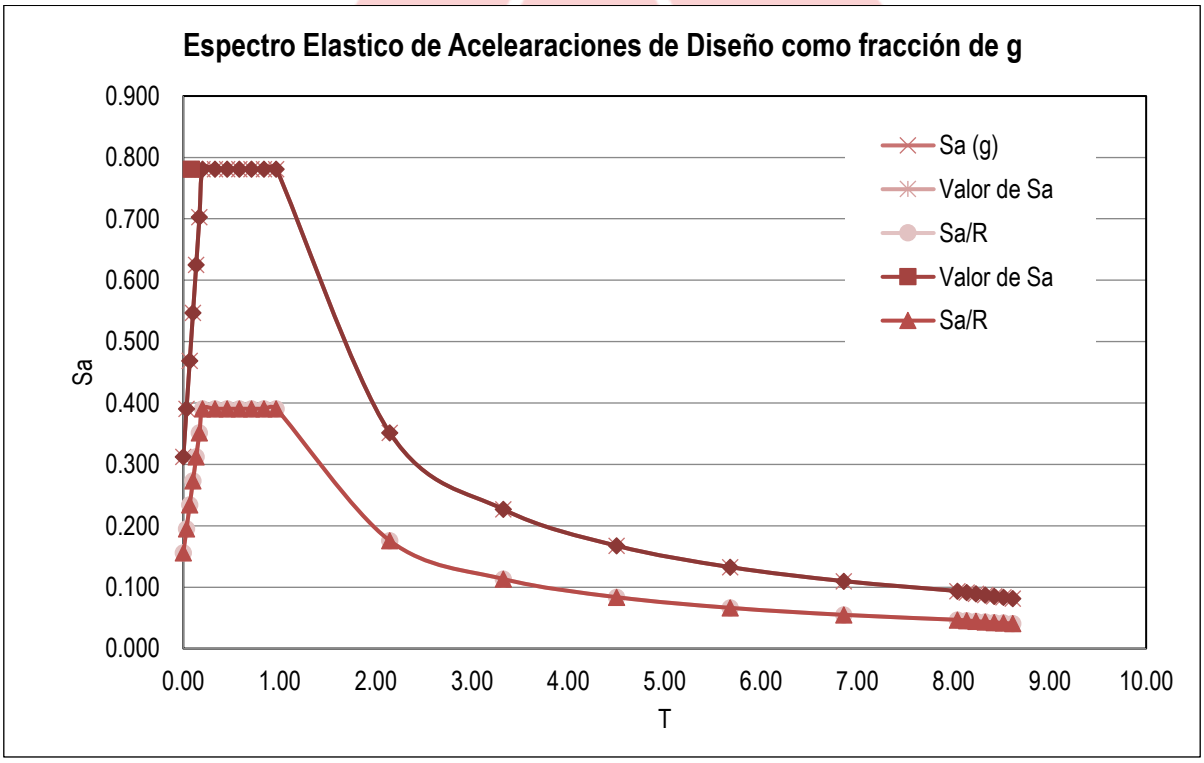


Figura 25. *Espectro Elástico de Aceleración.*

11. CONTROL DE AGRIETAMIENTO

El control de agrietamiento en estructuras de concreto reforzado es esencial para asegurar su durabilidad, estética y funcionalidad a lo largo de su vida útil. El objetivo de estas medidas es garantizar que las fisuras en la estructura de concreto reforzado sean pequeñas y estén distribuidas uniformemente, evitando que afecten la capacidad estructural y la durabilidad del elemento.

Según el Capítulo C23-C.10.6.4 del Título C de la NSR-10, se establecen medidas y consideraciones específicas para minimizar las fisuras en los elementos estructurales. De esta manera, se tiene en el C.23-C.10.6.4.5: *"Para compartimentos estancos, una exposición ambiental normal se define como exposición a líquidos con un pH mayor de 5, o exposición a soluciones que contengan sulfatos en cantidades de 1000 ppm o menos. La exposición ambiental severa ocurre cuando se exceden los límites que definen la exposición ambiental normal".*

Ahora, a partir de la información anterior se tiene que, en este caso, las estructuras hidráulicas estarán contenidas especialmente de líquidos agresivos (que están principalmente estancos con un pH mayores a 5 y/o soluciones de sulfato con menos de 1000 ppm), por lo cual, se clasificó como estructuras ambientales severas.

A continuación, se detallan otros puntos clave que se recomiendan en este capítulo para el correcto control de agrietamiento:

- Los anchos máximos de fisura permitidos, que varían dependiendo del ambiente y la exposición a agentes agresivos. Controlar el ancho de las fisuras es fundamental para evitar comprometer la durabilidad y la apariencia de la estructura.
- Se define una cantidad mínima de refuerzo necesaria para controlar la apertura de fisuras. Este refuerzo mínimo está relacionado con el esfuerzo de tracción en el concreto, y su implementación garantiza que las fisuras se distribuyan de manera uniforme y sean lo suficientemente pequeñas para no afectar la integridad estructural.
- El espaciado del refuerzo es otro aspecto crucial para el control del agrietamiento. El capítulo proporciona recomendaciones sobre el espaciado máximo del refuerzo longitudinal y transversal. Un espaciado adecuado ayuda a prevenir la formación de fisuras grandes y concentradas.
- La calidad del concreto, en términos de resistencia y trabajabilidad, es esencial para minimizar la aparición de fisuras. Por lo cual, un concreto bien diseñado y colocado reduce significativamente el riesgo de agrietamiento, asegurando una estructura más duradera.
- El recubrimiento de concreto sobre el refuerzo también influye en el control del agrietamiento. El capítulo establece la cantidad de recubrimiento necesaria para proteger el refuerzo de la corrosión y ayudar a controlar la apertura de fisuras. Un recubrimiento adecuado es vital para la durabilidad de la estructura.

- Las fisuras deben ser controladas bajo las cargas de servicio para asegurar la durabilidad de la estructura a lo largo del tiempo. Se consideran tanto las cargas permanentes como las cargas variables a las que estará sometida la estructura. Este control garantiza que la estructura mantenga su funcionalidad y seguridad durante su vida útil.
- Se tiene que, en casi todas las situaciones, el criterio dado en la normativa en cuanto al control de agrietamiento para las estructuras ambientales es apropiado desde el punto de vista estético.

Por lo cual, se tiene que, en la modelación de las estructuras ambientales, se tuvo en cuenta el control de agrietamiento siguiendo las directrices del Capítulo C23-C.10.6.4 del Título C de la NSR-10, asegurando así la durabilidad, estética y funcionalidad de los elementos de concreto reforzado a lo largo del tiempo.

12. PARÁMETROS UTILIZADOS EN LA MODELACIÓN

Para el análisis de esta estructura se utilizaron todos los parámetros anteriormente descritos. Los resultados del diseño se plasman y se entregan de manera anexa en los correspondientes planos estructurales, además de las memorias de cálculo.

A continuación, se presenta las constantes de diseño utilizadas en la modelación de cada estructura:

Constantes y Consideraciones de Diseño – Plaza Doña Ceiba	
f'c del Concreto	28.00 MPa
f'y del Acero de Refuerzo	4200 kg/cm^2
Capacidad de Disipación de Energía	DMO

Tabla 18. *Constantes y Consideraciones de Diseño para la modelación de las estructuras.*

El análisis de los **Módulo 1 (Camerinos)** y **Módulo 2 (Locales)** fueron realizados mediante modelación matemática con el programa EngSolutions RCB (Software Profesional de Análisis y Diseño Estructural), los resultados más relevantes se presentan en los siguientes capítulos.

De esta manera, el análisis del **Módulo 3 (Tarima)** y **Módulo 5 (Tanque de Almacenamiento y Cuarto de Bombas)** fueron realizados mediante modelación matemática con el programa MIDAS GEN (Modeling, Integrated Desing & Analysis Software), los resultados más relevantes se presentan en los siguientes capítulos.

13. CHEQUEO DE RESISTENCIA AL FUEGO

J.1.1-1 GRUPOS Y SUBGRUPOS DE OCUPACIÓN		
Grupos y subgrupos de ocupación	**Clasificación**	**Sección del Reglamento**
A	**ALMACENAMIENTO**	K.2.2
A-1	Riesgo moderado	
A-2	Riesgo bajo	
C	**COMERCIAL**	K.2.3
C-1	Servicio	
C-2	Bienes	
E	**ESPECIALES**	K.2.4
F	**FABRICA E INDUSTRIAL**	K.2.5

F-1	Riesgo moderado	
F-2	Riesgo bajo	
I	**INSTITUCIONAL**	K.2.6
I-1	Reclusión	
I-2	Salud e Incapacidad	
I-3	Educación	
I-4	Seguridad Pública	
I-5	Servicio Público	
L	**LUGAR DE REUNIÓN**	K.2.7
L-1	Deportivos	
L-2	Culturales y teatro	
L-3	**Sociales y recreativos**	**X**
L-4	Religiosos	
L-5	De transporte	
M	**MIXTOS Y OTROS**	K.2.8
P	**ALTA PELIGROSIDAD**	K.2.9
R	**RESIDENCIAL**	K.2.10
R-1	Unifamiliar y bifamiliar	
R-2	Multifamiliar	
R-3	Hoteles	
T	**TEMPORAL**	K.2.11

J.2. REQUISITOS GENERALES PARA PROTECCIÓN CONTRA INCENDIOS EN LAS EDIFICACIONES		
Edificación	**Área / hidrante, m²**	**Caudal /hidrante, L/s**
Edificios cuya altura de evacuación descendente sea más de 28 metros o ascendente de más de 6 metros	500	32
Cines, teatros, auditorios y discotecas	500	63
Recintos deportivos	500	63
Locales comerciales	**1000**	**63**
Estacionamientos	1000	63
Hospitales	500	63
Residencias	5000	32
Atención al público	500	63

Educación	1000	63
Almacenamiento	500	63

J.3. REQUISITOS DE RESISTENCIA CONTRA INCENDIOS EN LAS EDIFICACIONES

CLASIFICACIÓN DE EDIFICACIONES EN FUNCIÓN DEL RIESGO DE PERDIDA DE VIDAS HUMANAS O AMENAZA DE COMBUSTIÓN

J.3.3.1. CATEGORÍAS DE RIESGO DE LAS EDIFICACIONES

CATEGORÍA I	Esta categoría comprende las edificaciones con mayor riesgo de pérdidas de vidas humanas o con alta amenaza de combustión.
CATEGORÍA II	**Esta categoría comprende las edificaciones con riesgo intermedio.**
CATEGORÍA III	Esta categoría comprende las edificaciones con baja capacidad de combustión.

J.3.3-1. Categorización de las edificaciones para efectos de resistencia contra el fuego de acuerdo con su uso, área construida y número de pisos

Grupos y subgrupos de ocupación	**Área total construida, AT (m^2)**	**Número de pisos**						
		1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**≥ 7**
(C-1)	**AT** > 1500	III	III	II	II	II	I	I
	AT < 1500	III	III	III	II	II	II	I
(C-2)	**AT** > 500	II	I	I	I	I	I	I
	AT < 500			II	I	I	I	I
(E)	**Sin límite**	III	III	III	II	II	II	I
(I-2), (I-4)	**AT** > 1000	III	II	II	I	I	I	I
	500 < **AT** < 1000	III	III	II	II	I	I	I
	AT < 500	III	III	III	II	II	II	I
(I-3)	**AT** > 1000	II	II	I	I	I	I	I
	AT < 1000		III	II	II	I	I	I
(L-1), (L-2), (L-3), (L-4)	**AT** > 1000	**II**	I	I	I	I	I	I
(L-5), (I-1), (I-5)	500 < **AT** < 1000	II	II	I	I	I	I	I
	AT < 500	III	III	II	II	I	I	I
(R-1), (R-2)	Unidades > 140 m^2				II	I	I	I
	Unidades ≤ 140				III	II	II	I

(R-3)	**AT >** 5000	III	II	I	I	I	I	I
	AT < 5000	III	II	II	II	I	I	I

Resistencia requerida al fuego normalizado NTC 1480 (ISO 834), en horas, de elementos de una edificación de todos los grupos de ocupación excepto R-1 y R-2

Elementos de la construcción	Categoría según la clasificación dada en J.3.3.1		
	I	II	III
Muros Cortafuego	3	2	1
Muros de cerramiento de escaleras, ascensores, buitrones, ductos para basuras y corredores de evacuación	2	2	1
Muros divisorios entre unidades	1	1	1
Muros interiores no portantes	½	¼	-
Elementos estructurales de los materiales cubiertos por los títulos C a G del reglamento NSR-10	2	1	1
Cubiertas	1	1	½
Escaleras interiores no encerradas con muros	2	1	1

CHEQUEO DE RESISTENCIA AL FUEGO	
RESUMEN	
CLASIFICACIÓN (GRUPO DE OCUPACIÓN)	L (Lugares de Reunión)
SUBGRUPO DE OCUPACIÓN	L-3 (Sociales y recreativos)
NÚMERO DE HIDRANTES	1 por piso
CAUDAL HIDRANTE	63 L/s
CATEGORIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA	I
DIMENSIÓN DE COLUMNAS DE CONCRETO ESTRUCTURAL	200 mm
RECUBRIMIENTO MÍNIMO PARA CONCRETO CONSTRUIDO EN SITIO PARA ESTRIBOS, ESPIRALES Y ARMADURA PRINCIPAL DE COLUMNAS	40 mm
ESPESOR MÍNIMO DE LOSAS MACIZAS Y VIGUETAS	80 mm
RECUBRIMIENTO MÍNIMO PARA CONCRETO CONSTRUIDO EN SITIO PARA LOSAS MACIZAS Y VIGUETAS	20 mm
ANCHO MÍNIMO DEL ALMA DE VIGAS	120 mm
RECUBRIMIENTO MÍNIMO PARA CONCRETO CONSTRUIDO EN SITIO PARA ESTRIBOS Y ARMADURA PRINCIPAL DE VIGAS	40 mm

Tabla 19. *Chequeo de Resistencia al Fuego de la Estructura en General.*

14. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PLAZA DOÑA CEIBA

De esta manera, en la siguiente tabla se presentará la estructuración del diseño estructural realizado dentro de esta memoria de cálculo de los resultados de del análisis y diseño de cada uno de los módulos que componen la estructura de este proyecto (**Plaza Doña Ceiba**), que se encuentra ubicado en el municipio de Cicuco, en el departamento de Bolívar:

Diseño Estructural de la Plaza Doña Ceiba		
Módulos	**Resultados del Análisis**	**Resultados del Diseño**
Módulo 1 – Camerinos	Capítulo 15	Capítulo 16
Módulo 2 – Locales	Capítulo 17	Capítulo 18
Módulo 3 – Tarima	Capítulo 19	Capítulo 20
Módulo 4 – Muro de Contención (Perimetral)	Capítulo 21	
Módulo 5 – Tanque de Almacenamiento y Cuarto de Bombas	Capítulo 22	Capítulo 23

Tabla 20. *Estructuración del Diseño Estructural de cada Módulo de la Plaza Doña Ceiba.*

Ahora, cabe mencionar que cada capítulo descrito en la tabla anterior estará estructurado con cada resultado correspondiente de manera organizada y clara para su posterior revisión.

Por lo cual, a continuación, se presentarán los resultados del análisis y de diseño de todos los módulos de la estructura que componen este proyecto en general.

Primero, tenemos para el Diseño Estructural del **Módulo 1 (Camerinos)**:

MÓDULO 1 (CAMERINOS)

MÓDULO 1 (CAMERINOS)

15. RESULTADOS DEL ANÁLISIS

Como se mencionó anteriormente la estructura de este módulo estará conformada por pórticos de concreto reforzado, los cuales son resistentes a momentos. Para el análisis de esta edificación se utilizaron todos los parámetros anteriormente descritos. Los resultados del diseño se plasman y se entregan de manera anexa en los correspondientes planos estructurales, además de las memorias de cálculo.

15.1. CORTANTE Y FUERZAS SÍSMICAS

```
S T A T I C    E Q U I V A L E N T   B A S E    S H E A R

Building Weight, W, (ton) =  33.19

   Peak Acceleration Coeffi., Aa Fa  =  .25
   Peak Velocity Coefficient, Av Fv  =  .5
   Importance factor, I . . . . . .  =  1
   Site class, S   . . . . . . . . . =  E
   Coeff. for upper limit period, Cu =  1.2

                              X-direction   Y-direction
                              -----------   -----------
   Computed Period          =      0.208         0.222
   Ta = Ct (H)^x            = 0.047 H^0.9   0.047 H^0.9
                            =      0.128         0.128
   Tmax = Cu Ta             =      0.154         0.154
   Fundamental Period       =      0.154         0.154
   Energ-Disspst coeff, R   =        4.5           4.5
   1.2 Av Fv I / T          =      3.899         3.899
   2.5 Aa Fa I              =       .625          .625
   Sa                       =       .625          .625
   Base Shear, Vo           =      20.74         20.74

Static Shear, .9Vo (ton)    =         18.67         18.67
```

M O D A L B A S E S H E A R

MODE No	X - D I R E C T I O N Sax (g)	W'x (ton)	Vx (ton)	Y - D I R E C T I O N Say (g)	W'y (ton)	Vy (ton)
1	.625	0	0	.625	33.19	20.74
2	.625	33.02	20.64	.625	0	0
3	.451	.1	.04	.451	0	0
ELASTIC Ve (combined):			20.64			20.74
STATIC(IREG) 0.9Sa(T1)W:			18.67			18.67
Design Base Shear:			20.64			20.74

Total Building Weight, W = 33.19 ton
Participating Mass, ΣW'/W = 100% in X, 100% in Y
W'xm={ΣWj ϕxjm}²/ΣWj ϕxjm² W'ym={ΣWj ϕyjm}²/ΣWj ϕyjm²
Combination of Modal Response: SRSS V = (Sum Vi²)½

Equivalent Forces
Fi = (Wi Hi^n /ΣWj Hj^n) V
V =ΣFi
V = Sa W

C O M B I N E D M O D A L F O R C E

Floor k -	Weight W (ton)	X - DIRECTION Force F (ton)	Shear V (ton)	Torsion T=F(E-ε) (ton-m)
2	33.18	20.63	20.63	7.09

C O M B I N E D M O D A L F O R C E

Floor k -	Weight W (ton)	Y - DIRECTION Force F (ton)	Shear V (ton)	Torsion T=F(E-ε) (ton-m)
2	33.18	20.73	20.73	7.46

Figura 26. *Cortante y Fuerzas Sísmicas (EngSolutions RCB).*

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 2 (Análisis Sísmico) de la memoria digital de este módulo para más información relacionada con este capítulo.

15.2. COMPROBACIÓN DE EXCENTRICIDADES

A C C I D E N T A L T O R S I O N

	X-direction	Y-direction
Accidental eccentricity as a percentage of building dimension, (%)=	5	5

A C C I D E N T A L E C C E N T R I C I T Y:

	X - D I R E C T I O N (EQY)			Y - D I R E C T I O N (EQX)		
Level	δεxo (m)	Ax	δεx (m)	δεyo (m)	Ax	δεy (m)
2	0.35	1.04	0.36	0.34	1.00	0.34

D E S I G N E C C E N T R I C I T Y : E = ε + δε

	X - D I R E C T I O N (EQY)				Y - D I R E C T I O N (EQX)			
Level	Center Mass CMx	Inherent Eccent. εx*	Accident Eccent. δεx	Design Eccent. Ex	Center Mass CMy	Inherent Eccent. εy*	Accident Eccent. δεy	Design Eccent. Ey
2	3.48	0.00	0.36	0.3636	3.31	0.34	0.34	0.6868

Note: * Inherent eccentricity: εx = CMx - CRx and εy = CMy - CRy
All values are in meters

D E S I G N E C C E N T R I C I T Y : E = ε - δε

	X - D I R E C T I O N (EQY)				Y - D I R E C T I O N (EQX)			
Level	Center Mass CMx	Inherent Eccent. εx*	Accident Eccent. δεx	Design Eccent. Ex	Center Mass CMy	Inherent Eccent. εy*	Accident Eccent. δεy	Design Eccent. Ey
2	3.48	0.00	0.36	-0.366	3.31	0.34	0.34	0.0000

Note: * Inherent eccentricity: εx = CMx - CRx and εy = CMy - CRy
All values are in meters

Figura 27. *Comprobación de Excentricidades (EngSolutions RCB).*

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 2 (Análisis Sísmico) de la memoria digital de este módulo para más información relacionada con este capítulo.

15.3. FRECUENCIA Y MODOS DE VIBRACIÓN

MODE - FREQUENCY ANALYSIS

Mass Matrix Combination (Weight / g)

```
M = ( D0 + DL ) / g

Total Building Weight: 33.20 ton
```

Modal Information: frequency, period, participation factors & generalized mass

Mode No	Frequency Hz	Period sec	== X-Direction === Part.Fac	GenMass*	== Y-Direction === Part.Fac	GenMass*	== Z-Direction === Part.Fac	GenMass*
1	4.51	0.2220	0.00	0.00	-0.18	1.00	0.00	0.00
2	4.80	0.2080	-0.18	1.00	0.00	0.01	0.00	0.00
3	9.35	0.1070	0.01	1.36	0.00	1.64	0.00	0.00

* : ton-sec²/m

Effective Weight and Participating Mass

Mode No	X - Direction Weff*	%Mass	[%-Sum]	Y - Direction Weff*	%Mass	[%-Sum]	Z - Direction Weff*	%Mass	[%-Sum]
1	0.00	0.00	[0.0]	33.19	99.98	[100.0]	0.00	0.00	[0.0]
2	33.02	99.45	[99.5]	0.00	0.00	[100.0]	0.00	0.00	[0.0]
3	0.10	0.29	[99.7]	0.00	0.00	[100.0]	0.00	0.00	[0.0]

* : ton

Figura 28. *Frecuencia y Modos de Vibración (EngSolutions RCB).*

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 2.1. (Frecuencia y Modos de Vibración) de la memoria digital de este módulo para más información relacionada con este capítulo.

15.4. FUERZAS DE VIENTO

Para las cargas de viento, se tomaron los valores establecidos en el NSR-10. Por encontrarse el proyecto en la Zona 2 del mapa de velocidades de diseño para fuerzas de viento. Se toma este valor como V = 100 km/h (Figura B.6.4.1 de la NSR-10).

WIND LOADS NSR-10

Wind pressure

p = q G Cp rigid buildings
= q Gf Cp flexible buildings
qz = 0.00483 Kz Kzt Kd V² I (Kg/m²); V in Km/h

W I N D L O A D I N G P A R A M E T E R S

Basic wind speed (Km/h), V ..... = 100

V: 3-second gust speed at 10 m, with annual probability of 0.002

Importance factor, I ..... = 1.0

OCCUPANCY CATEGORY		IMPORTANCE FACTOR (1)	(2)
I	Normal occupancy buildings	0.87	0.77
II	Especial occupancy buildings	1.00	1.00
III	Public assistance facilities	1.15	1.15
IV	Essential facilities	1.15	1.15

(1): Non-hurricane prone regions with V=140-160 km/h
(2): Hurricane prone regions with V >160 Km/h

Exposure category ..... = C

ROUGHNESS	DESCRIPTION
B	Urban and suburban areas, wooded areas, obstructions >30ft
C	Open terrain with scattered obstructions less than 30 ft
D	Flat, unobstructed areas, wind over large bodies of water

Directionality factor, Kd ..... = 0.85

Topographic factor, Kzt ..... = 1.0

Kzt = (1 + K1 K2 K3)²

Wall pressure coefficients, Cp

Windward wall ..... = 0.8
Leeward wall (Wind X) ..... = -0.494
Leeward wall (Wind Y) ..... = -0.5
Side walls ..... = -0.7
Roof ..... = 0.0

V E L O C I T Y P R E S S U R E

Floor -	Height z, m	Pressure qz, K/m2
2	3.04	35.226
1	0.0	35.226

Wind nodal forces:
Pw = ∑ pz Ai Pl = ∑ ph Ai
Ps = ∑ ph Ai Pr = ∑ ph Ai
Ai = Nodal tributary area

W I N D F O R C E S: X - D I R E C T I O N

Floor No	Height z, m	Windward Pw, Ton	Leeward Pl, Ton	Side Ps, Ton	Roof Pr, Ton
2	3.04	0.26	0.16	0.23	0.0
1	0.0	0.26	0.16	0.23	0.0

Base shear, V:∑(Pw+Pl) .. = 0.83 ton
Building Weight, W ..... = 33.20 ton (V/W = 0.025)
Overturning moment
From horizontal forces . = 1.26 ton-m
From roof forces ..... = 0.0 ton-m
Total moment, Mo ..... = 1.26 ton-m
Stabilizing moment, Ms.... = 115.54 ton-m (Mo/Ms = 0.011)

W I N D F O R C E S: Y - D I R E C T I O N

Floor No	Height z, m	Windward Pw, Ton	Leeward Pl, Ton	Side Ps, Ton	Roof Pr, Ton
2	3.04	0.27	0.17	0.23	0.0
1	0.0	0.27	0.17	0.23	0.0

Base shear, V:∑(Pw+Pl) .. = 0.86 ton
Building Weight, W ..... = 33.20 ton (V/W = 0.026)
Overturning moment
From horizontal forces . = 1.32 ton-m
From roof forces ..... = 0.0 ton-m
Total moment, Mo ..... = 1.32 ton-m
Stabilizing moment, Ms.... = 109.91 ton-m (Mo/Ms = 0.012)

Figura 29. *Análisis de Viento (EngSolutions RCB).*

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 3 (Análisis de Viento) de la memoria digital de este módulo para más información relacionada con este capítulo.

15.5. DERIVAS

Teniendo en cuenta que la deriva máxima de umbral de daño para cualquier piso no puede exceder los límites establecidos en la Tabla A.6.4-1.

Tabla A.6.4-1
Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	$1.0\% \left(\Delta^{i}_{max} \leq 0.010\ h_{pi}\right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	$0.5\% \left(\Delta^{i}_{max} \leq 0.005\ h_{pi}\right)$

Se obtuvieron las siguientes derivas:

P-DELTA ANALYSIS - SUMMARY MAXIMUM STORY DRIFT RATIO, Δ/h

	Drift-Ratio at CENTER OF MASS			MAXIMUM Corner Story-Drift-Ratio			
Story	DriftX	DriftY	DriftR	DriftX	DriftY	DriftR	Axis
1	0.0022	0.0025	0.0025	0.0027	0.0027	0.0027	1-C
Maxima	0.0022	0.0025	0.0025	0.0027	0.0027	0.0027	

DriftX = $(\Delta x/h)max$
DriftY = $(\Delta y/h)max$
DriftR = $([(\Delta x/h)^2 + (\Delta y/h)^2]^{½})max$

Figura 30. *Derivas – Cumple (EngSolutions RCB).*

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 5 (Derivas) de la memoria digital de este módulo para más información relacionada con este capítulo.

15.6. FUERZAS EN LOS ELEMENTOS

Del análisis realizado se obtuvieron los datos para el diseño de cada uno de los elementos que conforman la estructura principal, los resultados de momentos, cortante y torsión se presentan en el anexo de resultados del análisis.

15.7. REACCIONES EN LA BASE

Footing group		Load	Force (ton)			Moment (ton-m)			Pressure (ton/m2)	
Group	Floor	LdCase	Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz	PcMax	PcMin
1-C	1	D0	-0.04	-0.11	1.73	-0.13	0.12	0.00	3.23	0.24
		DL	-0.10	-0.23	1.42	0.19	-0.10	0.00	3.11	-0.28
		LL	-0.04	-0.10	0.58	0.08	-0.04	0.00	1.27	-0.11
		EQX	0.54	-0.07	-0.41	0.12	0.85	0.00	5.41	-6.23
		EQY	-0.04	0.46	-0.23	-0.78	-0.06	0.00	4.79	-5.26
		WLX	0.21	-0.17	-0.09	0.03	0.19	0.00	1.17	-1.35
		WLY	-0.11	0.25	-0.05	-0.18	-0.02	0.00	1.11	-1.21
2-C	1	D0	-0.04	0.10	2.32	0.05	0.12	0.00	3.30	1.34
		DL	-0.16	0.26	2.66	-0.30	-0.16	0.00	5.44	-0.11
		LL	-0.07	0.10	1.09	-0.12	-0.07	0.00	2.22	-0.04
		EQX	0.44	-0.11	-0.35	0.16	0.69	0.00	4.76	-5.47
		EQY	-0.01	0.69	-0.51	-1.00	-0.01	0.00	5.59	-6.60
		WLX	0.29	-0.02	-0.08	0.03	0.15	0.00	1.04	-1.20
		WLY	-0.20	0.16	-0.12	-0.23	0.00	0.00	1.29	-1.52
3-C	1	D0	-0.04	0.02	1.21	0.03	0.12	0.00	2.10	0.32
		DL	-0.07	0.05	0.49	-0.10	-0.07	0.00	1.49	-0.51
		LL	-0.03	0.02	0.20	-0.04	-0.03	0.00	0.61	-0.21
		EQX	0.43	-0.09	-0.42	0.14	0.67	0.00	4.49	-5.33
		EQY	0.03	0.59	0.71	-0.90	0.05	0.00	6.40	-4.99
		WLX	0.19	0.14	-0.09	0.03	0.15	0.00	1.00	-1.19
		WLY	-0.09	0.28	0.16	-0.21	0.01	0.00	1.48	-1.15
1-B	1	D0	0.00	-0.19	2.65	-0.05	0.00	0.00	2.03	1.65
		DL	0.00	-0.72	3.73	0.67	0.00	0.00	4.90	0.28
		LL	0.00	-0.29	1.53	0.27	0.00	0.00	2.00	0.12
		EQX	0.99	0.00	0.00	0.00	1.52	0.00	5.27	-5.27
		EQY	-0.07	0.49	-0.24	-0.84	-0.11	0.00	3.14	-3.48
		WLX	0.22	-0.32	0.00	0.00	0.33	0.00	1.15	-1.15
		WLY	0.02	0.41	-0.06	-0.19	0.03	0.00	0.72	-0.80
2-B	1	D0	0.00	0.16	3.33	-0.01	0.00	0.00	2.36	2.26
		DL	0.00	0.56	6.70	-0.61	0.00	0.00	6.76	2.54
		LL	0.00	0.23	2.74	-0.25	0.00	0.00	2.77	1.04
		EQX	0.81	0.00	0.00	0.00	1.24	0.00	4.30	-4.30
		EQY	0.02	0.75	-0.55	-1.10	0.02	0.00	3.53	-4.30
		WLX	0.18	0.00	0.00	0.00	0.28	0.00	0.96	-0.96
		WLY	0.00	0.17	-0.13	-0.25	0.01	0.00	0.81	-0.99
3-B	1	D0	0.00	0.01	1.88	0.04	0.00	0.00	2.09	1.67
		DL	0.00	0.01	1.10	-0.06	0.00	0.00	1.47	0.72
		LL	0.00	0.00	0.45	-0.03	0.00	0.00	0.60	0.30
		EQX	0.79	0.00	0.00	0.00	1.21	0.00	7.27	-7.27
		EQY	0.06	0.64	0.80	-0.99	0.09	0.00	7.25	-5.65
		WLX	0.18	0.32	0.00	0.00	0.27	0.00	1.65	-1.65
		WLY	0.01	0.44	0.18	-0.23	0.02	0.00	1.67	-1.30
1-A	1	D0	0.04	-0.11	1.73	-0.13	-0.12	0.00	3.23	0.24
		DL	0.10	-0.23	1.42	0.19	0.10	0.00	3.11	-0.28
		LL	0.04	-0.10	0.58	0.08	0.04	0.00	1.27	-0.11
		EQX	0.54	0.07	0.41	-0.12	0.85	0.00	6.23	-5.41
		EQY	0.04	0.46	-0.23	-0.78	0.06	0.00	4.79	-5.26
		WLX	0.21	-0.14	0.09	-0.03	0.19	0.00	1.35	-1.17
		WLY	0.11	0.25	-0.05	-0.18	0.02	0.00	1.11	-1.21
2-A	1	D0	0.04	0.10	2.32	0.05	-0.12	0.00	3.30	1.34
		DL	0.16	0.26	2.66	-0.30	0.16	0.00	5.44	-0.11
		LL	0.07	0.10	1.09	-0.12	0.07	0.00	2.22	-0.04
		EQX	0.44	0.11	0.35	-0.16	0.69	0.00	5.47	-4.76
		EQY	0.01	0.69	-0.51	-1.00	0.01	0.00	5.59	-6.60
		WLX	0.29	0.02	0.08	-0.03	0.15	0.00	1.20	-1.04
		WLY	0.20	0.16	-0.12	-0.23	0.00	0.00	1.29	-1.52
3-A	1	D0	0.04	0.02	1.21	0.03	-0.12	0.00	2.10	0.32
		DL	0.07	0.05	0.49	-0.10	0.07	0.00	1.49	-0.51
		LL	0.03	0.02	0.20	-0.04	0.03	0.00	0.61	-0.21
		EQX	0.43	0.09	0.42	-0.14	0.67	0.00	5.33	-4.49
		EQY	-0.03	0.59	0.71	-0.90	-0.05	0.00	6.40	-4.99
		WLX	0.19	0.18	0.09	-0.03	0.15	0.00	1.19	-1.00
		WLY	0.09	0.28	0.16	-0.21	-0.01	0.00	1.48	-1.15

Figura 31. *Reacciones en la Base (EngSolutions RCB).*

La cimentación de la estructura será de tipo superficial, zapatas aisladas, con una capacidad admisible del suelo de 15.20 ton/m^2 a 1.50 m de profundidad de desplante, según recomendaciones del ingeniero geotecnista.

Las modelaciones se realizaron con el software EngSolutions RCB y los resultados generales se presentan en los anexos.

Load combinations : Service
Type of contact pressure: Linear, Pmax|Pmin = Rz/A (1 ± eb/S3 ± el/S2)
Self weight of footing: 0.10 Rz (D0 + DL + LL)

Group	Floor	Rz max ton	Rz min ton	Pc max ton/m2	Pc min ton/m2	Pc/Pa max	Pc/Pa min
1-C	1	4.18	1.98	7.79	2.38	0.50	0.15
2-C	1	6.68	3.24	12.01	2.09	0.77	0.13
3-C	1	2.41	0.71	7.10	2.83	0.46	0.18
1-B	1	8.70	4.45	11.40	1.75	0.73	0.11
2-B	1	14.05	6.91	14.37	0.76	0.93	0.05
3-B	1	4.07	1.57	8.57	3.06	0.55	0.20
1-A	1	4.18	1.98	7.79	2.38	0.50	0.15
2-A	1	6.68	3.24	12.01	2.09	0.77	0.13
3-A	1	2.41	0.71	7.10	2.83	0.46	0.18

Figura 32. *Envolventes en la Base (EngSolutions RCB).*

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 7 (Diseño de Cimentaciones) de la memoria digital de este módulo para más información relacionada con este capítulo.

16. RESULTADOS DEL DISEÑO

16.1. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Del análisis realizado se obtuvieron los datos para el diseño de cada uno de los elementos que conforman la estructura principal, los resultados son mostrados en los planos estructurales. En el anexo se presenta los resultados del diseño de vigas, columnas y cimentación.

16.2. Diseño de Vigas

Para cada elemento se evaluaron los resultados de momentos y cortantes productos del análisis para sí calcular las áreas de refuerzo requeridas, como ejemplo se muestra el siguiente diagrama:

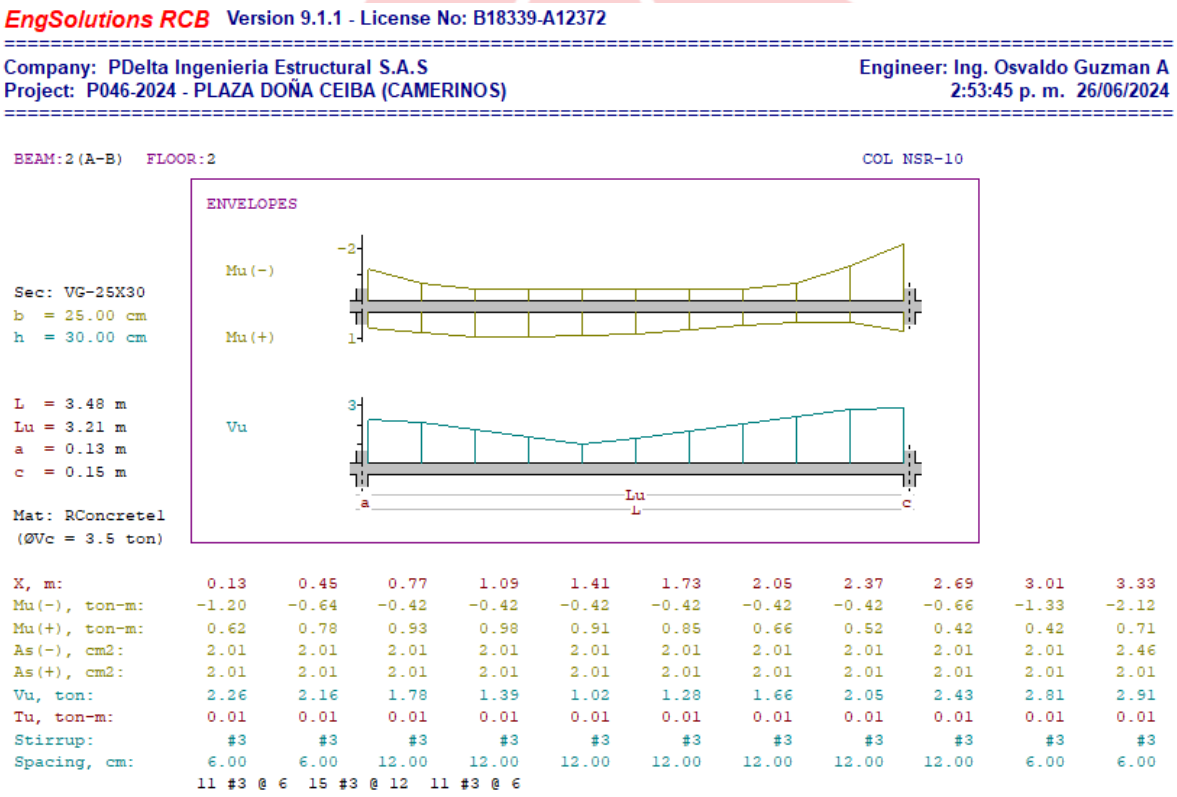


Figura 33. *Esquema del Diseño de Viga Tipo (EngSolutions RCB).*

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 8 (Diseño de Vigas) de la memoria digital de este módulo para más información relacionada con este capítulo.

16.3. Diseño de Columnas

Para cada elemento fue evaluado automáticamente las envolventes de diseño y se obtuvieron las áreas de acero requeridas:

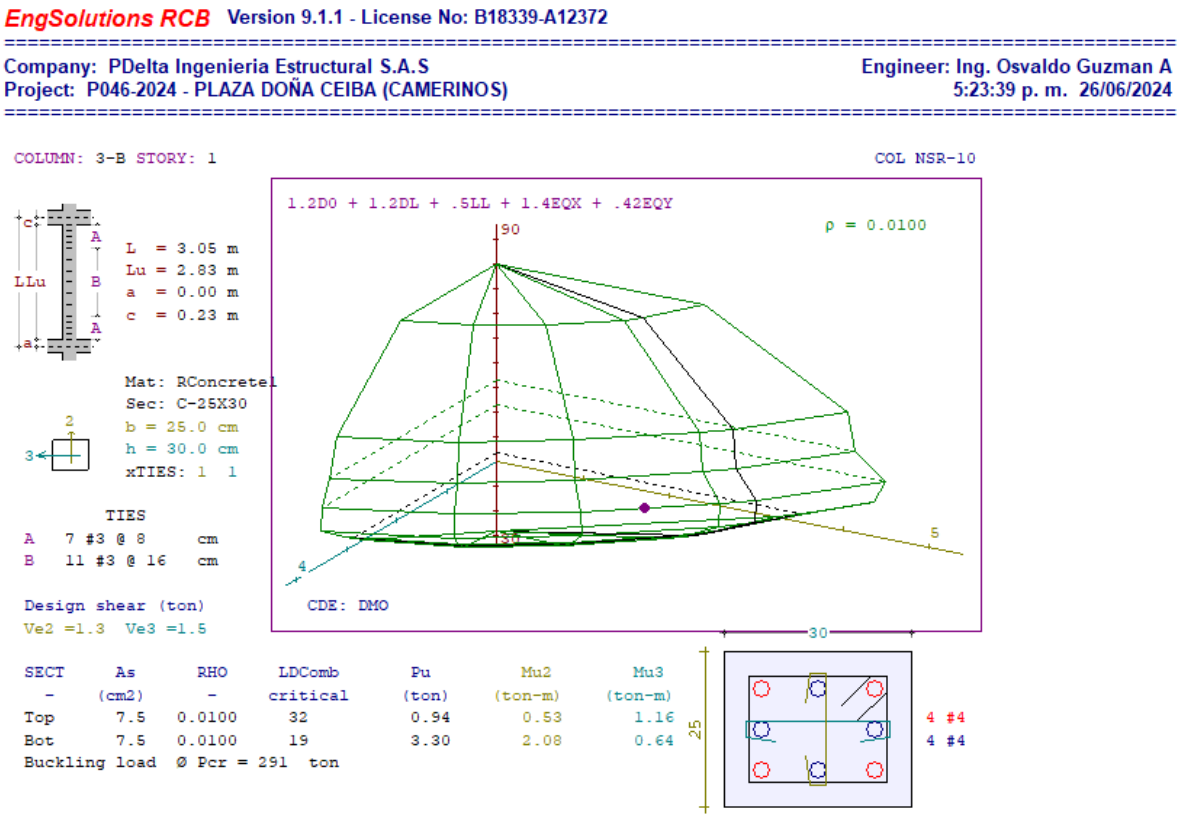


Figura 34. *Esquema del Diseño de Columna Tipo (EngSolutions RCB).*

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 9 (Diseño de Columnas) de la memoria digital de este módulo para más información relacionada con este capítulo.

16.4. Diseño de Cimentaciones

Footing	Floor	Mat	B	L	h	Vu1/ØVc1	Dir	Reinforcem	As	Mu
1-B	1	1	1.20	1.20	35	0.19	B	6#4@21 cm	7.560	1.53
						0.25	L	6#4@20 cm	7.560	1.41
2-B	1	1	1.20	1.20	35	0.24	B	6#4@21 cm	7.560	2.02
						0.28	L	6#4@21 cm	7.560	1.70
3-B	1	1	1.00	1.00	35	0.11	B	5#4@21 cm	6.300	0.80
						0.14	L	5#4@21 cm	6.300	0.74
1-A	1	1	1.00	1.00	35	0.09	B	5#4@21 cm	6.300	0.69
						0.14	L	5#4@21 cm	6.300	0.70
2-A	1	1	1.00	1.00	35	0.14	B	5#4@21 cm	6.300	1.00
						0.19	L	5#4@21 cm	6.300	0.84
3-A	1	1	1.00	1.00	35	0.09	B	5#4@21 cm	6.300	0.68
						0.13	L	5#4@21 cm	6.300	0.49
1-B	1	1	1.20	1.20	35	0.19	B	6#4@21 cm	7.560	1.53
						0.25	L	6#4@20 cm	7.560	1.41
2-B	1	1	1.20	1.20	35	0.24	B	6#4@21 cm	7.560	2.02
						0.28	L	6#4@21 cm	7.560	1.70
3-B	1	1	1.00	1.00	35	0.11	B	5#4@21 cm	6.300	0.80
						0.14	L	5#4@21 cm	6.300	0.74
1-A	1	1	1.00	1.00	35	0.09	B	5#4@21 cm	6.300	0.69
						0.14	L	5#4@21 cm	6.300	0.70
2-A	1	1	1.00	1.00	35	0.14	B	5#4@21 cm	6.300	1.00
						0.19	L	5#4@21 cm	6.300	0.84
3-A	1	1	1.00	1.00	35	0.09	B	5#4@21 cm	6.300	0.68
						0.13	L	5#4@21 cm	6.300	0.49

Figura 35. *Esquema de Diseño de Cimentaciones (EngSolutions RCB).*

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 7 (Diseño de Cimentaciones) de la memoria digital de este módulo para más información relacionada con este capítulo.

De esta manera, tenemos para el Diseño Estructural del **Módulo 2 (Locales)**:

MÓDULO 2 (LOCALES)

MÓDULO 2 (LOCALES)

17. RESULTADOS DEL ANÁLISIS

Como se mencionó anteriormente la estructura de este módulo estará conformada por pórticos de concreto reforzado, los cuales son resistentes a momentos. Para el análisis de esta edificación se utilizaron todos los parámetros anteriormente descritos. Los resultados del diseño se plasman y se entregan de manera anexa en los correspondientes planos estructurales, además de las memorias de cálculo.

17.1. CORTANTE Y FUERZAS SÍSMICAS

```
S T A T I C   E Q U I V A L E N T   B A S E   S H E A R

Building Weight, W, (ton) =  10.56

   Peak Acceleration Coeffi., Aa Fa  =  .25
   Peak Velocity Coefficient, Av Fv  =  .5
   Importance factor, I . . . . . .  =  1
   Site class, S  . . . . . . . . .  =  E
   Coeff. for upper limit period, Cu =  1.2

                              X-direction   Y-direction
                              -----------   -----------
   Computed Period          =     0.144         0.133
   Ta = Ct (H)^x            = 0.047 H^0.9   0.047 H^0.9
                            =     0.103         0.103
   Tmax = Cu Ta             =     0.124         0.124
   Fundamental Period       =     0.124         0.124
   Energ-Disspst coeff, R   =      3.75          3.75
   1.2 Av Fv I / T          =     4.838         4.838
   2.5 Aa Fa I              =      .625          .625
   Sa                       =      .625          .625
   Base Shear, Vo           =       6.6           6.6

Static Shear, .8Vo (ton)    =         5.28          5.28
```

M O D A L B A S E S H E A R

MODE No	X - D I R E C T I O N Sax (g)	W'x (ton)	Vx (ton)	Y - D I R E C T I O N Say (g)	W'y (ton)	Vy (ton)
1	.625	10.56	6.6	.625	0	0
2	.625	0	0	.625	10.56	6.6
3	.372	0	0	.372	0	0
ELASTIC Ve (combined):			6.6			6.6
STATIC 0.8 Sa(T1)W:			5.28			5.28
Design Base Shear:			6.60			6.60

Total Building Weight, W = 10.56 ton
Participating Mass, ∑W'/W = 100% in X, 100% in Y
W'xm={∑Wj ϕxjm}²/∑Wj ϕxjm² W'ym={∑Wj ϕyjm}²/∑Wj ϕyjm²
Combination of Modal Response: SRSS V = (Sum Vi²)½

Equivalent Forces
Fi = (Wi Hi^n /∑Wj Hj^n) V
V =∑Fi
V = Sa W

C O M B I N E D M O D A L F O R C E

Floor k -	Weight W (ton)	X - DIRECTION Force F (ton)	Shear V (ton)	Torsion T=F(E-ε) (ton-m)
2	10.56	6.59	6.59	0.79

C O M B I N E D M O D A L F O R C E

Floor k -	Weight W (ton)	Y - DIRECTION Force F (ton)	Shear V (ton)	Torsion T=F(E-ε) (ton-m)
2	10.56	6.59	6.59	1.32

Figura 36. *Cortante y Fuerzas Sísmicas (EngSolutions RCB).*

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 2 (Análisis Sísmico) de la memoria digital de este módulo para más información relacionada con este capítulo.

17.2. COMPROBACIÓN DE EXCENTRICIDADES

A C C I D E N T A L T O R S I O N

	X-direction	Y-direction
Accidental eccentricity as a percentage of building dimension, (%)=	5	5

A C C I D E N T A L E C C E N T R I C I T Y:

	X - D I R E C T I O N (EQY)			Y - D I R E C T I O N (EQX)		
Level -	δεxo (m)	Ax -	δεx (m)	δεyo (m)	Ax -	δεy (m)
2	0.20	1.00	0.20	0.12	1.00	0.12

D E S I G N E C C E N T R I C I T Y : E = ε + δε

	X - D I R E C T I O N (EQY)				Y - D I R E C T I O N (EQX)			
Level -	Center Mass CMx	Inherent Eccent. εx*	Accident Eccent. δεx	Design Eccent. Ex	Center Mass CMy	Inherent Eccent. εy*	Accident Eccent. δεy	Design Eccent. Ey
2	2.02	0.00	0.20	0.2020	1.20	0.00	0.12	0.1212

Note: * Inherent eccentricity: εx = CMx - CRx and εy = CMy - CRy
All values are in meters

D E S I G N E C C E N T R I C I T Y : E = ε - δε

	X - D I R E C T I O N (EQY)				Y - D I R E C T I O N (EQX)			
Level -	Center Mass CMx	Inherent Eccent. εx*	Accident Eccent. δεx	Design Eccent. Ex	Center Mass CMy	Inherent Eccent. εy*	Accident Eccent. δεy	Design Eccent. Ey
2	2.02	0.00	0.20	-0.200	1.20	0.00	0.12	-0.122

Note: * Inherent eccentricity: εx = CMx - CRx and εy = CMy - CRy
All values are in meters

Figura 37. *Comprobación de Excentricidades (EngSolutions RCB).*

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 2 (Análisis Sísmico) de la memoria digital de este módulo para más información relacionada con este capítulo.

17.3. FRECUENCIA Y MODOS DE VIBRACIÓN

MODE - FREQUENCY ANALYSIS

Mass Matrix Combination (Weight / g)

```
M = ( D0 + DL ) / g

Total Building Weight: 10.56 ton
```

Modal Information: frequency, period, participation factors & generalized mass

Mode No	Frequency Hz	Period sec	== X-Direction === Part.Fac	GenMass*	== Y-Direction === Part.Fac	GenMass*	== Z-Direction === Part.Fac	GenMass*
1	6.95	0.1440	0.10	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	7.53	0.1330	0.00	0.00	0.10	1.00	0.00	0.00
3	15.33	0.0650	0.00	1.10	0.00	1.90	0.00	0.00

* : ton-sec²/m

Effective Weight and Participating Mass

Mode No	X - Direction Weff*	%Mass	[%-Sum]	Y - Direction Weff*	%Mass	[%-Sum]	Z - Direction Weff*	%Mass	[%-Sum]
1	10.56	99.98	[100.0]	0.00	0.00	[0.0]	0.00	0.00	[0.0]
2	0.00	0.00	[100.0]	10.56	99.98	[100.0]	0.00	0.00	[0.0]
3	0.00	0.00	[100.0]	0.00	0.00	[100.0]	0.00	0.00	[0.0]

* : ton

Figura 38. *Frecuencia y Modos de Vibración (EngSolutions RCB).*

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 2.1. (Frecuencia y Modos de Vibración) de la memoria digital de este módulo para más información relacionada con este capítulo.

17.4. FUERZAS DE VIENTO

Para las cargas de viento, se tomaron los valores establecidos en el NSR-10. Por encontrarse el proyecto en la Zona 2 del mapa de velocidades de diseño para fuerzas de viento. Se toma este valor como V = 100 km/h (Figura B.6.4.1 de la NSR-10).

WIND LOADS NSR-10

Wind pressure

p = q G Cp rigid buildings
= q Gf Cp flexible buildings
qz = 0.00483 Kz Kzt Kd V² I (Kg/m²); V in Km/h

W I N D L O A D I N G P A R A M E T E R S

Basic wind speed (Km/h), V ..... = 100

V: 3-second gust speed at 10 m, with annual probability of 0.002

Importance factor, I ..... = 1.0

OCCUPANCY CATEGORY		IMPORTANCE FACTOR (1)	(2)
I	Normal occupancy buildings	0.87	0.77
II	Especial occupancy buildings	1.00	1.00
III	Public assistance facilities	1.15	1.15
IV	Essential facilities	1.15	1.15

(1): Non-hurricane prone regions with V=140-160 km/h
(2): Hurricane prone regions with V >160 Km/h

Exposure category ..... = C

ROUGHNESS	DESCRIPTION
B	Urban and suburban areas, wooded areas, obstructions >30ft
C	Open terrain with scattered obstructions less than 30 ft
D	Flat, unobstructed areas, wind over large bodies of water

Directionality factor, Kd ..... = 0.85

Topographic factor, Kzt ..... = 1.0

Kzt = (1 + K1 K2 K3)²

Wall pressure coefficients, Cp

Windward wall ..... = 0.8
Leeward wall (Wind X) ..... = -0.362
Leeward wall (Wind Y) ..... = -0.5
Side walls ..... = -0.7
Roof ..... = 0.0

V E L O C I T Y P R E S S U R E

Floor -	Height z, m	Pressure qz, K/m2
2	2.40	35.226
1	0.0	35.226

Wind nodal forces:
Pw = ∑ pz Ai Pl = ∑ ph Ai
Ps = ∑ ph Ai Pr = ∑ ph Ai
Ai = Nodal tributary area

W I N D F O R C E S: X - D I R E C T I O N

Floor No	Height z, m	Windward Pw, Ton	Leeward Pl, Ton	Side Ps, Ton	Roof Pr, Ton
2	2.40	0.07	0.03	0.11	0.0
1	0.0	0.07	0.03	0.11	0.0

Base shear, V:∑(Pw+Pl) .. = 0.21 ton
Building Weight, W ..... = 10.56 ton (V/W = 0.020)
Overturning moment
From horizontal forces . = 0.25 ton-m
From roof forces ..... = 0.0 ton-m
Total moment, Mo ..... = 0.25 ton-m
Stabilizing moment, Ms.... = 21.32 ton-m (Mo/Ms = 0.012)

W I N D F O R C E S: Y - D I R E C T I O N

Floor No	Height z, m	Windward Pw, Ton	Leeward Pl, Ton	Side Ps, Ton	Roof Pr, Ton
2	2.40	0.12	0.08	0.06	0.0
1	0.0	0.12	0.08	0.06	0.0

Base shear, V:∑(Pw+Pl) .. = 0.40 ton
Building Weight, W ..... = 10.56 ton (V/W = 0.038)
Overturning moment
From horizontal forces . = 0.48 ton-m
From roof forces ..... = 0.0 ton-m
Total moment, Mo ..... = 0.48 ton-m
Stabilizing moment, Ms.... = 12.61 ton-m (Mo/Ms = 0.038)

Figura 39. *Análisis de Viento (EngSolutions RCB).*

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 3 (Análisis de Viento) de la memoria digital de este módulo para más información relacionada con este capítulo.

17.5. DERIVAS

Teniendo en cuenta que la deriva máxima de umbral de daño para cualquier piso no puede exceder los límites establecidos en la Tabla A.6.4-1.

Tabla A.6.4-1
Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	$1.0\% \left(\Delta^{i}_{max} \leq 0.010\ h_{pi}\right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	$0.5\% \left(\Delta^{i}_{max} \leq 0.005\ h_{pi}\right)$

Se obtuvieron las siguientes derivas:

P-DELTA ANALYSIS - SUMMARY MAXIMUM STORY DRIFT RATIO, Δ/h

	Drift-Ratio at CENTER OF MASS			MAXIMUM Corner Story-Drift-Ratio			
Story	DriftX	DriftY	DriftR	DriftX	DriftY	DriftR	Axis
1	0.0014	0.0012	0.0014	0.0014	0.0012	0.0014	A-1
Maxima	0.0014	0.0012	0.0014	0.0014	0.0012	0.0014	

DriftX = $(\Delta x/h)max$
DriftY = $(\Delta y/h)max$
DriftR = $([(\Delta x/h)^2 + (\Delta y/h)^2]^{1/2})max$

Figura 40. *Derivas – Cumple (EngSolutions RCB).*

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 5 (Derivas) de la memoria digital de este módulo para más información relacionada con este capítulo.

17.6. FUERZAS EN LOS ELEMENTOS

Del análisis realizado se obtuvieron los datos para el diseño de cada uno de los elementos que conforman la estructura principal, los resultados de momentos, cortante y torsión se presentan en el anexo de resultados del análisis.

17.7. REACCIONES EN LA BASE

Footing group		Load	Force (ton)			Moment (ton-m)			Pressure (ton/m2)	
Group	Floor	LdCase	Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz	PcMax	PcMin
B-2	1	D0	-0.17	-0.04	1.50	-0.05	0.06	0.00	2.16	0.84
		DL	-0.44	-0.07	1.59	0.05	-0.34	0.00	3.97	-0.79
		LL	-0.13	-0.02	0.48	0.02	-0.10	0.00	1.20	-0.24
		EQX	0.42	-0.02	-0.24	0.02	0.53	0.00	3.05	-3.53
		EQY	0.02	0.44	-0.44	-0.52	0.02	0.00	2.82	-3.69
		WLX	0.15	-0.08	-0.04	0.00	0.09	0.00	0.54	-0.63
		WLY	-0.08	0.21	-0.15	-0.17	0.01	0.00	0.94	-1.24
A-2	1	D0	-0.17	0.04	1.50	0.05	0.06	0.00	2.16	0.84
		DL	-0.44	0.07	1.59	-0.05	-0.34	0.00	3.97	-0.79
		LL	-0.13	0.02	0.48	-0.02	-0.10	0.00	1.20	-0.24
		EQX	0.42	-0.02	-0.24	0.02	0.53	0.00	3.05	-3.53
		EQY	-0.02	0.44	0.44	-0.52	-0.02	0.00	3.69	-2.82
		WLX	0.15	0.07	-0.04	0.00	0.09	0.00	0.54	-0.63
		WLY	-0.09	0.21	0.15	-0.17	-0.01	0.00	1.24	-0.94
B-1	1	D0	0.17	-0.04	1.50	-0.05	-0.06	0.00	2.16	0.84
		DL	0.44	-0.07	1.59	0.05	0.34	0.00	3.97	-0.79
		LL	0.13	-0.02	0.48	0.02	0.10	0.00	1.20	-0.24
		EQX	0.42	-0.02	0.24	0.02	0.53	0.00	3.53	-3.05
		EQY	-0.02	0.44	-0.44	-0.52	-0.02	0.00	2.82	-3.69
		WLX	0.15	-0.08	0.04	0.00	0.09	0.00	0.63	-0.54
		WLY	0.08	0.21	-0.15	-0.17	-0.01	0.00	0.94	-1.24
A-1	1	D0	0.17	0.04	1.50	0.05	-0.06	0.00	2.16	0.84
		DL	0.44	0.07	1.59	-0.05	0.34	0.00	3.97	-0.79
		LL	0.13	0.02	0.48	-0.02	0.10	0.00	1.20	-0.24
		EQX	0.42	-0.02	0.24	0.02	0.53	0.00	3.53	-3.05
		EQY	0.02	0.44	0.44	-0.52	0.02	0.00	3.69	-2.82
		WLX	0.15	0.07	0.04	0.00	0.09	0.00	0.63	-0.54
		WLY	0.09	0.21	0.15	-0.17	0.01	0.00	1.24	-0.94

Figura 41. *Reacciones en la Base (EngSolutions RCB).*

La cimentación de la estructura será de tipo superficial, zapatas aisladas, con una capacidad admisible del suelo de 15.20 ton/m^2 a 1.50 m de profundidad de desplante, según recomendaciones del ingeniero geotecnista.

Las modelaciones se realizaron con el software EngSolutions RCB y los resultados generales se presentan en los anexos.

Load combinations : Service
Type of contact pressure: Linear, Pmax|Pmin = Rz/A (1 ± eb/S3 ± el/S2)
Self weight of footing: 0.10 Rz (D0 + DL + LL)

Group	Floor	Rz max ton	Rz min ton	Pc max ton/m2	Pc min ton/m2	Pc/Pa max	Pc/Pa min
B-2	1	4.04	1.91	8.03	1.21	0.52	0.08
A-2	1	4.04	1.91	8.03	1.21	0.52	0.08
B-1	1	4.04	1.91	8.03	1.21	0.52	0.08
A-1	1	4.04	1.91	8.03	1.21	0.52	0.08

Figura 42. *Envolventes en la Base (EngSolutions RCB).*

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 7 (Diseño de Cimentaciones) de la memoria digital de este módulo para más información relacionada con este capítulo.

18. RESULTADOS DEL DISEÑO

18.1. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Del análisis realizado se obtuvieron los datos para el diseño de cada uno de los elementos que conforman la estructura principal, los resultados son mostrados en los planos estructurales. En el anexo se presenta los resultados del diseño de vigas, columnas y cimentación.

18.2. Diseño de Vigas

Para cada elemento se evaluaron los resultados de momentos y cortantes productos del análisis para sí calcular las áreas de refuerzo requeridas, como ejemplo se muestra el siguiente diagrama:

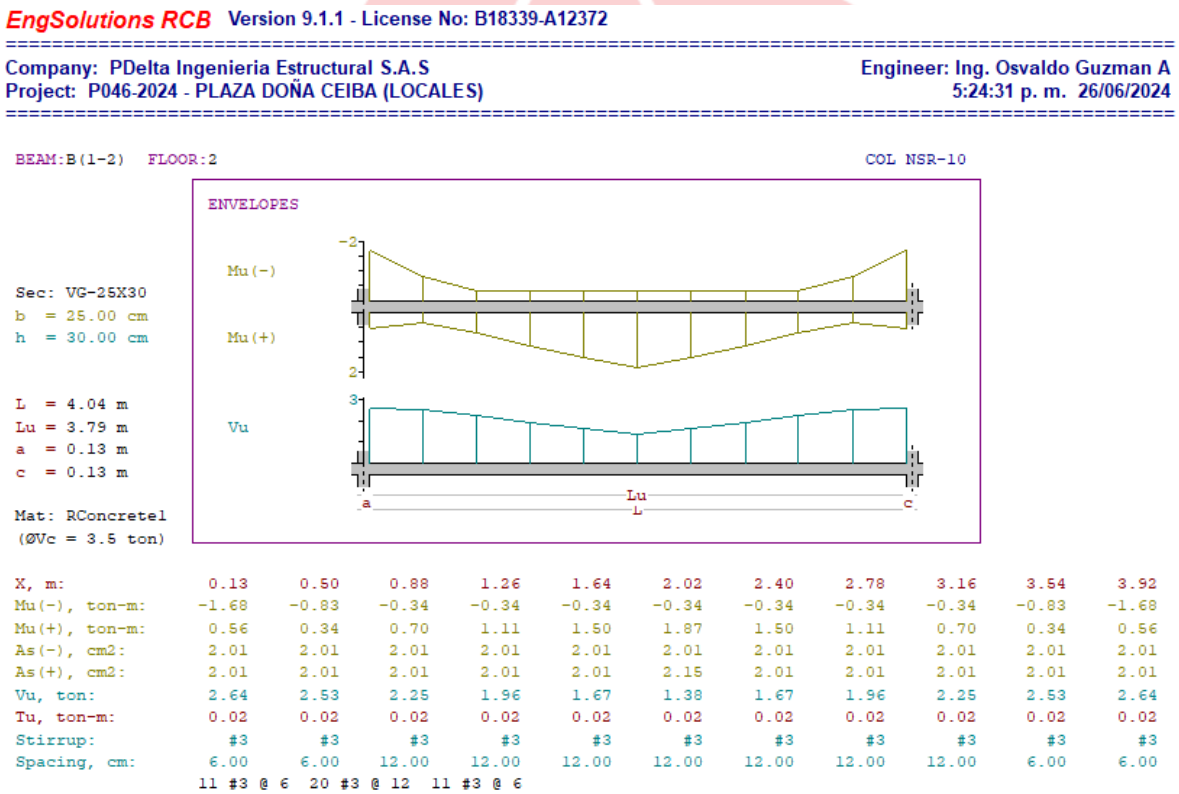


Figura 43. *Esquema del Diseño de Viga Tipo (EngSolutions RCB).*

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 8 (Diseño de Vigas) de la memoria digital de este módulo para más información relacionada con este capítulo.

18.3. Diseño de Columnas

Para cada elemento fue evaluado automáticamente las envolventes de diseño y se obtuvieron las áreas de acero requeridas:

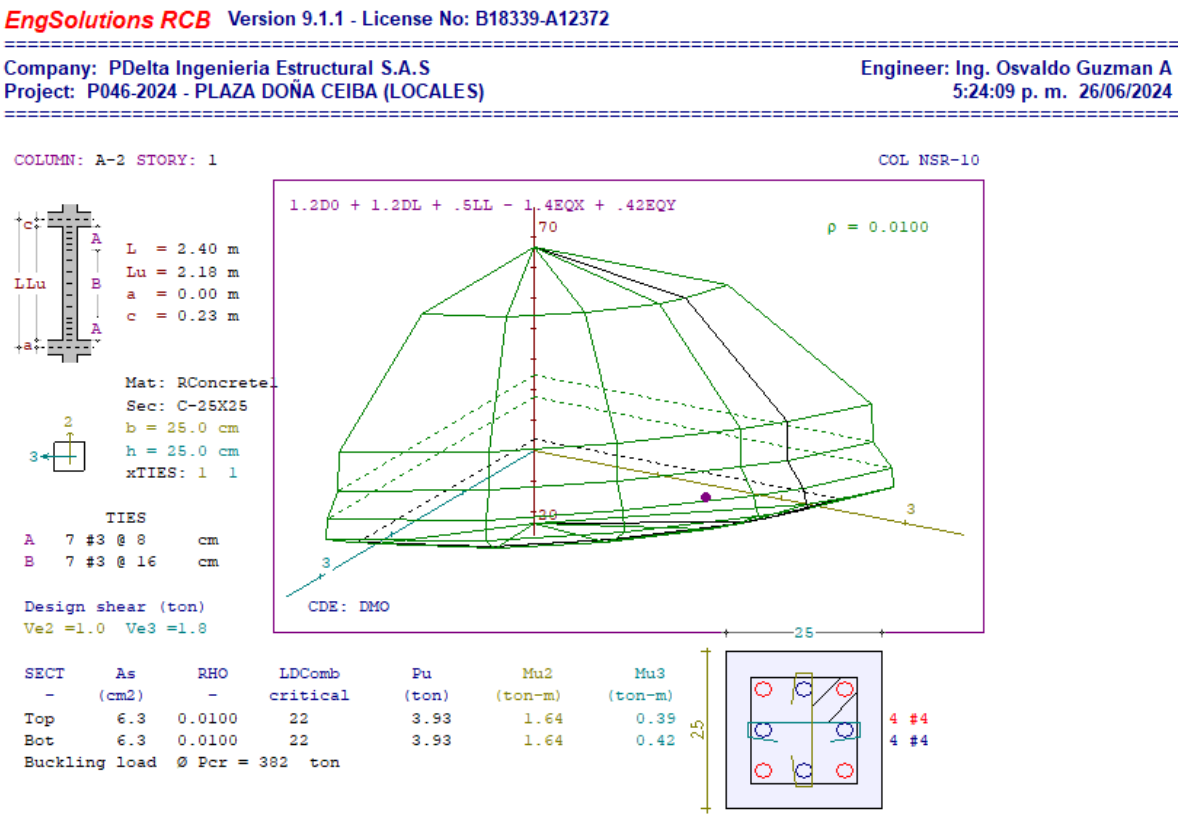


Figura 44. *Esquema del Diseño de Columna Tipo (EngSolutions RCB).*

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 9 (Diseño de Columnas) de la memoria digital de este módulo para más información relacionada con este capítulo.

18.4. Diseño de Cimentaciones

Footing	Floor	Mat	B m	L m	h cm	Vu1/ØVc1 Vu2/ØVc2	Dir -	Reinforcem	As cm2	Mu ton-m
B-2	1	1	1.00	1.00	35	0.09	B	5#4@21 cm	6.300	0.56
						0.12	L	5#4@21 cm	6.300	0.68
A-2	1	1	1.00	1.00	35	0.09	B	5#4@21 cm	6.300	0.57
						0.12	L	5#4@21 cm	6.300	0.68
B-1	1	1	1.00	1.00	35	0.09	B	5#4@21 cm	6.300	0.57
						0.13	L	5#4@21 cm	6.300	0.68
A-1	1	1	1.00	1.00	35	0.09	B	5#4@21 cm	6.300	0.56
						0.12	L	5#4@21 cm	6.300	0.68

Figura 45. *Esquema de Diseño de Cimentaciones (EngSolutions RCB).*

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 7 (Diseño de Cimentaciones) de la memoria digital de este módulo para más información relacionada con este capítulo.

Luego, tenemos para el Diseño Estructural del **Módulo 3 (Tarima)**:

MÓDULO 3 (TARIMA)

MÓDULO 3 (TARIMA)

19. RESULTADOS DEL ANÁLISIS

Como se mencionó anteriormente la estructura de este módulo estará conformada por pórticos metálicos conformado por estructuras de celosía tales como cerchas, los cuales son resistentes a momentos. Para el análisis de esta edificación se utilizaron todos los parámetros anteriormente descritos. Los resultados del diseño se plasman y se entregan de manera anexa en los correspondientes planos estructurales, además de las memorias de cálculo. La modelación se realizó con la ayuda del software MIDAS GEN que es software profesional de análisis y diseño estructural, que trabaja el análisis por el método de rigidez matricial y el diseño por el método de los elementos finitos.

19.1. FUERZAS DE VIENTO

Para las cargas de viento, se tomaron los valores establecidos en el NSR-10. Por encontrarse el proyecto en la Zona 2 del mapa de velocidades de diseño para fuerzas de viento. Se toma este valor como V = 100 km/h (Figura B.6.4.1 de la NSR-10). Además, se tiene que la categoría de exposición a barlovento determinada de acuerdo a la rugosidad del terreno es C (Terreno abierto con pocas obstrucciones y con alturas inferiores a 9.0 m), según el numeral B.6.5.6 de la NSR-10.

```
WIND LOADS BASED ON NSR-10 [UNIT: tonf, m]
_____________________________________________________________________

Design Wind Loads                                  : F    = p * Area
Design Wind Pressure                               : p    = qz*G*Cp1 - qh*G*Cp2
Velocity Pressure at Design Height z [N/m^2]         : qz   = 0.613*Kz*Kzt*Kd*V^2*I
Velocity Pressure at Mean Roof Height [N/m^2]        : qh   = 0.613*Kh*Kht*Kd*V^2*I
Calculated Value of qh for X-dir [N/m^2]             : qh   = 341.46
Calculated Value of qh for Y-dir [N/m^2]             : qh   = 341.46

Basic Wind Speed [km/h]                            : V    = 100.00
Directional Factor for X-dir Wind Loads            : Kdx  = 0.85
Directional Factor for Y-dir Wind Loads            : Kdy  = 0.85
Importance Factor                                  : I    = 1.00
Exposure Category                                  : C
Mean Roof Height                                   : H    = 4.33
Gradient Height [m]                                : Zg   = 274.32
Force Coefficient                                  : Alpha= 9.50
Kz at Mean Roof Height (Kh)                        : Kh   = 0.85

Structural Rigidity                                : Rigid Structure

Gust effect Factor for X-dir Wind Loads            : Gx   = 0.88
Gust effect Factor for Y-dir Wind Loads            : Gy   = 0.91

Topographic Effects for X-dir Wind Loads           : Not Included
Topographic Effects for Y-dir Wind Loads           : Not Included
Accidental Eccentricity for X-direction            : Wx   = None
Accidental Eccentricity for Y-direction            : Wy   = None
Scale Factor for X-directional Wind Loads          : SFx  = 1.00
Scale Factor for Y-directional Wind Loads          : SFy  = 1.00
```

W I N D L O A D G E N E R A T I O N D A T A X - D I R E C T I O N

STORY NAME	PRESSURE	ELEV.	LOADED HEIGHT	LOADED BREADTH	WIND FORCE	ADDED FORCE	STORY FORCE	STORY SHEAR	OVERTURN`G MOMENT
Roof	0.040789	4.33144	2.16572	14.2	1.2544038	0.0	1.2544038	0.0	0.0
G.L.	0.040789	0.0	2.16572	14.2	0.0	0.0	--	1.2544038	5.4333775

W I N D L O A D G E N E R A T I O N D A T A Y - D I R E C T I O N

STORY NAME	PRESSURE	ELEV.	LOADED HEIGHT	LOADED BREADTH	WIND FORCE	ADDED FORCE	STORY FORCE	STORY SHEAR	OVERTURN`G MOMENT
Roof	0.040789	4.33144	2.16572	0.0	0.0453434	0.0	0.0453434	0.0	0.0
G.L.	0.040789	0.0	2.16572	0.51329	0.0	0.0	--	0.0453434	0.1964022

Figura 46. *Análisis de Viento (EngSolutions RCB).*

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 2 (Análisis de Viento) de la memoria digital de este módulo para más información relacionada con este capítulo.

19.2. REACCIONES DE LA ESTRUCTURA

Se analizó la estructura para identificar las reacciones máximas transmitidas a la placa de concreto de soporte, la siguiente figura muestra la distribución de las reacciones bajo la estructura.

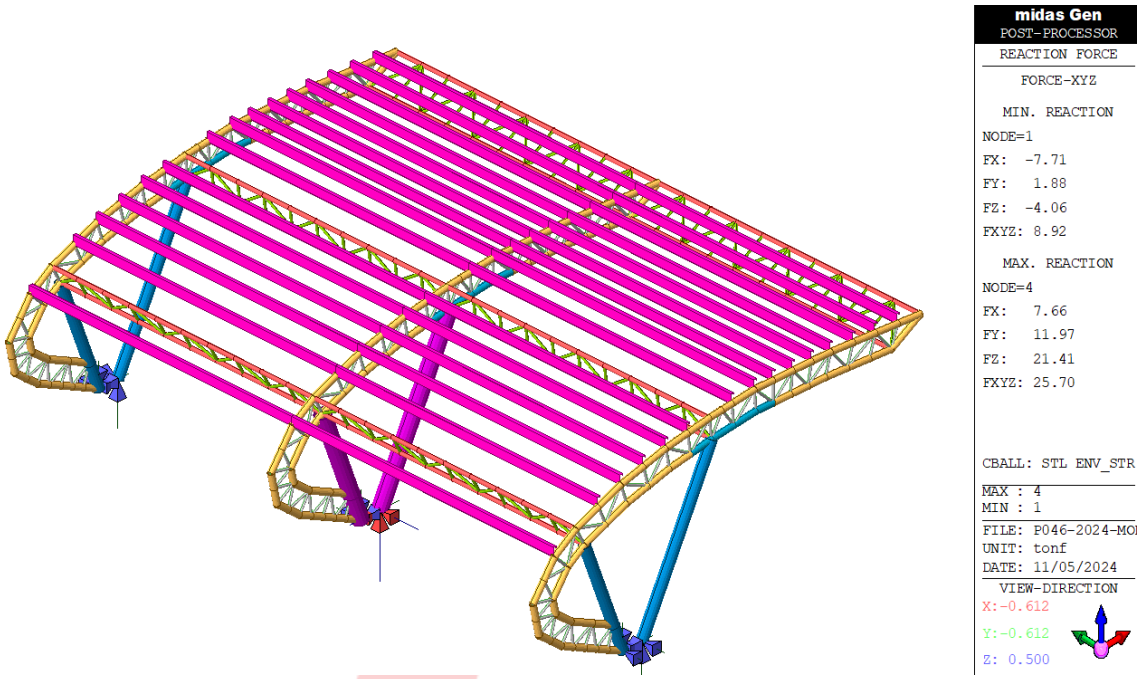


Figura 47. *Reacciones en la Estructura para el Cálculo de la Cimentación (MIDAS GEN).*

Nota: La imagen anterior fue extraída de los resultados obtenidos del modelo realizado en el software de diseño MIDAS GEN 2024.

19.3. DESPLAZAMIENTOS ESPERADOS

Se revisaron los desplazamientos esperados para garantizar que sean los mínimos posibles. En la siguiente gráfica se muestran los desplazamientos máximos para la condición crítica a la que es sometida la estructura.

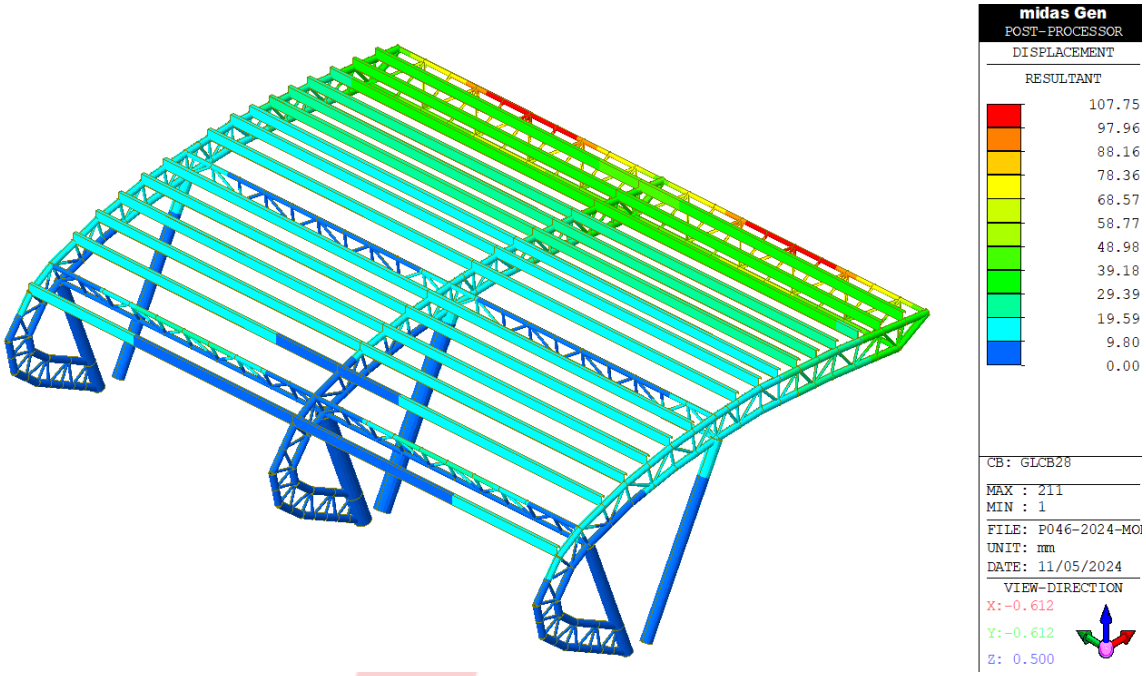


Figura 48. *Deformaciones (mm).*

Nota: La imagen anterior fue extraída de los resultados obtenidos del modelo realizado en el software de diseño MIDAS GEN 2024.

19.4. FUERZAS ACTUANTS EN LOS ELEMENTOS

Se revisaron los desplazamientos esperados para garantizar que sean los mínimos posibles. En la siguiente gráfica se muestran los desplazamientos máximos para la condición crítica a la que es sometida la estructura.

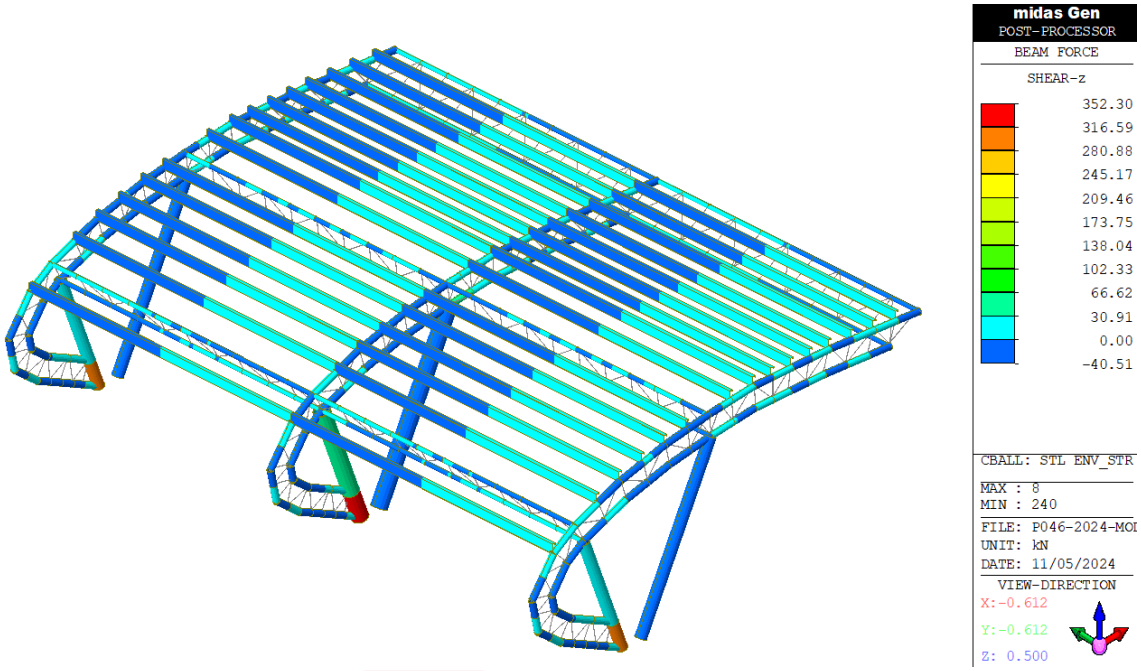


Figura 49. *Cortantes actuantes para combinaciones críticas.*

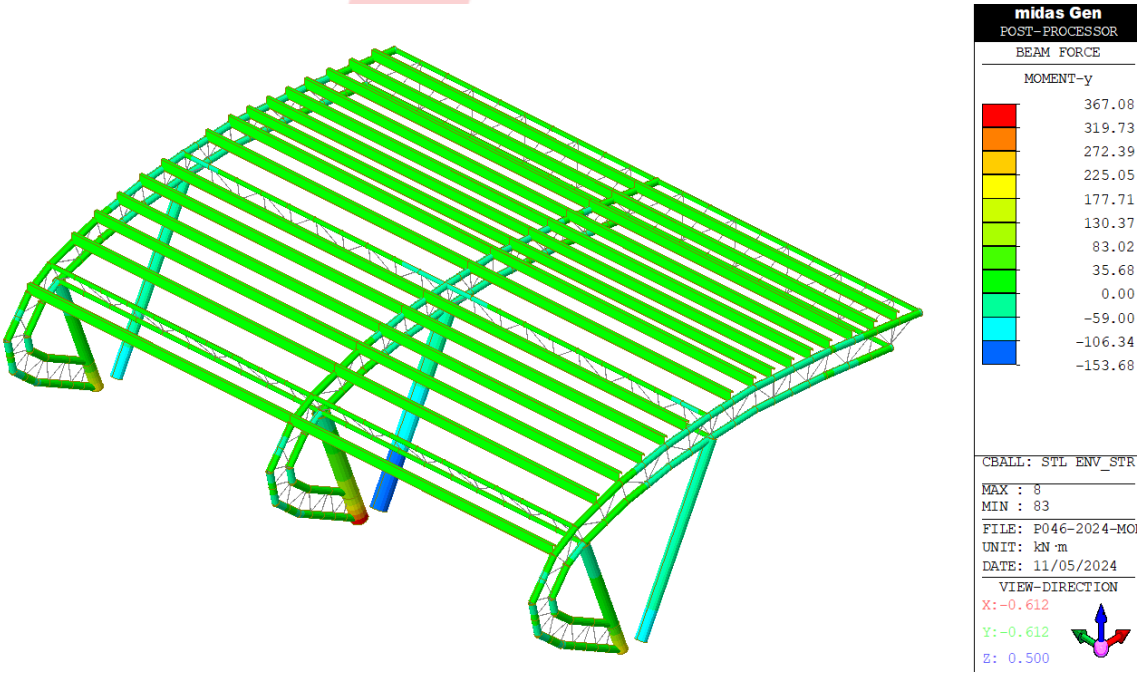


Figura 50. *Momentos actuantes para combinaciones críticas.*

Nota: Las imágenes anteriores fueron extraídas de los resultados obtenidos del modelo realizado en el software de diseño MIDAS GEN 2024.

19.5. CHEQUEO POR FLEXIÓN EN LAS PAREDES

Se comprueba que los esfuerzos máximos permitidos no sean superados en nuestro diseño.

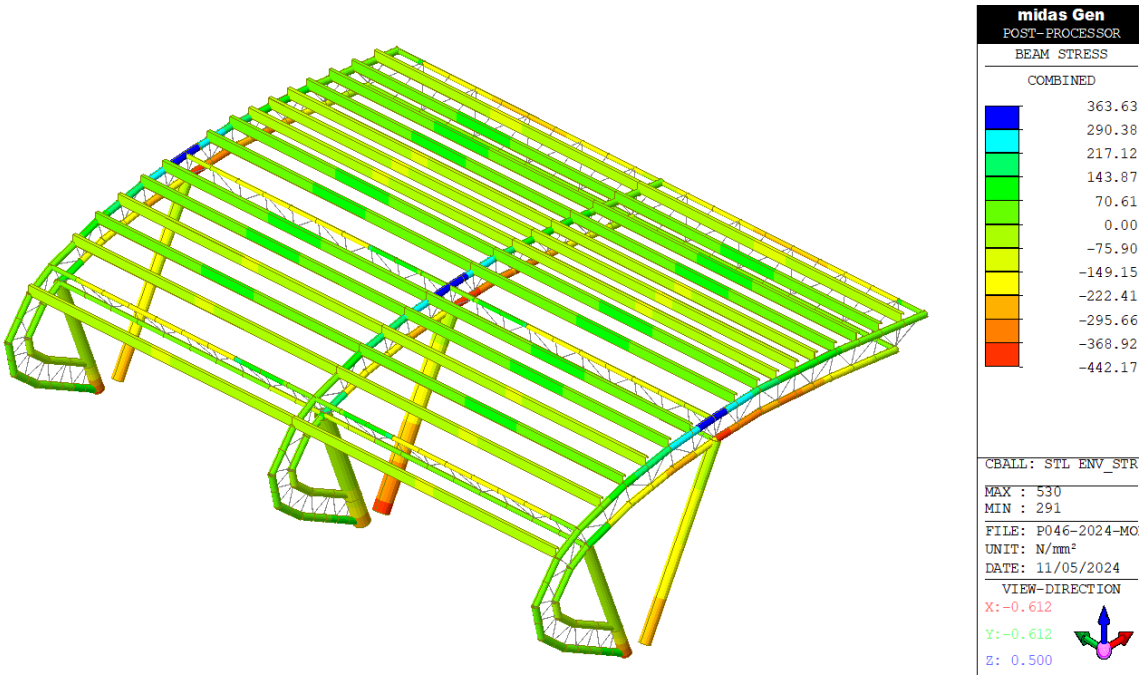


Figura 51. *Esfuerzos máximos a flexión para combinaciones críticas.*

Nota: Las imágenes anteriores fueron extraídas de los resultados obtenidos del modelo realizado en el software de diseño MIDAS GEN 2024.

20. RESULTADOS DEL DISEÑO

20.1. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Del análisis realizado se obtuvieron los datos para el diseño de cada uno de los elementos que conforman la estructura principal, los resultados son mostrados en los planos estructurales. En el anexo se presenta los resultados del diseño de elementos metálicos, pedestales, placa base, cimentación y muro de contención.

20.2. Diseño de Elementos que componen la Estructura

Para cada elemento se evaluaron los resultados de momentos y cortantes productos del análisis para sí calcular las áreas de refuerzo requeridas, como ejemplo se muestra el siguiente diagrama:

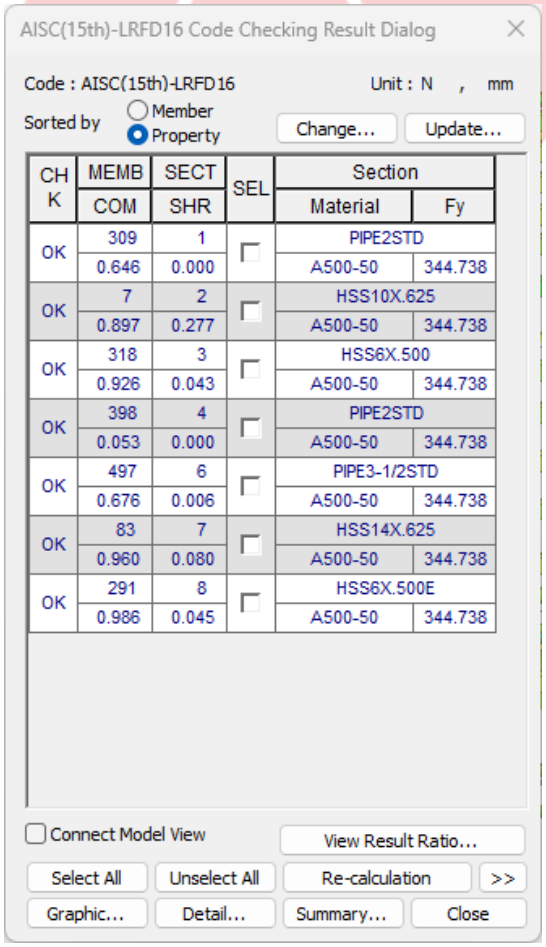


Figura 52. *Tabla de propiedades de los elementos que componen la Estructura.*

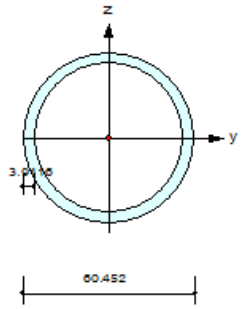
Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 6 (Diseño de Elementos Metálicos) de la memoria digital de esta estructura para más información relacionada con este capítulo.

20.3. Diseño de Tubería 2” STD

Para cada elemento fue evaluado automáticamente las envolventes de diseño y se obtuvieron las áreas de acero requeridas:

1. Design Information

Design Code	AISC(15th)-LRFD16
Unit System	N, mm
Member No	309
Material	A500-50 (No:1)
	(Fy = 344.738, Es = 199948)
Section Name	PIPE2STD (No:1)
	(Rolled : PIPE2STD).
Member Length	: 780.967



2. Member Forces

Axial Force	Fxx = -118124 (LCB: 2, POS:I)
Bending Moments	My = 0.00000, Mz = 0.00000
End Moments	Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
	Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
	Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces	Fyy = 0.00000 (LCB: 26, POS:I)
	Fzz = 0.00000 (LCB: 26, POS:I)

Outer Dia. 60.4520		Wall Thick 3.91160	
Area	658.063	Asz	347.403
Qyb	803.029	Qzb	803.029
Iyy	260977	Izz	260977
Ybar	30.2260	Zbar	30.2260
Syy	8652.37	Szz	8652.37
ry	20.0914	rz	20.0914

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	Ly = 780.967, Lz = 780.967, Lb = 780.967
Effective Length Factors	Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient	
	Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 44.3 < 200.0 (Memb:431, LCB: 1)..... O.K

Axial Strength
Pr/Pc = 118124/ 182819 = 0.646 < 1.000 ..... O.K

Bending Strength
Mry/Mcy = 0/3625119 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Mrz/Mcz = 0/3625119 = 0.000 < 1.000 ..... O.K

Combined Strength (Compression+Bending)
Pr/Pc = 0.65 > 0.20
Rmax = Pr/Pc + 8/9*SQRT[(Mry/Mcy)^2 + (Mrz/Mcz)^2] = 0.646 < 1.000 ..... O.K

Shear Strength
Vry/Vcy = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Vrz/Vcz = 0.000 < 1.000 ..... O.K

Figura 53. *Esquema del Diseño de Tubería 2” STD (MIDAS GEN).*

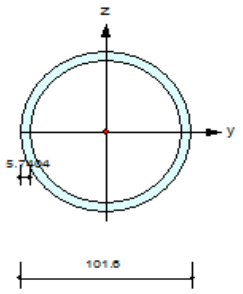
Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 6 (Diseño de Elementos Metálicos) de la memoria digital de esta estructura para más información relacionada con este capítulo.

20.4. Diseño de Tubería 3-½" STD

Para cada elemento fue evaluado automáticamente las envolventes de diseño y se obtuvieron las áreas de acero requeridas:

1. Design Information

Design Code	AISC(15th)-LRFD16
Unit System	N, mm
Member No	497
Material	A500-50 (No:1)
	(Fy = 344.738, Es = 199948)
Section Name	PIPE3-1/2STD (No:6)
	(Rolled : PIPE3-1/2STD).
Member Length	: 710.000



2. Member Forces

Axial Force	Fxx = -14183 (LCB: 7, POS:J)
Bending Moments	My = 8824777, Mz = 5097905
End Moments	Myi = 8368305, Myj = 8815639 (for Lb)
	Myi = 8368305, Myj = 8815639 (for Ly)
	Mzi = 4855203, Mzj = 5092670 (for Lz)
Shear Forces	Fyy = -337.50 (LCB: 11, POS:I)
	Fzz = -952.49 (LCB: 11, POS:I)

Outer Dia.	101.600	Well Thick	5.74040
Area	1612.90	Asz	864.365
Qyb	2305.50	Qzb	2305.50
Iyy	1881366	Izz	1881366
Ybar	50.8000	Zbar	50.8000
Syy	37034.8	Szz	37034.8
ry	34.0360	rz	34.0360

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	Ly = 710.000, Lz = 710.000, Lb = 710.000
Effective Length Factors	Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient	
	Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 20.9 < 200.0 (Memb:497, LCB: 7)..... O.K

Axial Strength
Pr/Pc = 14183/ 484754 = 0.029 < 1.000 ..... O.K

Bending Strength
Mry/Mcy = 8824777/15405486 = 0.573 < 1.000 ..... O.K
Mrz/Mcz = 5097905/15405486 = 0.331 < 1.000 ..... O.K

Combined Strength (Compression+Bending)
Pr/Pc = 0.03 < 0.20
Rmax = Pr/(2*Pc) + SQRT[(Mry/Mcy)^2 + (Mrz/Mcz)^2] = 0.676 < 1.000 ..... O.K

Shear Strength
Vry/Vcy = 0.002 < 1.000 ..... O.K
Vrz/Vcz = 0.006 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results
L/ 360.0 = 1.9722 > 0.9805 (Memb:487, LCB: 45, POS: 355.0mm, Dir-Z)..... O.K

Figura 54. *Esquema del Diseño de Tubería 3-½" STD (MIDAS GEN).*

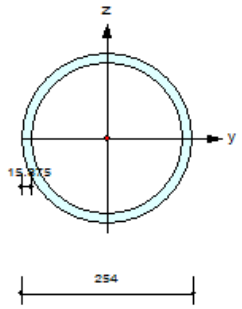
Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 6 (Diseño de Elementos Metálicos) de la memoria digital de esta estructura para más información relacionada con este capítulo.

20.5. Diseño de Tubería HSS10X0.625

Para cada elemento fue evaluado automáticamente las envolventes de diseño y se obtuvieron las áreas de acero requeridas:

1. Design Information

Design Code	AISC(15th)-LRFD16
Unit System	N, mm
Member No	7
Material	A500-50 (No:1)
	(Fy = 344.738, Es = 199948)
Section Name	HSS10X.625 (No:2)
	(Rolled : HSS10X.625).
Member Length	: 2964.55



Outer Dia.	254.000	Wall Thick	15.8750
Area	11096.8	Asz	5937.98
Qyb	14238.9	Qzb	14238.9
Iyy	79500202	Izz	79500202
Ybar	127.000	Zbar	127.000
Syy	627625	Szz	627625
ry	84.8360	rz	84.8360

2. Member Forces

Axial Force	Fxx = -9413.6 (LCB: 7, POS:I)
Bending Moments	My = 234473342, Mz = 15557447
End Moments	Myi = 234469424, Myj = -3075963 (for Lb)
	Myi = 234469424, Myj = 28574327 (for Ly)
	Mzi = 15557274, Mzj = 3207097 (for Lz)
Shear Forces	Fyy = 20254.9 (LCB: 9, POS:1/4)
	Fzz = 286011 (LCB: 7, POS:I)

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	Ly = 719.558, Lz = 2964.55, Lb = 2964.55
Effective Length Factors	Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient	
	Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 49.0 < 200.0 (Memb:82, LCB: 1)..... O.K

Axial Strength
Pr/Pc = 9414/3148848 = 0.003 < 1.000 ..... O.K

Bending Strength
Mry/Mcy = 234473342/262350855 = 0.894 < 1.000 ..... O.K
Mrz/Mcz = 15557447/262350855 = 0.059 < 1.000 ..... O.K

Combined Strength (Compression+Bending)
Pr/Pc = 0.00 < 0.20
Rmax = Pr/(2*Pc) + SQRT[(Mry/Mcy)^2 + (Mrz/Mcz)^2] = 0.897 < 1.000 ..... O.K

Shear Strength
Vry/Vcy = 0.020 < 1.000 ..... O.K
Vrz/Vcz = 0.277 < 1.000 ..... O.K

Figura 55. *Esquema del Diseño del Perfil HSS10X0.625 (MIDAS GEN).*

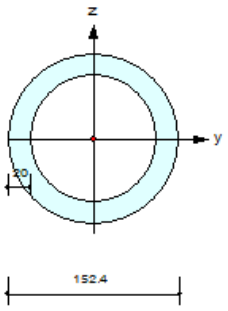
Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 6 (Diseño de Elementos Metálicos) de la memoria digital de esta estructura para más información relacionada con este capítulo.

20.6. Diseño de Perfil HSS6X0.500

Para cada elemento fue evaluado automáticamente las envolventes de diseño y se obtuvieron las áreas de acero requeridas:

1. Design Information

Design Code	AISC(15th)-LRFD16
Unit System	N, mm
Member No	291
Material	A500-50 (No:1)
	(Fy = 344.738, Es = 199948)
Section Name	HSS6X.500E (No:8)
	(Built-up Section).
Member Length	: 601.620



Outer Dia.	152.400	Well Thick	20.0000
Area	8318.94	Asz	4159.47
Qyb	4482.44	Qzb	4482.44
Iyy	18644569	Izz	18644569
Ybar	76.2000	Zbar	76.2000
Syy	244679	Szz	244679
ry	47.3415	rz	47.3415

2. Member Forces

Axial Force	Fxx = -322466 (LCB: 13, POS:J)
Bending Moments	My = -22253203, Mz = -98706203
End Moments	Myi = -4343784, Myj = -22184575 (for Lb)
	Myi = -4343784, Myj = -22184575 (for Ly)
	Mzi = -85900994, Mzj = -98706203 (for Lz)
Shear Forces	Fyy = -21323 (LCB: 25, POS:I)
	Fzz = 34765.1 (LCB: 2, POS:J)

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	Ly = 601.620, Lz = 601.620, Lb = 601.620
Effective Length Factors	Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient	
	Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

KL/r = 12.7 < 200.0 (Memb:291, LCB: 13)..... O.K

Axial Strength

Pr/Pc = 322466/2550770 = 0.126 < 1.000 ..... O.K

Bending Strength

Mry/Mcy = 22253203/109604502 =-0.203 < 1.000 ..... O.K

Mrz/Mcz = 98706203/109604502 =-0.901 < 1.000 ..... O.K

Combined Strength (Compression+Bending)

Pr/Pc = 0.13 < 0.20

Rmax = Pr/(2*Pc) + SQRT[(Mry/Mcy)^2 + (Mrz/Mcz)^2] = 0.986 < 1.000 ..... O.K

Shear Strength

Vry/Vcy = 0.028 < 1.000 ..... O.K

Vrz/Vcz = 0.045 < 1.000 ..... O.K

Figura 56. *Esquema del Diseño de Perfil HSS6X0.500 (MIDAS GEN).*

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 6 (Diseño de Elementos Metálicos) de la memoria digital de esta estructura para más información relacionada con este capítulo.

20.7. Diseño de Pedestal

Para cada elemento se evaluaron los resultados de momentos y cortantes productos del análisis para sí calcular las áreas de refuerzo requeridas, como ejemplo se muestra el siguiente diagrama con diseño y chequeo del pedestal:

Nota: *Para este nuevo caso se recomienda revisar el Anexo No. 8 (Diseño de Pedestal) para más información relacionada con cada uno de los elementos presentados en este capítulo.*

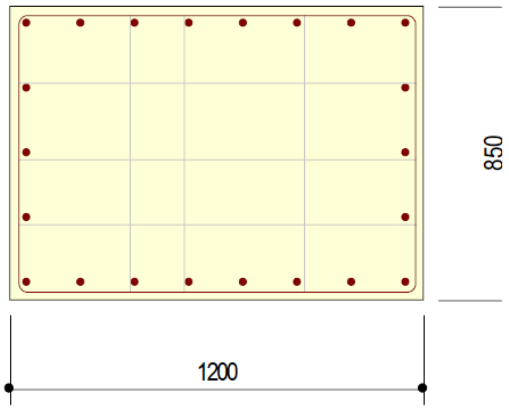
■ **MEMBER NAME : C01**

1. General Information

(1) Design Code	: NSR-10
(2) Code Unit	: N, mm

2. Material

(1) F'_c	: 28.00MPa
(2) F_y	: 420MPa
(3) F_{ys}	: 420MPa



3. Section

(1) Section Size	: 1,200 x 850mm
(2) L_x	: 4.000m
(3) L_y	: 4.000m
(4) K_x	: 1.000
(5) K_y	: 1.000
(6) Splicing Limit	: 50%

4. Load Combinations

General			Forces					Factors		
No	CHK	Name	P_u (kN)	M_{ux} (kN·m)	M_{uy} (kN·m)	V_{ux} (kN)	V_{uy} (kN)	C_{mx}	C_{my}	β_d
-	PM	LCB22	169	811	-130	59.19	235	0.600	0.600	0.600
-	Vx	LCB2	420	0.000	-228	150	0.000	0.600	0.600	0.600
-	Vy	LCB22	169	811	-130	59.19	235	0.600	0.600	0.600
1	Yes	LCB1	278	0.000	-147	99.03	0.000	0.600	0.600	0.600
2	Yes	LCB2	420	0.000	-228	150	0.000	0.600	0.600	0.600
3	Yes	LCB3	365	0.000	-227	122	0.000	0.600	0.600	0.600
4	Yes	LCB4	352	4.221	-190	126	-1.182	0.600	0.600	0.600
5	Yes	LCB5	338	0.000	-152	129	0.000	0.600	0.600	0.600
6	Yes	LCB6	352	-4.221	-190	126	1.182	0.600	0.600	0.600
7	Yes	LCB7	385	243	-71.83	141	70.43	0.600	0.600	0.600
8	Yes	LCB8	385	-243	-71.83	141	-70.43	0.600	0.600	0.600
9	Yes	LCB9	362	811	-154	130	235	0.600	0.600	0.600
10	Yes	LCB10	342	811	-225	121	235	0.600	0.600	0.600
11	Yes	LCB11	319	-243	-307	111	-70.43	0.600	0.600	0.600
12	Yes	LCB12	319	243	-307	111	70.43	0.600	0.600	0.600
13	Yes	LCB13	342	-811	-225	121	-235	0.600	0.600	0.600
14	Yes	LCB14	362	-811	-154	130	-235	0.600	0.600	0.600
15	Yes	LCB15	193	0.000	-133	60.37	0.000	0.600	0.600	0.600
16	Yes	LCB16	179	4.221	-94.76	63.66	-1.182	0.600	0.600	0.600
17	Yes	LCB17	165	0.000	-56.96	66.95	0.000	0.600	0.600	0.600
18	Yes	LCB18	179	-4.221	-94.76	63.66	1.182	0.600	0.600	0.600
19	Yes	LCB19	212	243	23.02	78.55	70.43	0.600	0.600	0.600
20	Yes	LCB20	212	-243	23.02	78.55	-70.43	0.600	0.600	0.600
21	Yes	LCB21	189	811	-59.42	68.13	235	0.600	0.600	0.600
22	Yes	LCB22	169	811	-130	59.19	235	0.600	0.600	0.600
23	Yes	LCB23	146	-243	-213	48.77	-70.43	0.600	0.600	0.600
24	Yes	LCB24	146	243	-213	48.77	70.43	0.600	0.600	0.600
25	Yes	LCB25	169	-811	-130	59.19	-235	0.600	0.600	0.600
26	Yes	LCB26	189	-811	-59.42	68.13	-235	0.600	0.600	0.600
27	Yes	LCB27	199	0.000	-105	70.73	0.000	0.600	0.600	0.600
28	Yes	LCB28	312	0.000	-169	112	0.000	0.600	0.600	0.600
29	Yes	LCB29	207	0.000	-128	68.76	0.000	0.600	0.600	0.600
30	Yes	LCB30	199	2.532	-105	70.73	-0.709	0.600	0.600	0.600
31	Yes	LCB31	191	0.000	-82.61	72.71	0.000	0.600	0.600	0.600
32	Yes	LCB32	199	-2.532	-105	70.73	0.709	0.600	0.600	0.600
33	Yes	LCB33	222	170	-22.84	81.16	49.30	0.600	0.600	0.600
34	Yes	LCB34	222	-170	-22.84	81.16	-49.30	0.600	0.600	0.600
35	Yes	LCB35	206	567	-80.55	73.86	164	0.600	0.600	0.600
36	Yes	LCB36	192	567	-130	67.61	164	0.600	0.600	0.600
37	Yes	LCB37	176	-170	-188	60.31	-49.30	0.600	0.600	0.600
38	Yes	LCB38	176	170	-188	60.31	49.30	0.600	0.600	0.600
39	Yes	LCB39	192	-567	-130	67.61	-164	0.600	0.600	0.600
40	Yes	LCB40	206	-567	-80.55	73.86	-164	0.600	0.600	0.600
41	Yes	LCB41	290	0.000	-170	99.93	0.000	0.600	0.600	0.600
42	Yes	LCB42	284	1.899	-153	101	-0.532	0.600	0.600	0.600
43	Yes	LCB43	278	0.000	-136	103	0.000	0.600	0.600	0.600
44	Yes	LCB44	284	-1.899	-153	101	0.532	0.600	0.600	0.600
45	Yes	LCB45	301	128	-90.90	109	36.97	0.600	0.600	0.600
46	Yes	LCB46	301	-128	-90.90	109	-36.97	0.600	0.600	0.600
47	Yes	LCB47	289	426	-134	104	123	0.600	0.600	0.600
48	Yes	LCB48	279	426	-171	99.07	123	0.600	0.600	0.600
49	Yes	LCB49	266	-128	-215	93.59	-36.97	0.600	0.600	0.600

50	Yes	LCB50	266	128	-215	93.59	36.97	0.600	0.600	0.600
51	Yes	LCB51	279	-426	-171	99.07	-123	0.600	0.600	0.600
52	Yes	LCB52	289	-426	-134	104	-123	0.600	0.600	0.600
53	Yes	LCB53	127	0.000	-85.85	40.47	0.000	0.600	0.600	0.600
54	Yes	LCB54	119	2.532	-63.17	42.44	-0.709	0.600	0.600	0.600
55	Yes	LCB55	111	0.000	-40.49	44.41	0.000	0.600	0.600	0.600
56	Yes	LCB56	119	-2.532	-63.17	42.44	0.709	0.600	0.600	0.600
57	Yes	LCB57	143	170	19.27	52.87	49.30	0.600	0.600	0.600
58	Yes	LCB58	143	-170	19.27	52.87	-49.30	0.600	0.600	0.600
59	Yes	LCB59	126	567	-38.44	45.57	164	0.600	0.600	0.600
60	Yes	LCB60	112	567	-87.90	39.31	164	0.600	0.600	0.600
61	Yes	LCB61	96.06	-170	-146	32.02	-49.30	0.600	0.600	0.600
62	Yes	LCB62	96.06	170	-146	32.02	49.30	0.600	0.600	0.600
63	Yes	LCB63	112	-567	-87.90	39.31	-164	0.600	0.600	0.600
64	Yes	LCB64	126	-567	-38.44	45.57	-164	0.600	0.600	0.600

5. Rebar

(1) Main Bar

- Layer-1 : 22 - 5 - #8 (C_c = 50.00mm, A_s = 11,213mm²)
- Layer-2 : -
- Layer-3 : -
- $A_{s.total}$: 11,213mm²

(2) Hoop Bar

- End : #4@100
- Middle : #4@100

(3) Tie Bar

- Apply Tie Bar to Shear Check : Yes
- Tie Bar : #3 (F_y = 420MPa)

6. Option

(1) Special provisions for seismic design is applied.
(2) Frame Type : DMO(Moderate Energy Dissipation)

7. Calculation Summary

(1) Check Design Parameter

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Rebar Ratio (Min.)	0.0110	0.0100	0.910	ρ_{min} / ρ
Rebar Ratio (Max.)	0.0110	0.0400	0.275	ρ / ρ_{max}

(2) Check Moment Capacity (Neutral axis)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Moment Capacity (Dir. X) (kN·m)	811	1,737	0.467	M_{ux} / øM_{nx}
Moment Capacity (Dir. Y) (kN·m)	-130	282	0.461	M_{uy} / øM_{ny}
Axial Capacity (kN)	169	360	0.469	P_u / øP_n
Moment Capacity (kN·m)	821	1,759	0.467	M_u / øM_n

(3) Check shear capacity

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Maximum Shear Strength (Dir. X) (kN)	150	3,228	0.0466	V_{ux} / ø$V_{nx.max}$
Shear Strength (Dir. X) (kN)	150	2,373	0.0633	V_{ux} / øV_{nx}
Spacing Limits for Reinforcement (Dir. X) (mm)	100	150	0.667	s_x / $s_{x.max}$
Maximum Shear Strength (Dir. Y) (kN)	235	3,170	0.0741	V_{uy} / ø$V_{ny.max}$
Shear Strength (Dir. Y) (kN)	235	1,842	0.127	V_{uy} / øV_{ny}
Spacing Limits for Reinforcement (Dir. Y) (mm)	100	150	0.667	s_y / $s_{y.max}$

(4) Check Dimension by Special Provision for Seismic Design

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Section Dimension Limit (mm)	850	250	0.294	$Dim_{min.limit}$ / Dim_{min}
Section Dimension Ratio	-	-	-	-

(5) Check Rebar Limit by Special Provision for Seismic Design

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Amount of Transverse Rebar (Dir. X) (mm^2)	471	315	0.669	$A_{shx.min}$ / A_{shx}
Amount of Transverse Rebar (Dir. Y) (mm^2)	471	455	0.967	$A_{shy.min}$ / A_{shy}

8. Check slenderness ratio

(1) Calculate radii of gyration

- $r_x = 0.3D = 255mm$
- $r_y = 0.3B = 360mm$

(2) Calculate slenderness ratio

- $\frac{M_{1x}}{M_{2x}} = 0.000$
- $\frac{M_{1y}}{M_{2y}} = 0.000$
- $\frac{k_x l_{ux}}{r_x} = 15.69 < \min(34 - 12 \frac{M_{1x}}{M_{2x}} , 40.0) = 34.00 \rightarrow$ Not Slender
- $\frac{k_y l_{uy}}{r_y} = 11.11 < \min(34 - 12 \frac{M_{1y}}{M_{2y}} , 40.0) = 34.00 \rightarrow$ Not Slender

9. Check Magnified Moment

(1) Calculate moment magnification factor

- $\delta_{ns.x} = 1.000$
- $\delta_{ns.y} = 1.000$

10. Check Minimum Moment

(1) Calculate minimum eccentricity

- $e_{min.x} = 15 + 0.03D = 40.50mm$
- $e_{min.y} = 15 + 0.03B = 51.00mm$

(2) Calculate minimum moment

- $M_{min.x} = P_u e_{min.x} = 6.845kN·m$
- $M_{min.y} = P_u e_{min.y} = 8.620kN·m$

11. Check design moment

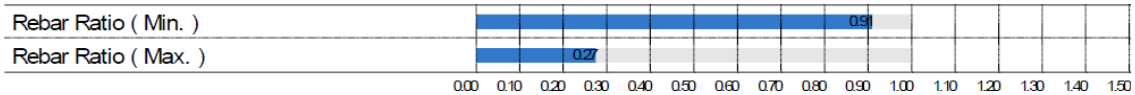
(1) Calculate design moment

- $M_{c.x} = M_{ux} = 811kN·m$
- $M_{c.y} = M_{uy} = -130kN·m$
- $M_c = 821kN·m$

12. Check Design Parameter

Calculation Summary (Check Design Parameter)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Rebar Ratio (Min.)	0.0110	0.0100	0.910	ρ_{min} / ρ
Rebar Ratio (Max.)	0.0110	0.0400	0.275	ρ / ρ_{max}



(1) Calculate rebar ratio

- $A_g = 1,020,000mm^2$, $A_{st} = 11,213mm^2$
- $\rho_{min} = 0.0100$, $\rho_{max} = 0.0400$, $\rho = 0.0110$
- $\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \rightarrow$ O.K

(2) Calculate eccentricity

- $e_x = M_{c.y} / P_u = 770mm$
- $e_y = M_{c.x} / P_u = 4,796mm$
- $e = M_c / P_u = 4,858mm$
- Rotation angle of neutral axis = 3.134°

(3) Calculate concentric axial load capacity

- $P_0 = 0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} = 28,719kN$
- $P_{0.max} = 0.75P_0 = 21,539kN$
- $P_t = f_y A_{st} = -4,709kN$

13. Check Moment Capacity (Balanced axis)

(1) Calculate capacity of compression stress block

- $\beta_1 = 0.850$
- $c = 507mm$, $a = \beta_1 \cdot c = 431mm$
- $A_{com} = 478,357mm^2$
- $c_{cx} = 16.48mm$, $c_{cy} = 225mm$
- $C_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{com} = 11,385kN$
- $M_{nx} = C_c \cdot c_{cy} = 2,564kN·m$
- $M_{ny} = C_c \cdot c_{cx} = 188kN·m$

(2) Calculate capacity of rebar

i	d_s (mm)	ε_s	f_s (MPa)	A_s (mm^2)	F_s (kN)	d_y (mm)	M_{nx} (kN)	d_x (mm)	M_{ny} (kN)
1	862	-0.002100	-420	510	-214	-375	80.27	-550	118
2	674	-0.000992	-198	510	-101	-188	18.96	-550	55.61
3	487	0.000116	23.24	510	11.84	0.000	0.000	-550	-6.515
4	300	0.001224	245	510	125	188	23.40	-550	-68.64
5	113	0.002332	420	510	214	375	80.27	-550	-118
6	104	0.002383	420	510	214	375	80.27	-393	-84.10
7	95.61	0.002434	420	510	214	375	80.27	-236	-50.46
8	87.02	0.002485	420	510	214	375	80.27	-78.57	-16.82
9	78.43	0.002536	420	510	214	375	80.27	78.57	16.82
10	69.84	0.002587	420	510	214	375	80.27	236	50.46
11	61.25	0.002637	420	510	214	375	80.27	393	84.10
12	52.66	0.002688	420	510	214	375	80.27	550	118
13	240	0.001580	316	510	161	188	30.20	550	88.59
14	427	0.000472	94.43	510	48.13	0.000	0.000	550	26.47
15	614	-0.000636	-127	510	-64.83	-188	12.16	550	-35.66
16	802	-0.001744	-349	510	-178	-375	66.67	550	-97.78
17	810	-0.001795	-359	510	-183	-375	68.61	393	-71.88
18	819	-0.001846	-369	510	-188	-375	70.56	236	-44.35
19	827	-0.001897	-379	510	-193	-375	72.50	78.57	-15.19
20	836	-0.001947	-389	510	-199	-375	74.44	-78.57	15.60
21	844	-0.001998	-400	510	-204	-375	76.39	-236	48.01
22	853	-0.002049	-410	510	-209	-375	78.33	-393	82.06

- $\sum F_s = 325kN$
- $\sum M_{nx} = 1,315kN·m$
- $\sum M_{ny} = 94.07kN·m$

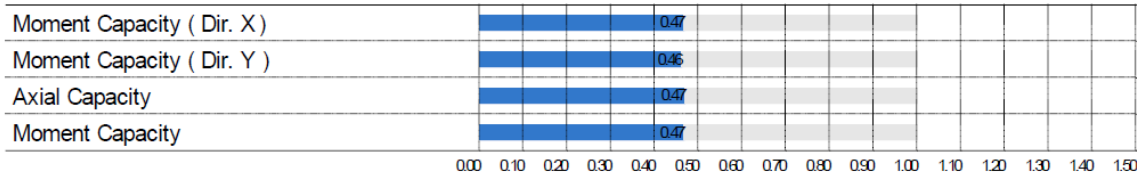
(3) Calculate nominal capacity for neutral axis

- $P_b = C_c + P_s = 11,710kN$
- $M_{nx} = M_{nx.conc} + M_{nx.bar} = 3,879kN·m$
- $M_{ny} = M_{ny.conc} + M_{ny.bar} = 282kN·m$
- $M_n = \sqrt{(M_{nx})^2 + (M_{ny})^2} = 3,889kN·m$

14. Check Moment Capacity (Neutral axis)

Calculation Summary (Check Moment Capacity (Neutral axis))

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Moment Capacity (Dir. X) (kN·m)	811	1,737	0.467	M_{ux} / øM_{nx}
Moment Capacity (Dir. Y) (kN·m)	-130	282	0.461	M_{uy} / øM_{ny}
Axial Capacity (kN)	169	360	0.469	P_u / øP_n
Moment Capacity (kN·m)	821	1,759	0.467	M_u / øM_n



(1) Calculate capacity of compression stress block

- c = 138mm, $a = \beta_1$ • c = 117mm
- A_{com} = 101,565mm²
- c_{cx} = 77.63mm, c_{cy} = 381mm
- C_c = 0.85 • f_{ck} • A_{com} = 2,417kN
- $M_{nx} = C_c$ • c_{cy} = 920kN·m
- $M_{ny} = C_c$ • c_{cx} = 188kN·m

(2) Calculate capacity of rebar

i	d_s (mm)	ε_s	f_s (MPa)	A_s (mm²)	F_s (kN)	d_y (mm)	M_{nx} (kN)	d_x (mm)	M_{ny} (kN)
1	862	-0.015730	-420	510	-214	-375	80.27	-550	118
2	674	-0.011661	-420	510	-214	-188	40.14	-550	118
3	487	-0.007591	-420	510	-214	0.000	0.000	-550	118
4	300	-0.003521	-420	510	-214	188	-40.14	-550	118
5	113	0.000548	110	510	55.88	375	20.96	-550	-30.73
6	104	0.000735	147	510	74.92	375	28.09	-393	-29.43
7	95.61	0.000922	184	510	93.95	375	35.23	-236	-22.15
8	87.02	0.001108	222	510	113	375	42.37	-78.57	-8.877
9	78.43	0.001295	259	510	132	375	49.51	78.57	10.37
10	69.84	0.001482	296	510	151	375	56.65	236	35.61
11	61.25	0.001669	334	510	170	375	63.78	393	66.82
12	52.66	0.001855	371	510	189	375	70.92	550	104
13	240	-0.002214	-420	510	-214	188	-40.14	550	-118
14	427	-0.006284	-420	510	-214	0.000	0.000	550	-118
15	614	-0.010353	-420	510	-214	-188	40.14	550	-118
16	802	-0.014423	-420	510	-214	-375	80.27	550	-118
17	810	-0.014610	-420	510	-214	-375	80.27	393	-84.10
18	819	-0.014796	-420	510	-214	-375	80.27	236	-50.46
19	827	-0.014983	-420	510	-214	-375	80.27	78.57	-16.82
20	836	-0.015170	-420	510	-214	-375	80.27	-78.57	16.82
21	844	-0.015357	-420	510	-214	-375	80.27	-236	50.46
22	853	-0.015543	-420	510	-214	-375	80.27	-393	84.10

- $\sum F_s$ = -2,017kN
- $\sum M_{nx}$ = 1,010kN·m
- $\sum M_{ny}$ = 126kN·m

(3) Calculate nominal capacity for neutral axis

- $P_n = C_c + P_s$ = 400kN
- $M_{nx} = M_{nx.conc} + M_{nx.bar}$ = 1,930kN·m
- $M_{ny} = M_{ny.conc} + M_{ny.bar}$ = 313kN·m
- $M_n = \sqrt{(M_{nx})^2 + (M_{ny})^2}$ = 1,955kN·m

(4) Calculate strength reduction factor

- $\varepsilon_{t.min} = 0.0021$, $\varepsilon_{t.max} = 0.0050$
- $\varepsilon_t = 0.005493$
- $\phi = 0.900$

(5) Calculate axial load and moment capacities

- $\phi P_n = 360kN$
- $\phi M_{nx} = 1{,}737kN{\cdot}m$
- $\phi M_{ny} = 282kN{\cdot}m$
- $\phi M_n = 1{,}759kN{\cdot}m$
- $M_{ux} / \phi M_{nx} = 0.467 < 1.000 \rightarrow O.K$
- $M_{uy} / \phi M_{ny} = 0.461 < 1.000 \rightarrow O.K$
- $P_u / \phi P_n = 0.469 < 1.000 \rightarrow O.K$
- $M_c / \phi M_n = 0.467 < 1.000 \rightarrow O.K$

Figura 57. *Esquema del Diseño y Chequeo de Pedestal.*

20.8. Diseño de Placa Base

Para cada elemento se evaluaron los resultados de momentos y cortantes productos del análisis para sí calcular las áreas de refuerzo requeridas, como ejemplo se muestra el siguiente diagrama con los datos iniciales del diseño y chequeo de la placa base:

Nota: *Para este nuevo caso se recomienda revisar el Anexo No. 9 (Diseño de Placa Base) donde se presentan los resultados obtenidos completos de cada uno de los elementos presentados en este capítulo.*

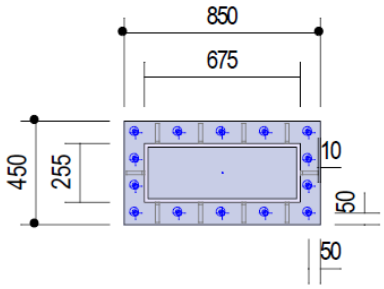
■ **MEMBER NAME : BP01**

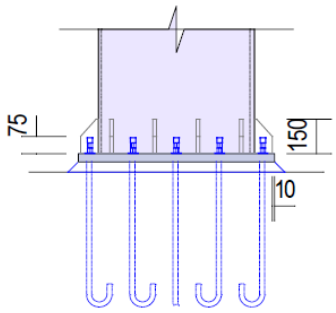
1. General Information

(1) Design Code	: AISC-LRFD10M
(2) Code Unit	: N, mm

2. Material

(1) Base Plate	: A36 (F_y = 248MPa, E_s = 199,948MPa)
(2) Rib / Wing	: A36
(3) Anchor Bolt	: A193-B7
(4) Concrete	: 28.00MPa





3. Section

(1) Column : B-255x675x15.9x15.6
(2) Base Plate : 850x450x36.00t (Rectangle)
(3) Anchor Bolt : 14-7/8 (Pos.(x) : 50.00mm, Pos.(y) : 50.00mm)
(4) Rib Plate : 150x16.00t (No(x) : 4EA, No(y) : 1EA)

4. Design Forces

No	CHK	Name	P_u (kN)	M_{ux} (kN·m)	M_{uy} (kN·m)	V_{ux} (kN)	V_{uy} (kN)
-	-	LCB13	187	-260	-106	77.97	-82.29
1	Yes	LCB1	173	0.0407	-61.38	69.26	0.000
2	Yes	LCB2	250	0.125	-90.33	101	-0.0408
3	Yes	LCB3	221	0.000	-92.41	85.81	0.000
4	Yes	LCB4	212	1.504	-76.22	85.54	-0.443
5	Yes	LCB5	202	0.178	-59.97	85.20	-0.0530
6	Yes	LCB6	211	-1.321	-76.15	85.46	0.382
7	Yes	LCB7	244	78.93	-11.46	89.99	24.87
8	Yes	LCB8	235	-76.93	-18.02	85.91	-24.44
9	Yes	LCB9	236	260	-46.82	93.04	82.23
10	Yes	LCB10	220	260	-83.69	91.57	82.08
11	Yes	LCB11	179	-78.75	-141	81.02	-24.93
12	Yes	LCB12	189	77.11	-134	85.10	24.38
13	Yes	LCB13	187	-260	-106	77.97	-82.29
14	Yes	LCB14	204	-259	-68.68	79.44	-82.14
15	Yes	LCB15	120	-0.0600	-55.68	44.83	0.000
16	Yes	LCB16	111	1.438	-39.50	44.57	-0.422
17	Yes	LCB17	102	0.112	-23.24	44.22	-0.0324
18	Yes	LCB18	111	-1.386	-39.43	44.49	0.403
19	Yes	LCB19	144	78.87	25.27	49.01	24.89
20	Yes	LCB20	134	-77.00	18.71	44.93	-24.42
21	Yes	LCB21	136	260	-10.10	52.06	82.25
22	Yes	LCB22	119	260	-46.96	50.59	82.10
23	Yes	LCB23	78.27	-78.81	-104	40.04	-24.91
24	Yes	LCB24	88.13	77.05	-97.63	44.12	24.40
25	Yes	LCB25	86.26	-260	-68.83	36.99	-82.27
26	Yes	LCB26	103	-259	-31.96	38.46	-82.12
27	Yes	LCB27	123	0.0291	-43.85	49.47	0.000
28	Yes	LCB28	187	0.0855	-67.42	75.61	-0.0282
29	Yes	LCB29	129	-0.0226	-53.58	49.66	0.000
30	Yes	LCB30	123	0.876	-43.87	49.50	-0.258
31	Yes	LCB31	118	0.0808	-34.11	49.29	-0.0244
32	Yes	LCB32	123	-0.818	-43.82	49.45	0.237
33	Yes	LCB33	146	55.22	1.464	52.61	17.42
34	Yes	LCB34	139	-53.89	-3.127	49.76	-17.10
35	Yes	LCB35	141	182	-23.29	54.75	57.57
36	Yes	LCB36	129	182	-49.10	53.72	57.47
37	Yes	LCB37	100	-55.16	-89.16	46.34	-17.44
38	Yes	LCB38	107	53.95	-84.57	49.19	17.08
39	Yes	LCB39	106	-182	-64.40	44.20	-57.59
40	Yes	LCB40	118	-182	-38.59	45.23	-57.49
41	Yes	LCB41	175	0.0326	-68.82	69.21	0.000
42	Yes	LCB42	171	0.707	-61.54	69.09	-0.210
43	Yes	LCB43	167	0.110	-54.23	68.94	-0.0340
44	Yes	LCB44	171	-0.564	-61.51	69.06	0.162
45	Yes	LCB45	188	41.46	-27.54	71.43	13.05
46	Yes	LCB46	183	-40.37	-30.99	69.29	-12.84
47	Yes	LCB47	184	137	-46.11	73.03	43.16
48	Yes	LCB48	175	136	-65.46	72.26	43.09
49	Yes	LCB49	154	-41.32	-95.51	66.72	-13.10
50	Yes	LCB50	159	40.51	-92.06	68.86	12.79

51	Yes	LCB51	158	-136	-76.94	65.12	-43.21
52	Yes	LCB52	167	-136	-57.59	65.89	-43.13
53	Yes	LCB53	79.53	-0.0343	-36.04	29.87	0.000
54	Yes	LCB54	74.09	0.865	-26.33	29.71	-0.254
55	Yes	LCB55	68.54	0.0692	-16.58	29.50	-0.0201
56	Yes	LCB56	73.98	-0.830	-26.29	29.66	0.241
57	Yes	LCB57	96.98	55.21	19.00	32.82	17.42
58	Yes	LCB58	90.08	-53.90	14.41	29.97	-17.09
59	Yes	LCB59	91.39	182	-5.751	34.96	57.58
60	Yes	LCB60	79.69	182	-31.56	33.93	57.47
61	Yes	LCB61	51.09	-55.17	-71.62	26.55	-17.44
62	Yes	LCB62	57.99	53.93	-67.03	29.40	17.08
63	Yes	LCB63	56.68	-182	-46.86	24.41	-57.59
64	Yes	LCB64	68.38	-182	-21.06	25.44	-57.49

5. Check bearing stress of base plate

(1) Bearing Stress

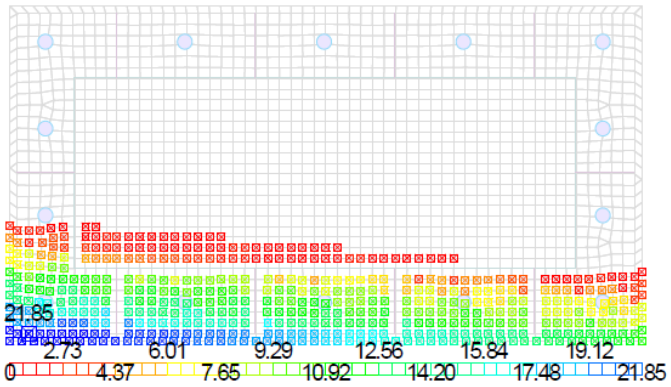
- f_{max} = 22.04N (Area = 1.000mm²)
- f_{min} = 0.0149N (Area = 1.000mm²)
- σ_{max} = 22.04MPa
- σ_{min} = 0.0149MPa

(2) Calculate Bearing Stress of Concrete

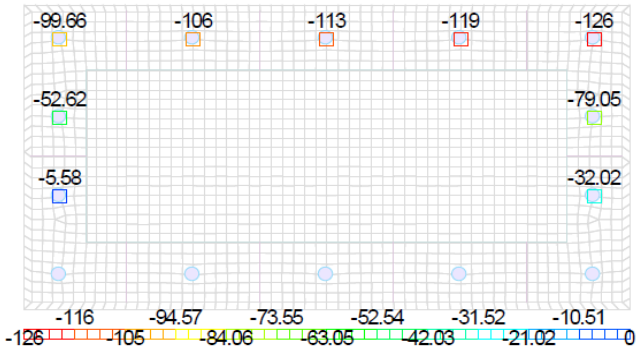
- Φ = 0.650
- A_1 = 382,500mm², A_2 = 1,530,000mm²
- $F_n = 0.85 f_{ck} \sqrt{A_2 / A_1} = 47.60$MPa
- ϕF_n = 30.94MPa

(3) Calculate ratio

- $\sigma_{max} / \phi F_n = 0.712 < 1.000 \rightarrow$ O.K



6. Check tension stress of anchor bolt



(1) Tension Forces

- $T_{u.max}$ = -126kN
- $T_{u.min}$ = -5.581kN

(2) Check Tensile Strength

- Φ = 0.750
- F_{nt} = 646MPa
- A_b = 388mm²
- $R_{nt} = F_{nt} \times A_b$ = 251kN
- ϕR_{nt} = 188kN

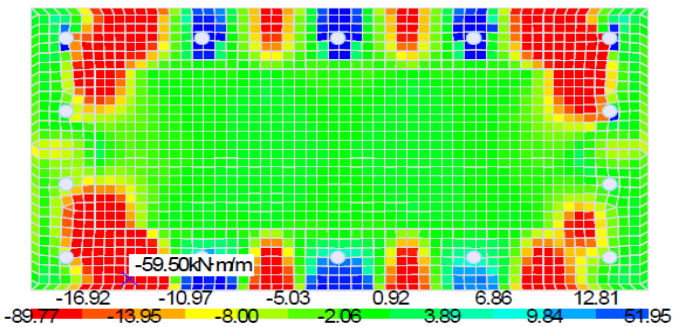
(3) Calculate ratio

- $T_{u.max} / \phi R_{nt} = 0.670 < 1.000 \rightarrow$ O.K

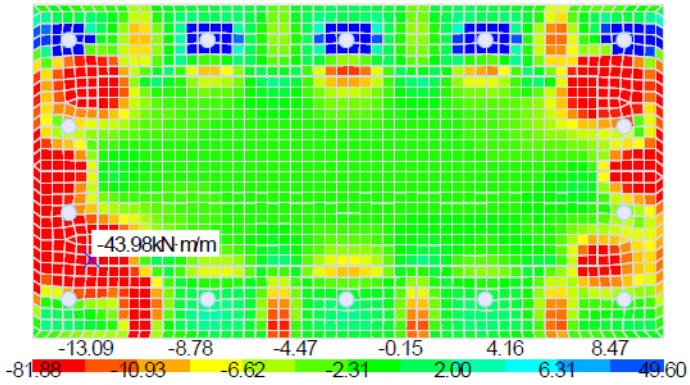
7. Check base plate

(1) Moment Diagram (Element Force. Nodal Average is not Applied.)

- Moment Diagram (Mxx)

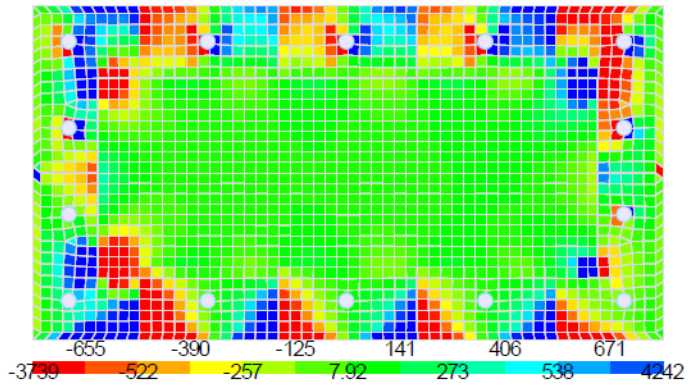


- Moment Diagram (Myy)

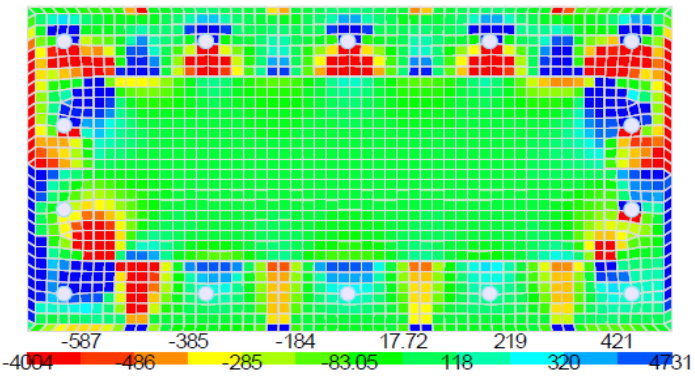


(2) Shear Force Diagram

- Shear Force Diagram (Vxx)



- Shear Force Diagram (Vyy)



(3) Design Moment (Use Average)

- M_{ux} = -59.50kN·m/m
- M_{uy} = -43.98kN·m/m
- M_u = max(M_{ux} , M_{uy}) = -59.50kN·m/m

(4) Calculate moment strength

- Φ = 0.900
- Z_{bp} = (t_{bp}) ^{2} / 4 = 324 mm ^{3} /mm
- M_n = F_y x Z_{bp} = 80.42kN·m/m
- øM_n = 72.38kN·m/m

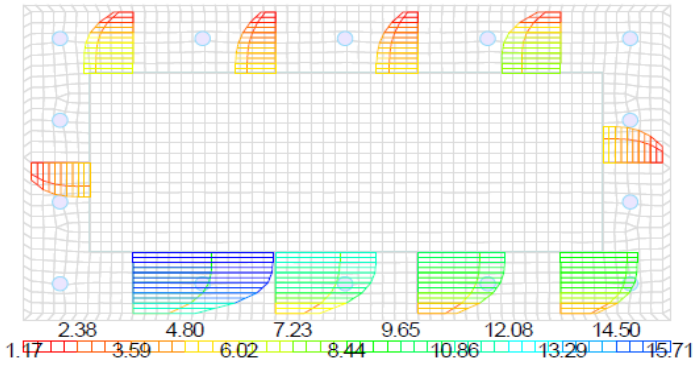
(5) Calculate ratio

- M_u / øM_n = 0.822 < 1.000 → O.K

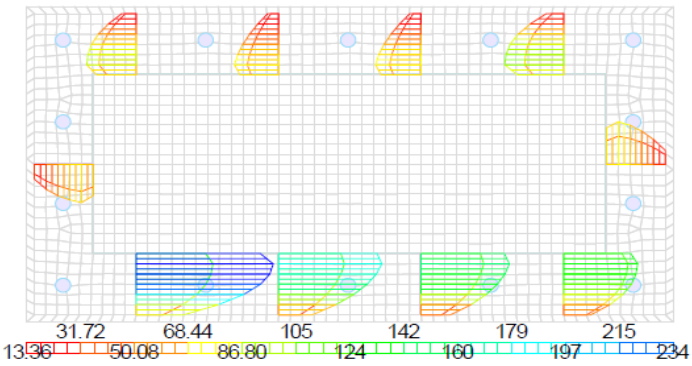
8. Force Diagram (Rib Plate)

(1) Force Diagram

- Moment Diagram



- Shear Force Diagram



9. Check rib plate (Moment Strength)

(1) Design Forces

- M_u = 15.71kN·m

(2) Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)

- $M_p = F_y Z_x$ = 22.34kN·m
- $M_y = F_y S_x$ = 14.89kN·m
- M_{n1} = min(M_p , 1.6M_y) = 22.34kN·m

(3) Calculate nominal flexural strength for Lateral-torsional buckling (LTB)

- $L_b{}^2$ = 51.27 < $\frac{0.08E_s}{F_y}$ → Lateral-torsional buckling is not applied

(4) Calculate flexural strength about major axis

- $M_{nx} = M_{n1}$ = 22.34kN·m
- Resistance factor for flexure : ø = 0.900
- øM_{nx} = 20.11kN·m
- M_{ux} / øM_{nx} = 0.781 < 1.000 → O.K

10. Check rib plate (Shear Strength)

(1) Design Forces

- V_u = 234kN

(2) Calculate the web plate buckling coefficient (k_v)

- k_v = 5.000 (for stiffened webs)

(3) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels
- h / t_w = 0.000 < 1.10 $\sqrt{k_v E_s / F_y}$ = 69.81
- C_v = 1.000

(4) Calculate shear strength in local-y direction

- A_w = 2,400mm²
- $V_{ny} = 0.6 F_y A_w C_v$ = 357kN
- Resistance factor for shear : ø = 0.900
- øV_{ny} = 322kN
- V_{uy} / øV_{ny} = 0.726 < 1.000 → O.K

11. Check anchor bolt (Cast-In-Place)

(1) Design Force

- Number of Anchor Bolt = 14EA
- $T_{u.max}$ = -126kN
- V_u = 113kN
- V_{u1} = 8.097kN

(2) Check Shear Strength

- Φ = 0.750
- A_b = 388mm²
- F_{nv} = 388MPa
- $R_{nv} = F_{nv} \times A_b$ = 151kN

- ϕR_{nv} = 113kN
- $V_{u1} / \phi R_{nv}$ = 0.072 < 1.000 → O.K

(3) Check Tensile Strength

- Φ = 0.750
- A_b = 388mm²
- F_{nt} = 646MPa
- $f_v = V_{u1} / A_b$ = 20.87MPa
- $F_{nt}' = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \leq F_{nt}$
- F_{nt}' = 646MPa
- $R_{nt} = F_{nt}' \times A_b$ = 251kN
- ϕR_{nt} = 188kN
- $T_{u.max} / \phi R_{nt}$ = 0.670 < 1.000 → O.K

12. Check Development Length of Anchor Bolt

(1) Check Development Length (Hooked Bar)

- Φ = 0.750
- L_{anc} = 622mm
- $T_{anc} = \phi F_{anc} A_{anc}$ = 188kN
- $L_{h1} = (T_{anc} / 2) / (0.70 f_{ck} d_{anc})$ = 216mm
- $L_{h2} = 17 d_{anc}$ = 378mm
- $L_{req} = L_{h1} + L_{h2}$ = 594mm
- L_{req} / L_{anc} = 0.954 < 1.000 → O.K

Figura 58. *Esquema del Diseño de Placa Base Tipo 1.*

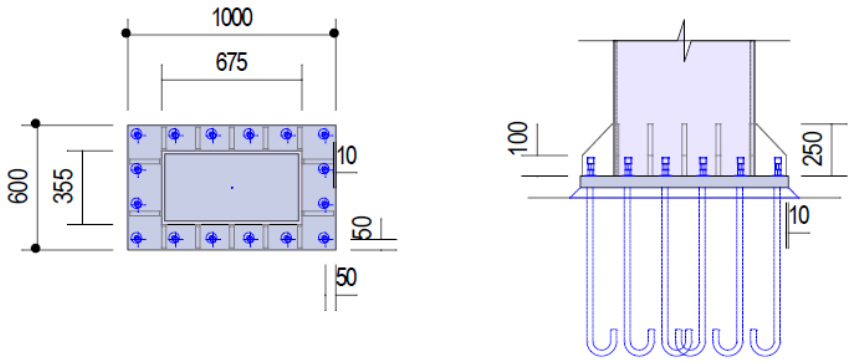
■ MEMBER NAME : BP02

1. General Information

(1) Design Code : AISC-LRFD10M
(2) Code Unit : N, mm

2. Material

(1) Base Plate : A36 (F_y = 248MPa, E_s = 199,948MPa)
(2) Rib / Wing : A36
(3) Anchor Bolt : A193-B7
(4) Concrete : 28.00MPa



3. Section

(1) Column : B-355x675x15.9x15.6
(2) Base Plate : 1,000x600x55.00t (Rectangle)
(3) Anchor Bolt : 16-1-1/8 (Pos.(x) : 50.00mm, Pos.(y) : 50.00mm)
(4) Rib Plate : 250x22.00t (No(x) : 5EA, No(y) : 2EA)

4. Design Forces

No	CHK	Name	P_u (kN)	M_{ux} (kN·m)	M_{uy} (kN·m)	V_{ux} (kN)	V_{uy} (kN)
-	-	LCB10	342	811	-225	121	235
1	Yes	LCB1	278	0.000	-147	99.03	0.000
2	Yes	LCB2	420	0.000	-228	150	0.000
3	Yes	LCB3	365	0.000	-227	122	0.000
4	Yes	LCB4	352	4.221	-190	126	-1.182
5	Yes	LCB5	338	0.000	-152	129	0.000
6	Yes	LCB6	352	-4.221	-190	126	1.182
7	Yes	LCB7	385	243	-71.83	141	70.43
8	Yes	LCB8	385	-243	-71.83	141	-70.43
9	Yes	LCB9	362	811	-154	130	235
10	Yes	LCB10	342	811	-225	121	235
11	Yes	LCB11	319	-243	-307	111	-70.43
12	Yes	LCB12	319	243	-307	111	70.43
13	Yes	LCB13	342	-811	-225	121	-235
14	Yes	LCB14	362	-811	-154	130	-235

15	Yes	LCB15	193	0.000	-133	60.37	0.000
16	Yes	LCB16	179	4.221	-94.76	63.66	-1.182
17	Yes	LCB17	165	0.000	-56.96	66.95	0.000
18	Yes	LCB18	179	-4.221	-94.76	63.66	1.182
19	Yes	LCB19	212	243	23.02	78.55	70.43
20	Yes	LCB20	212	-243	23.02	78.55	-70.43
21	Yes	LCB21	189	811	-59.42	68.13	235
22	Yes	LCB22	169	811	-130	59.19	235
23	Yes	LCB23	146	-243	-213	48.77	-70.43
24	Yes	LCB24	146	243	-213	48.77	70.43
25	Yes	LCB25	169	-811	-130	59.19	-235
26	Yes	LCB26	189	-811	-59.42	68.13	-235
27	Yes	LCB27	199	0.000	-105	70.73	0.000
28	Yes	LCB28	312	0.000	-169	112	0.000
29	Yes	LCB29	207	0.000	-128	68.76	0.000
30	Yes	LCB30	199	2.532	-105	70.73	-0.709
31	Yes	LCB31	191	0.000	-82.61	72.71	0.000
32	Yes	LCB32	199	-2.532	-105	70.73	0.709
33	Yes	LCB33	222	170	-22.84	81.16	49.30
34	Yes	LCB34	222	-170	-22.84	81.16	-49.30
35	Yes	LCB35	206	567	-80.55	73.86	164
36	Yes	LCB36	192	567	-130	67.61	164
37	Yes	LCB37	176	-170	-188	60.31	-49.30
38	Yes	LCB38	176	170	-188	60.31	49.30
39	Yes	LCB39	192	-567	-130	67.61	-164
40	Yes	LCB40	206	-567	-80.55	73.86	-164
41	Yes	LCB41	290	0.000	-170	99.93	0.000
42	Yes	LCB42	284	1.899	-153	101	-0.532
43	Yes	LCB43	278	0.000	-136	103	0.000
44	Yes	LCB44	284	-1.899	-153	101	0.532
45	Yes	LCB45	301	128	-90.90	109	36.97
46	Yes	LCB46	301	-128	-90.90	109	-36.97
47	Yes	LCB47	289	426	-134	104	123
48	Yes	LCB48	279	426	-171	99.07	123
49	Yes	LCB49	266	-128	-215	93.59	-36.97
50	Yes	LCB50	266	128	-215	93.59	36.97
51	Yes	LCB51	279	-426	-171	99.07	-123
52	Yes	LCB52	289	-426	-134	104	-123
53	Yes	LCB53	127	0.000	-85.85	40.47	0.000
54	Yes	LCB54	119	2.532	-63.17	42.44	-0.709
55	Yes	LCB55	111	0.000	-40.49	44.41	0.000
56	Yes	LCB56	119	-2.532	-63.17	42.44	0.709
57	Yes	LCB57	143	170	19.27	52.87	49.30
58	Yes	LCB58	143	-170	19.27	52.87	-49.30
59	Yes	LCB59	126	567	-38.44	45.57	164
60	Yes	LCB60	112	567	-87.90	39.31	164
61	Yes	LCB61	96.06	-170	-146	32.02	-49.30
62	Yes	LCB62	96.06	170	-146	32.02	49.30
63	Yes	LCB63	112	-567	-87.90	39.31	-164
64	Yes	LCB64	126	-567	-38.44	45.57	-164

5. Check bearing stress of base plate

(1) Bearing Stress

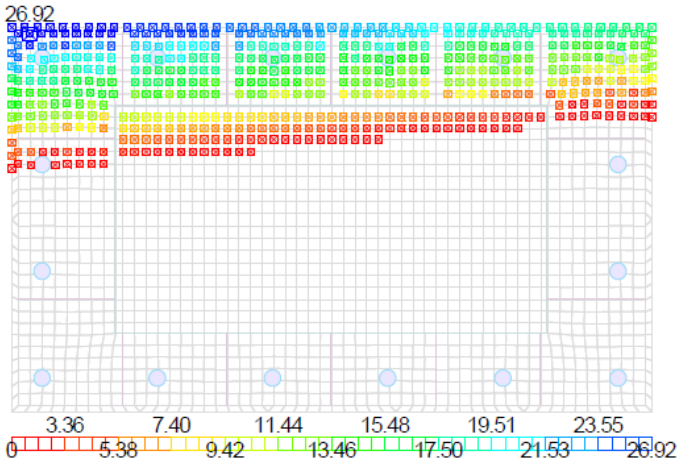
- f_{max} = 27.13N (Area = 1.000mm²)
- f_{min} = 0.0279N (Area = 1.000mm²)
- σ_{max} = 27.13MPa
- σ_{min} = 0.0279MPa

(2) Calculate Bearing Stress of Concrete

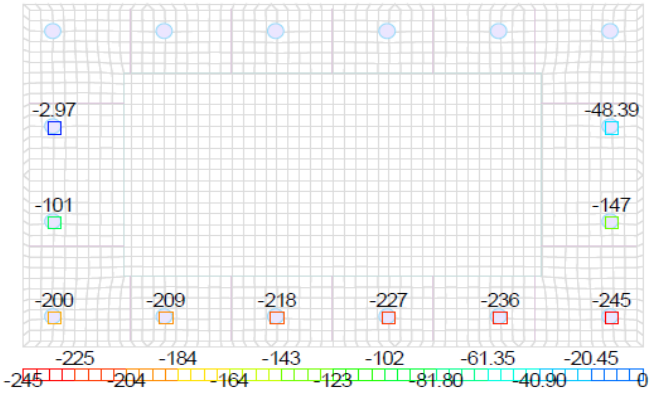
- $\Phi = 0.650$
- $A_1 = 600{,}000mm^2$, $A_2 = 2{,}400{,}000mm^2$
- $F_n = 0.85\, f_{ck} \sqrt{A_2 / A_1} = 47.60MPa$
- $\phi F_n = 30.94MPa$

(3) Calculate ratio

- $\sigma_{max} / \phi F_n = 0.877 < 1.000 \rightarrow O.K$



6. Check tension stress of anchor bolt



(1) Tension Forces

- $T_{u.max} = -245kN$
- $T_{u.min} = -2.968kN$

(2) Check Tensile Strength

- $\Phi = 0.750$
- $F_{nt} = 646MPa$
- $A_b = 641mm^2$
- $R_{nt} = F_{nt} \times A_b = 415kN$
- $\phi R_{nt} = 311kN$

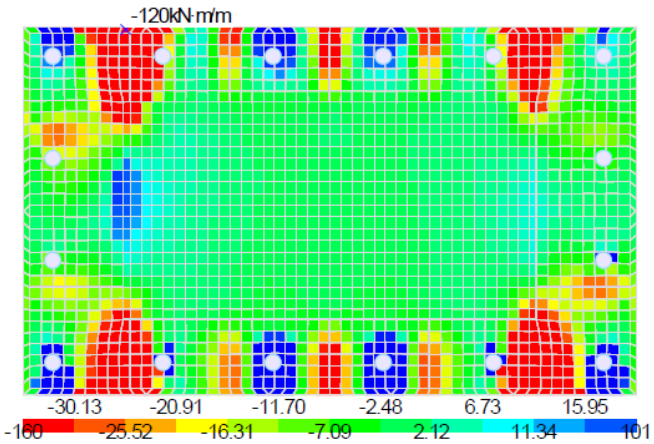
(3) Calculate ratio

- $T_{u.max} / \phi R_{nt} = 0.789 < 1.000 \rightarrow O.K$

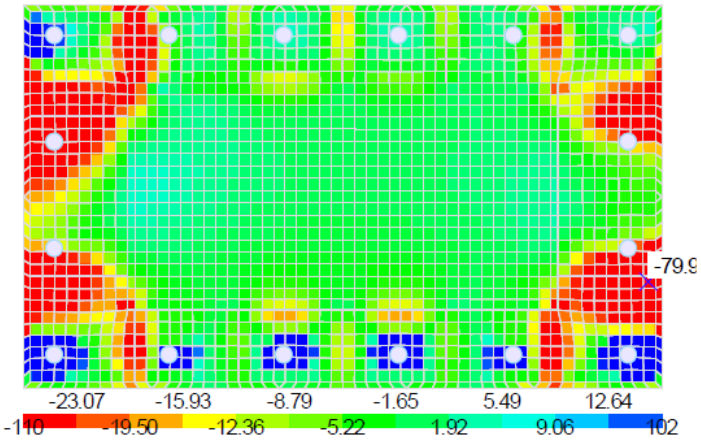
7. Check base plate

(1) Moment Diagram (Element Force. Nodal Average is not Applied.)

- Moment Diagram (Mxx)

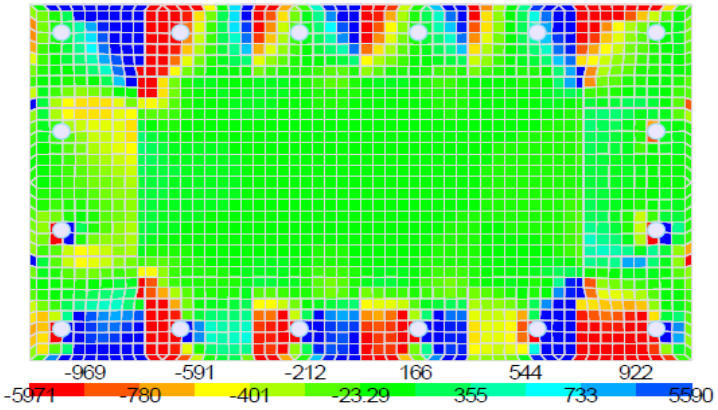


- Moment Diagram (Myy)

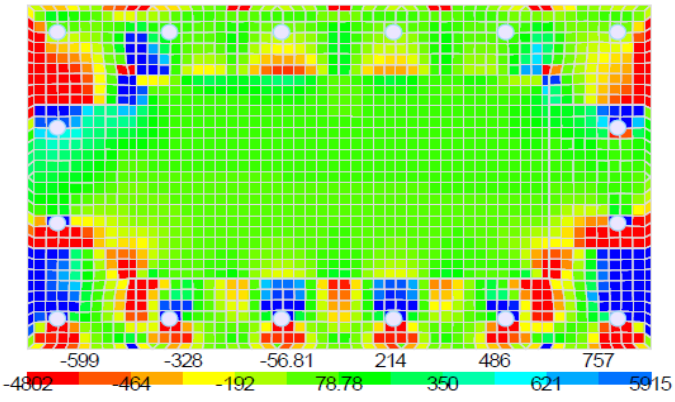


(2) Shear Force Diagram

- Shear Force Diagram (Vxx)



- Shear Force Diagram (Vyy)



(3) Design Moment (Use Average)

- M_{ux} = -120kN·m/m
- M_{uy} = -79.96kN·m/m
- M_u = max(M_{ux} , M_{uy}) = -120kN·m/m

(4) Calculate moment strength

- Φ = 0.900
- Z_{bp} = (t_{bp}) ² / 4 = 756 mm ³ /mm
- M_n = F_y x Z_{bp} = 188kN·m/m
- øM_n = 169kN·m/m

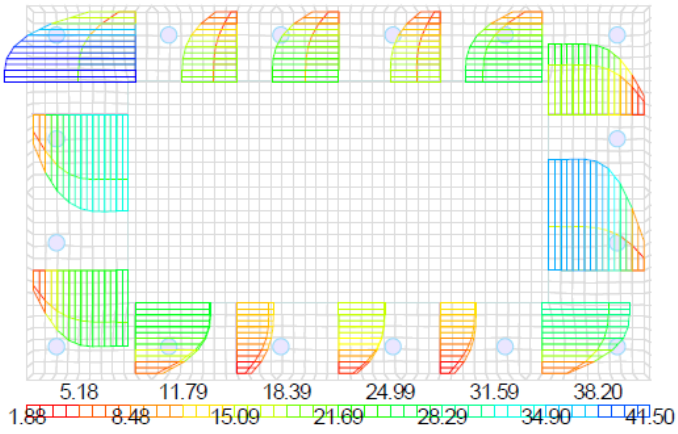
(5) Calculate ratio

- M_u / øM_n = 0.709 < 1.000 → O.K

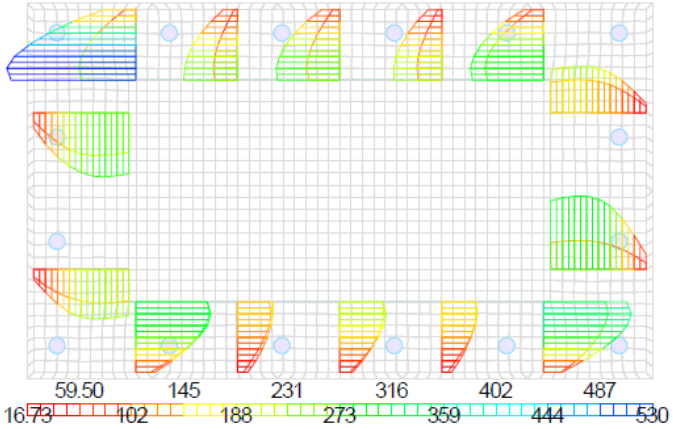
8. Force Diagram (Rib Plate)

(1) Force Diagram

- Moment Diagram



- Shear Force Diagram



9. Check rib plate (Moment Strength)

(1) Design Forces

- M_u = 41.50kN·m

(2) Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)

- $M_p = F_y Z_x$ = 85.32kN·m
- $M_y = F_y S_x$ = 56.88kN·m
- M_{n1} = min(M_p , 1.6M_y) = 85.32kN·m

(3) Calculate nominal flexural strength for Lateral-torsional buckling (LTB)

- $\frac{0.08\ E_s}{F_y} = 64.44 < \frac{L_b\ d}{t^2} = 78.77 < \frac{1.9\ E_s}{F_y} = 1{,}531$
- $M_n = C_b \left(1.52 - 0.274 \left(\frac{L_b\ d}{t^2} \right) \frac{F_y}{E_s} \right) M_y$ = 84.94kN·m
- M_{n2} = min(M_n , M_p) = 84.94kN·m

(4) Calculate flexural strength about major axis

- M_{nx} = min(M_{n1} , M_{n2}) = 84.94kN·m
- Resistance factor for flexure : ø = 0.900
- øM_{nx} = 76.44kN·m
- M_{ux} / øM_{nx} = 0.543 < 1.000 → O.K

10. Check rib plate (Shear Strength)

(1) Design Forces

- V_u = 530kN

(2) Calculate the web plate buckling coefficient (k_v)

- k_v = 5.000 (for stiffened webs)

(3) Calculate the web shear coefficient (C_v)

- for webs of all other doubly/singly symmetric shapes and channels
- $h / t_w = 0.000 < 1.10 \sqrt{k_v E_s / F_y} = 69.81$
- C_v = 1.000

(4) Calculate shear strength in local-y direction

- A_w = 5,500mm²
- $V_{ny} = 0.6 F_y A_w C_v$ = 819kN
- Resistance factor for shear : ø = 0.900
- øV_{ny} = 737kN
- V_{uy} / øV_{ny} = 0.719 < 1.000 → O.K

11. Check anchor bolt (Cast-In-Place)

(1) Design Force

- Number of Anchor Bolt = 16EA
- $T_{u.max}$ = -245kN
- V_u = 264kN
- V_{u1} = 16.52kN

(2) Check Shear Strength

- Φ = 0.750

- $A_b = 641mm^2$
- $F_{nv} = 388MPa$
- $R_{nv} = F_{nv} \times A_b = 249kN$
- $\phi R_{nv} = 187kN$
- $V_{u1} / \phi R_{nv} = 0.088 < 1.000 \rightarrow O.K$

(3) Check Tensile Strength

- $\Phi = 0.750$
- $A_b = 641mm^2$
- $F_{nt} = 646MPa$
- $f_v = V_{u1} / A_b = 25.75MPa$
- $F_{nt}' = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \leq F_{nt}$
- $F_{nt}' = 646MPa$
- $R_{nt} = F_{nt}' \times A_b = 415kN$
- $\phi R_{nt} = 311kN$
- $T_{u.max} / \phi R_{nt} = 0.789 < 1.000 \rightarrow O.K$

12. Check Development Length of Anchor Bolt

(1) Check Development Length (Hooked Bar)

- $\Phi = 0.750$
- $L_{anc} = 800mm$
- $T_{anc} = \phi F_{anc} A_{anc} = 311kN$
- $L_{h1} = (T_{anc} / 2) / (0.70 f_{ck} d_{anc}) = 278mm$
- $L_{h2} = 17 d_{anc} = 486mm$
- $L_{req} = L_{h1} + L_{h2} = 763mm$
- $L_{req} / L_{anc} = 0.954 < 1.000 \rightarrow O.K$

Figura 59. *Esquema del Diseño de Placa Base Tipo 2.*

20.9. Diseño de Muro de Contención

Los resultados del diseño se plasman y se entregan de manera anexa en los correspondientes planos estructurales, además de las memorias de cálculo. El análisis fue realizado mediante modelación matemática con el programa MIDAS Desing+, los resultados más relevantes se presentan a continuación:

■ **MEMBER NAME : RW02**

1. General Information
- (1) Design Code : NSR-10
- (2) Code Unit : N, mm

2. Material
- (1) F'_c : 28.00MPa
- (2) F_y : 420MPa
- (3) F_{ys} : 420MPa



3. Soil and Load
- (1) Back Fill
  - Inclined Back Fill : Yes
  - Back Fill Slope : 2.000
  - Back Fill Height : 0.000m
  - Internal Friction Angle : 30.00
  - Unit Density : 18.00kN/m³
- (2) Surcharge Load
  - Surcharge Load (Flat) : 4.000KPa
  - Surcharge Load (Slope) : 0.000KPa
- (3) Foundation Ground
  - Internal Friction Angle : 30.00
  - Cohesion : 0.000kN/m²
  - Bearing Capacity : 152kN/m²
- (4) Load
  - Live Factor : 1.600
  - Soil Factor : 1.600

4. Section
- (1) Section Information
  - Type : L
  - Total Height : 2.000m
- (2) Stem
  - Top Thickness : 250mm
  - Bottom Thickness : 250mm
  - Back Horizontal Distance : 0.000mm
  - Cover (Front) : 50.00mm
  - Cover (Back) : 50.00mm
- (3) Foundation
  - Depth : 300mm
  - Slope Depth : 0.000mm
  - Heel Length : 0.750m
  - Cover : 75.00mm
- (4) Shear Key
  - Use Shear Key : No

Figura 60. *Esquema de Diseño de Muro de Contención.*

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 11 (Diseño de Muro de Contención) de la memoria digital para más información relacionada con este capítulo.

20.10. Diseño de Cimentaciones

La cimentación de esta estructura será de tipo Superficial, compuesta de zapatas aisladas con 1.50 metros de profundidad de desplante con una capacidad portante del suelo de 15.20 Ton/m^2, según recomendaciones del Ingeniero Geotecnista.

Las modelaciones se realizaron con el software MIDAS GEN y los resultados generales se presentan en los anexos. A continuación, se presentará el diseño de cada cimentación tipo teniendo en cuenta que en el Anexo 7 (Diseño de Cimentaciones) de la memoria digital se presentarán el del resto de cimentaciones para esta estructura.

Por lo cual, se presenta el diseño de la **cimentación tipo** que conforman este proyecto:

- **Cimentación Tipo 1:**

1. General Information

(1) Design Code : NSR-10
(2) Code Unit : N, mm

2. Material

(1) F'c : 28.00MPa
(2) Fy : 420MPa

3. Section

(1) Section Size
- Depth : 600mm
- Cover : 75.00mm

(2) Column Section
- Shape of Column : Rectangle
- Section : 1,200x850mm

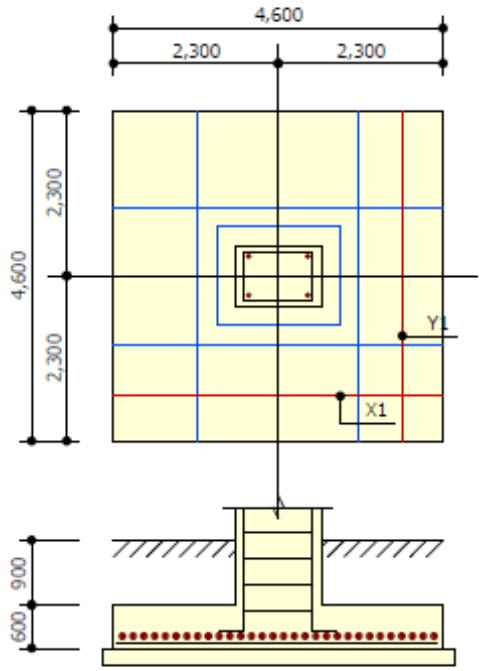
4. Rebar

(1) Direction Y
- Layer 1 : #5@150 (As = 1,333mm²)

(2) Direction X
- Layer 1 : #5@150 (As = 1,333mm²)

5. Foundation

(1) Foundation Size
- Lx : 4.600m
- Ly : 4.600m
- fe : 149kN/m²



6. Design Load

(1) Service Load (by Load Combinations)

No.	CHK	Name	Ps (kN)	Msx (kN·m)	Msy (kN·m)	Description
-	-	LCB13	192	-567	-130	
1	Yes	LCB38	199	0.000	-105	
2	Yes	LCB2	312	0.000	-169	
3	Yes	LCB3	207	0.000	-128	
4	Yes	LCB4	199	2.532	-105	

5	Yes	LCB5	191	0.000	-82.61	
6	Yes	LCB6	199	-2.532	-105	
7	Yes	LCB7	222	170	-22.84	
8	Yes	LCB8	222	-170	-22.84	
9	Yes	LCB9	206	567	-80.55	
10	Yes	LCB10	192	567	-130	
11	Yes	LCB11	176	-170	-188	
12	Yes	LCB12	176	170	-188	
13	Yes	LCB13	192	-567	-130	
14	Yes	LCB14	206	-567	-80.55	
15	Yes	LCB15	290	0.000	-170	
16	Yes	LCB16	284	1.899	-153	
17	Yes	LCB17	278	0.000	-136	
18	Yes	LCB18	284	-1.899	-153	
19	Yes	LCB19	301	128	-90.90	
20	Yes	LCB20	301	-128	-90.90	
21	Yes	LCB21	289	426	-134	
22	Yes	LCB22	279	426	-171	
23	Yes	LCB23	266	-128	-215	
24	Yes	LCB24	266	128	-215	
25	Yes	LCB25	279	-426	-171	
26	Yes	LCB26	289	-426	-134	
27	Yes	LCB27	127	0.000	-85.85	
28	Yes	LCB28	119	2.532	-63.17	
29	Yes	LCB29	111	0.000	-40.49	
30	Yes	LCB30	119	-2.532	-63.17	
31	Yes	LCB31	143	170	19.27	
32	Yes	LCB32	143	-170	19.27	
33	Yes	LCB33	126	567	-38.44	
34	Yes	LCB34	112	567	-87.90	
35	Yes	LCB35	96.06	-170	-146	
36	Yes	LCB36	96.06	170	-146	
37	Yes	LCB37	112	-567	-87.90	
38	Yes	LCB38	126	-567	-38.44	

(2) Factored Load (by Load Combinations)

No.	CHK	Name	P_u (kN)	M_{ux} (kN·m)	M_{uy} (kN·m)	Description
-	-	LCB14	362	-811	-154	
1	Yes	LCB1	278	0.000	-147	
2	Yes	LCB2	420	0.000	-228	
3	Yes	LCB3	365	0.000	-227	
4	Yes	LCB4	352	4.221	-190	
5	Yes	LCB5	338	0.000	-152	
6	Yes	LCB6	352	-4.221	-190	
7	Yes	LCB7	385	243	-71.83	
8	Yes	LCB8	385	-243	-71.83	
9	Yes	LCB9	362	811	-154	
10	Yes	LCB10	342	811	-225	
11	Yes	LCB11	319	-243	-307	

12	Yes	LCB12	319	243	-307	
13	Yes	LCB13	342	-811	-225	
14	Yes	LCB14	362	-811	-154	
15	Yes	LCB15	193	0.000	-133	
16	Yes	LCB16	179	4.221	-94.76	
17	Yes	LCB17	165	0.000	-56.96	
18	Yes	LCB18	179	-4.221	-94.76	
19	Yes	LCB19	212	243	23.02	
20	Yes	LCB20	212	-243	23.02	
21	Yes	LCB21	189	811	-59.42	
22	Yes	LCB22	169	811	-130	
23	Yes	LCB23	146	-243	-213	
24	Yes	LCB24	146	243	-213	
25	Yes	LCB25	169	-811	-130	
26	Yes	LCB26	189	-811	-59.42	

(3) Surcharge Load

- Surface Load : 0.000KPa
- Weight Density : 18.00kN/m³
- Soil Height : 0.900m

(4) Self weight is considered.

7. Calculation Summary

(1) Overturning Moment (Service Load)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Direction X (kN·m)	-130	1,451	0.0896	M_{sy} / M_{rx}
Direction Y (kN·m)	-567	1,451	0.391	M_{sx} / M_{ry}

(2) Overturning Moment (Factored Load)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Direction X (kN·m)	-154	1,742	0.0886	M_{uy} / M_{rx}
Direction Y (kN·m)	-811	1,742	0.465	M_{ux} / M_{ry}

(3) Bearing Capacity

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Compression (kN/m²)	82.05	149	0.550	

(4) One Way Shear

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Direction X (kN)	31.09	1,605	0.0194	ø = 0.750
Direction Y (kN)	233	1,555	0.150	ø = 0.750

(5) Two Way Shear

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Two Way Shear (kN)	1,018	4,177	0.244	ø = 0.750

(6) Moment Capacity

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Direction Y, M_{ux} (kN·m)	94.15	247	0.382	ø = 0.900
Direction X, M_{uy} (kN·m)	35.10	255	0.138	ø = 0.900

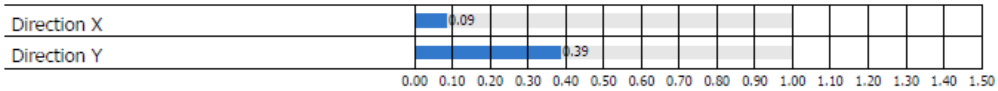
(7) Rebar Space

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Direction Y, M_{ux} (mm)	150	185	0.810	$A_{s,req}$ = 1,080mm²
Direction X, M_{uy} (mm)	150	185	0.810	

8. Check overturning moment (Service Load)

Calculation Summary (Overturning Moment (Service Load))

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Direction X (kN·m)	-130	1,451	0.0896	M_{sy} / M_{rx}
Direction Y (kN·m)	-567	1,451	0.391	M_{sx} / M_{ry}



(1) Calculate resistance Moment

Items	Weight (kN)	Factor	L_x (m)	L_y (m)	R_x (kN·m)	R_y (kN·m)
Self Weight of Concrete	288	1.000	2.300	2.300	663	663
Self Weight of Soil	343	1.000	2.300	2.300	788	788
Surcharge Load	0.000	1.000	2.300	2.300	-	-
Resistance Moment	-	-	-	-	1,451	1,451

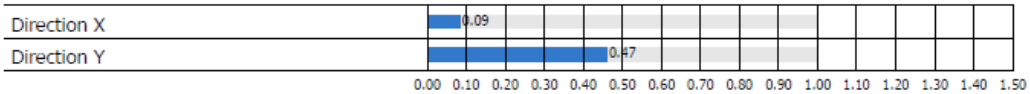
(2) Check overturning moment

Direction X (M_{sy})			Direction Y (M_{sx})		
M_a	M_R	M_a / M_R	M_a	M_R	M_a / M_R
-130kN·m	1,451kN·m	0.0896	-567kN·m	1,451kN·m	0.391

9. Check overturning moment (Factored Load)

Calculation Summary (Overturning Moment (Factored Load))

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Direction X (kN·m)	-154	1,742	0.0886	M_{uy} / M_{rx}
Direction Y (kN·m)	-811	1,742	0.465	M_{ux} / M_{ry}



(1) Calculate resistance Moment

Items	Weight (kN)	Factor	L_x (m)	L_y (m)	R_x (kN·m)	R_y (kN·m)
Self Weight of Concrete	288	1.200	2.300	2.300	796	796
Self Weight of Soil	343	1.200	2.300	2.300	946	946
Surcharge Load	0.000	1.600	2.300	2.300	-	-
Resistance Moment	-	-	-	-	1,742	1,742

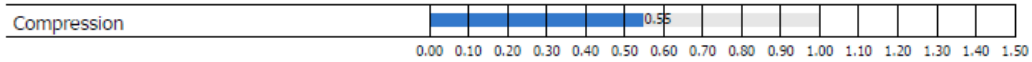
(2) Check overturning moment

Direction X (M_{uy})			Direction Y (M_{ux})		
M_a	M_R	M_a / M_R	M_a	M_R	M_a / M_R
-154kN·m	1,742kN·m	0.0886	-811kN·m	1,742kN·m	0.465

10. Check Soil Capacity

Calculation Summary (Bearing Capacity)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Compression (kN/m²)	82.05	149	0.550	



(1) Calculate actual soil stress

- $q_{s,top\text{-}left}$ = 11.80kN/m² $q_{s,top\text{-}right}$ = 0.000kN/m²
- $q_{s,bot\text{-}left}$ = 82.05kN/m² $q_{s,bot\text{-}right}$ = 65.92kN/m²
- $q_{s,max}$ = 82.05kN/m²
- **$q_{s,max}$ / f_e = 0.550 → O.K**

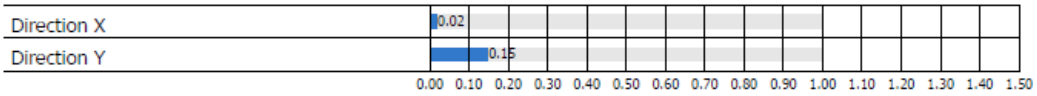
(2) Calculate factored soil stress

- $q_{u,top\text{-}left}$ = 18.85kN/m² $q_{u,top\text{-}right}$ = 0.000kN/m²
- $q_{u,bot\text{-}left}$ = 119kN/m² $q_{u,bot\text{-}right}$ = 99.90kN/m²
- $q_{u,max}$ = 119kN/m² $q_{u,min}$ = 0.000kN/m²

11. Check Shear

Calculation Summary (One Way Shear)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Direction X (kN)	31.09	1,605	0.0194	ø = 0.750
Direction Y (kN)	233	1,555	0.150	ø = 0.750



(1) Calculate one-way shear (Direction X)

- V_u = 31.09kN
- ø = 0.750
- øV_c = 1,605kN
- **V_u / øV_c = 0.0194 → O.K**

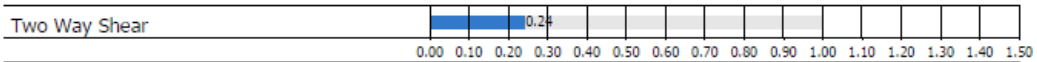
(2) Calculate one-way shear (Direction Y)

- V_u = 233kN
- ø = 0.750
- øV_c = 1,555kN
- **V_u / øV_c = 0.150 → O.K**

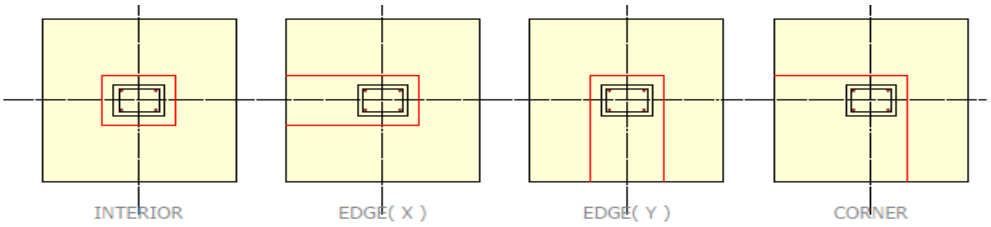
(3) Calculate two-way shear

Calculation Summary (Two Way Shear)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Two Way Shear (kN)	1,018	4,177	0.244	ø = 0.750



-	b_0 (mm)	V_{c1} (kN)	V_{c2} (kN)	V_{c3} (kN)	V_c (kN)	V_u (kN)	øV_c (kN)	Ratio
Interior	6,168	6,933	7,498	5,569	5,569	1,018	4,177	0.244
Edge(X)	7,684	8,637	7,013	6,938	6,938	901	5,203	0.173
Edge(Y)	7,684	8,637	7,013	6,938	6,938	853	5,203	0.164
Corner	6,142	6,904	5,138	5,546	5,138	598	3,854	0.155

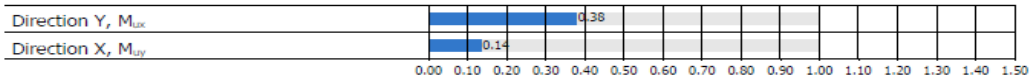


- ø = 0.750
- d = 517mm
- $V_{c1} = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c}\ b_0\ d$
- $V_{c2} = 0.083 \left(\frac{a_s\ d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'_c}\ b_0\ d$
- $V_{c3} = 0.33 \sqrt{f'_c}\ b_0\ d$
- $V_c = \min(V_{c1}, V_{c2}, V_{c3})$
- V_u = 1,018kN
- **V_u / øV_c = 0.244 → O.K**

12. Check Moment Capacity

Calculation Summary (Moment Capacity)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Direction Y, M_{ux} (kN·m)	94.15	247	0.382	ø = 0.900
Direction X, M_{uy} (kN·m)	35.10	255	0.138	ø = 0.900



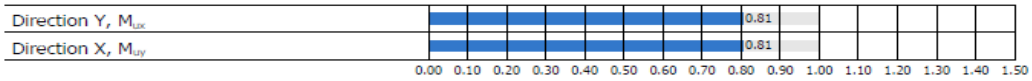
(1) Calculate moment capacity (Direction X)
- ø = 0.900
- M_{uy} = 35.10kN·m øM_{ny} = 255kN·m
- **M_{uy} / øM_{ny} = 0.138 → O.K**

(2) Calculate moment capacity (Direction Y)
- ø = 0.900
- M_{ux} = 94.15kN·m øM_{nx} = 247kN·m
- **M_{ux} / øM_{nx} = 0.382 → O.K**

13. Check Rebar

Calculation Summary (Rebar Space)

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Direction Y, M_{ux} (mm)	150	185	0.810	$A_{s,req}$ = 1,080mm²
Direction X, M_{uy} (mm)	150	185	0.810	



(1) Calculate minimum rebar area required
- $A_{s,min}$ = 0.00180D = 1,080mm²

(2) Calculate minimum rebar space required (Direction Y)
- A_s = 200mm² (#5@150)
- $s_{req.}$ = 185mm
- **s_y = 150mm < $s_{req.}$ = 185mm → O.K**

(3) Calculate minimum rebar space required (Direction X)
- A_s = 200mm² (#5@150)
- $s_{req.}$ = 185mm
- **s_y = 150mm < $s_{req.}$ = 185mm → O.K**

Figura 61. *Esquema de Diseño de Cimentación Tipo 1 (MIDAS Desing+).*

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 7 (Diseño de Cimentaciones) de la memoria digital de este módulo para más información relacionada con este capítulo.

Ahora, tenemos para el Diseño Estructural del **Módulo 4 (Muro de Contención – Perimetral)**:

MÓDULO 4 (MURO DE CONTENCIÓN)

MÓDULO 4 (MURO DE CONTENCIÓN)

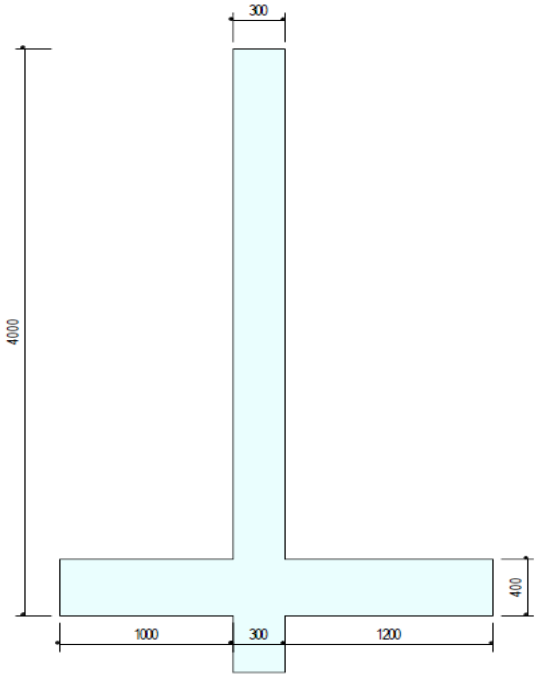
21. DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

Los resultados del diseño se plasman y se entregan de manera anexa en los correspondientes planos estructurales, además de las memorias de cálculo.

■ **MEMBER NAME : RW01**

1. General Information
- (1) Design Code : NSR-10
- (2) Code Unit : N, mm

2. Material
- (1) F'_c : 28.00MPa
- (2) F_y : 420MPa
- (3) F_{ys} : 420MPa



3. Soil and Load
- (1) Back Fill
  - Inclined Back Fill : Yes
  - Back Fill Slope : 2.000
  - Back Fill Height : 0.000m
  - Internal Friction Angle : 30.00
  - Unit Density : 18.00kN/m³
- (2) Surcharge Load
  - Surcharge Load (Flat) : 4.000KPa
  - Surcharge Load (Slope) : 0.000KPa
- (3) Foundation Ground
  - Internal Friction Angle : 30.00
  - Cohesion : 0.000kN/m²
  - Bearing Capacity : 152kN/m²
- (4) Load
  - Live Factor : 1.600
  - Soil Factor : 1.600

4. Section
- (1) Section Information
  - Type : T
  - Total Height : 4.000m
- (2) Stem
  - Top Thickness : 300mm
  - Bottom Thickness : 300mm
  - Back Horizontal Distance : 0.000mm
  - Cover (Front) : 50.00mm
  - Cover (Back) : 50.00mm
- (3) Foundation
  - Depth : 400mm
  - Slope Depth : 0.000mm
  - Toe Length : 1.000m
  - Heel Length : 1.200m
  - Cover : 75.00mm
- (4) Shear Key
  - Use Shear Key : Yes
  - Location : 1.000m
  - Height : 400mm
  - Width : 300mm

Figura 62. *Esquema de Diseño de Muro de Contención.*

Nota: De igual manera, para este caso se recomienda revisar el Anexo No. 1 (Diseño de Muro de Contención) de la memoria digital para más información relacionada con este capítulo.

Por último, tenemos para el Diseño Estructural del **Módulo 5 (Tanque de Almacenamiento y Cuarto de Bombas)**:

MÓDULO 5 (TANQUE DE ALMACENAMIENTO Y CUARTO DE BOMBAS)

MÓDULO 5 (TANQUE DE ALMACENAMIENTO Y CUARTO DE BOMBAS)

22. RESULTADOS DEL ANÁLISIS

Como se mencionó anteriormente la estructura del **Tanque de Almacenamiento** estará conformada por muros de carga en concreto reforzado. Para el análisis de esta edificación se utilizaron todos los parámetros anteriormente descritos. Los resultados del diseño se plasman y se entregan de manera anexa en los correspondientes planos estructurales, además de las memorias de cálculo.

El análisis fue realizado mediante modelación matemática con el programa MIDAS GEN (Modeling, Integrated Desing & Analysis Software), los resultados más relevantes se presentan a continuación:

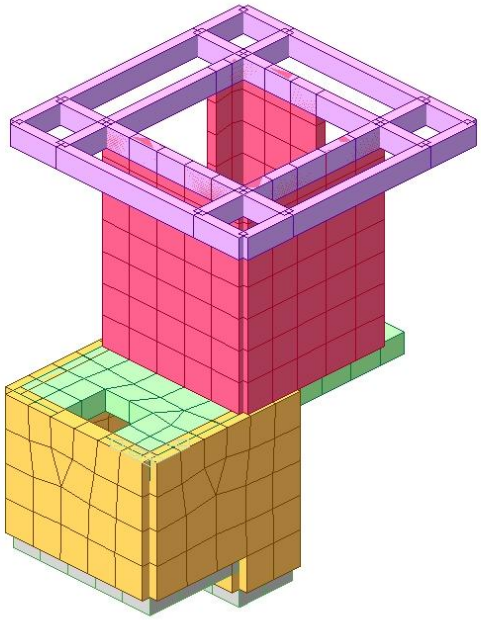


Figura 63. *Modelo matemático – Tanque de Almacenamiento.*

A continuación, se presenta las constantes de diseño utilizadas en la modelación de esta estructura:

Constantes de Diseño – Tanque de Almacenamiento	
f'c del Concreto	280 kg/cm^2 (28 MPa o 4000 psi)
f'y del Acero	4200 kg/cm^2
Recubrimiento del concreto vaciado contra la tierra y en permanente contacto con ella	7.50 cm
Recubrimiento del concreto expuesto al agua	5.00 cm

Tabla 21. *Constantes de Diseño para la modelación de la estructura.*

A continuación, se presentan dimensiones y secciones correspondientes a esta estructura:

Datos de Diseño – Tanque de Almacenamiento	
Dimensiones Totales de la estructura	3.00m x 3.00m
Altura o profundidad total	2.35 m
Espesor de paredes o muros interiores y exteriores	0.25 m
Espesor de losa de fondo de la estructura	0.25 m
Espesor de losa superior de la estructura	0.30m

Tabla 22. *Datos de diseño de la estructura.*

El análisis fue realizado mediante modelación matemática con el programa MIDAS GEN (Modeling, Integrated Desing & Analysis Software).

22.1. Reacciones de la Estructura

Se analizó la estructura para identificar las reacciones máximas transmitidas a la placa de concreto de soporte, la siguiente figura muestra la distribución de las reacciones bajo la estructura.

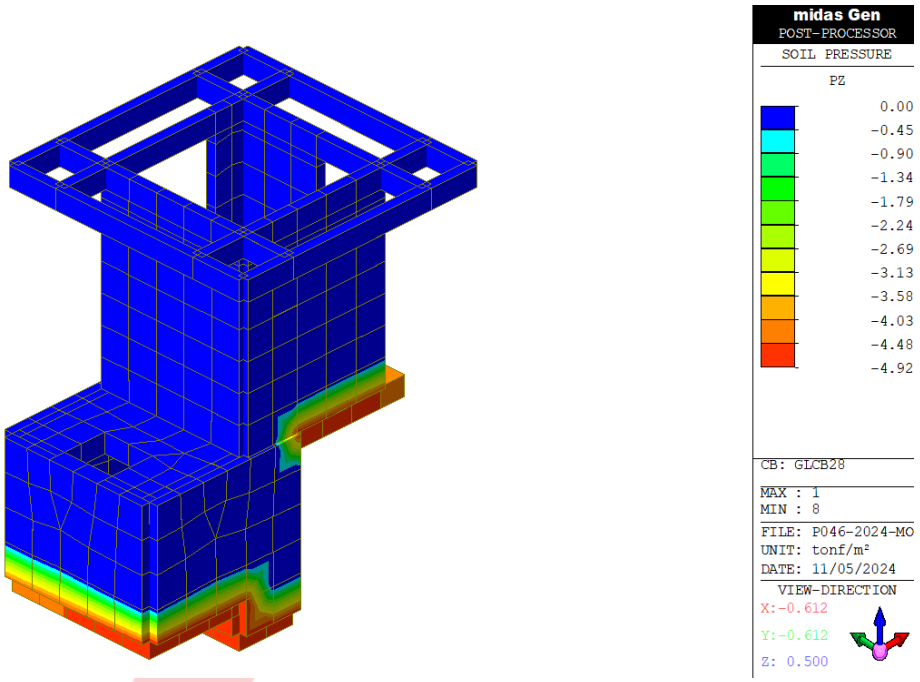


Figura 64. *Presiones de contacto de estructura.*

El esfuerzo de la estructura es de 4.92 ton/m^2 lo cual es menor a la capacidad máxima de 15.20 ton/m^2 según el estudio de suelos (Cumple).

22.2. Verificación de Flotación debido a Subpresión

A continuación, para el completo cumplimiento se realiza el chequeo o verificación de flotación debido a subpresiones para esta estructura ambiental que conforma este proyecto:

Verificación de Flotación	
Estructura	**Tanque de Almacenamiento**
Área Total (m²)	9.00
Profundidad de Desplante (m)	2.05
Peso Específico del Agua, γw (ton/m³)	1.00
Empuje de Flotación (ton)	**18.45**
Peso Propio de la Estructura (ton)	32.98
Verificación	**Cumple**

Tabla 23. *Verificación de Flotabilidad debido a Subpresiones.*

Se chequea obteniendo que sí se cumple con la verificación por flotación. Por lo cual, la estructura no flotará (Cumple).

22.3. Desplazamientos Esperados

Se revisaron los desplazamientos esperados para garantizar que sean los mínimos posibles. De esta manera, en las siguientes gráficas se presentan los desplazamientos donde se evidencian las coordenadas de los puntos que se desplazan para determinar la ubicación y dirección de cómo se distorsionará la estructura analizada.

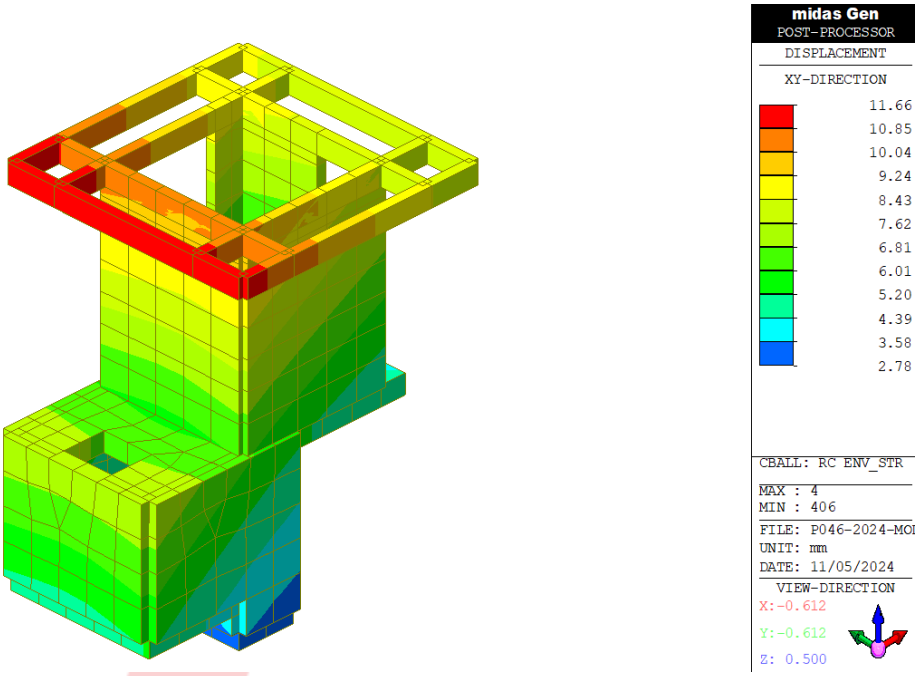


Figura 65. *Coordenadas de Desplazamiento de los Eje XY (mm).*

Además, en la siguiente gráfica se presentan los desplazamientos máximos para la condición crítica a la que es sometida la estructura.

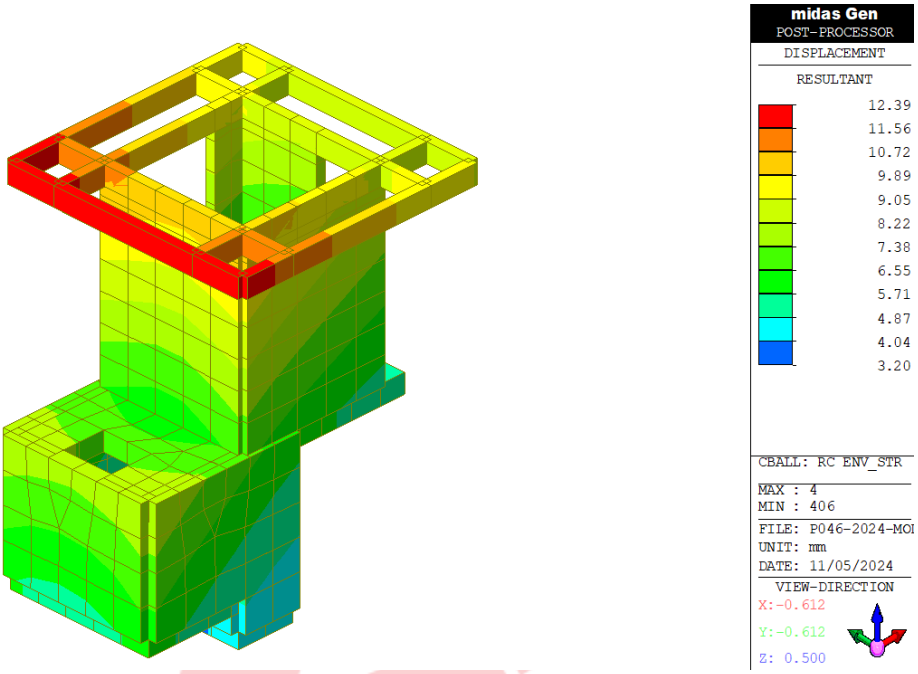


Figura 66. *Deformaciones totales por condición crítica (mm).*

22.4. Fuerzas actuantes en los Elementos

Se comprueba que el mayor esfuerzo cortante de la estructura resulte inferior o igual al máximo admisible del concreto.

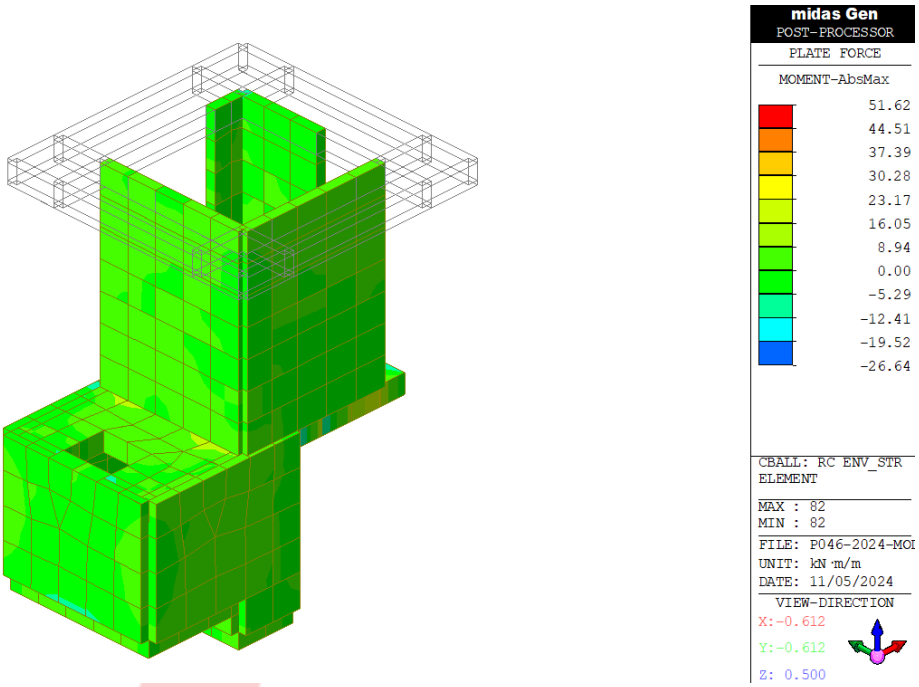


Figura 67. *Momentos actuantes para combinaciones críticas.*

22.5. Chequeo de Esfuerzos Cortantes

Se comprueba que el mayor esfuerzo cortante de la estructura resulte inferior o igual al máximo admisible del concreto.

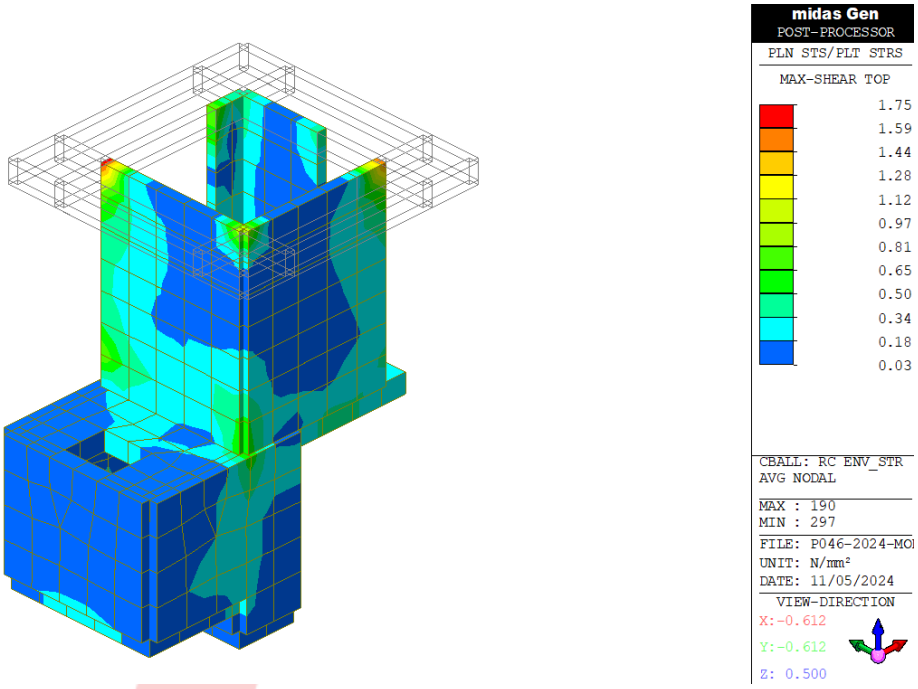


Figura 68. *Esfuerzos cortantes para combinaciones críticas.*

Esfuerzo máximo a cortante de 1.75 MPa menor al esfuerzo del concreto. Para este caso 28.00 MPa.

22.6. Chequeo por Flexión en las Paredes

Se comprueba que los esfuerzos máximos permitidos no sean superados en nuestro diseño.

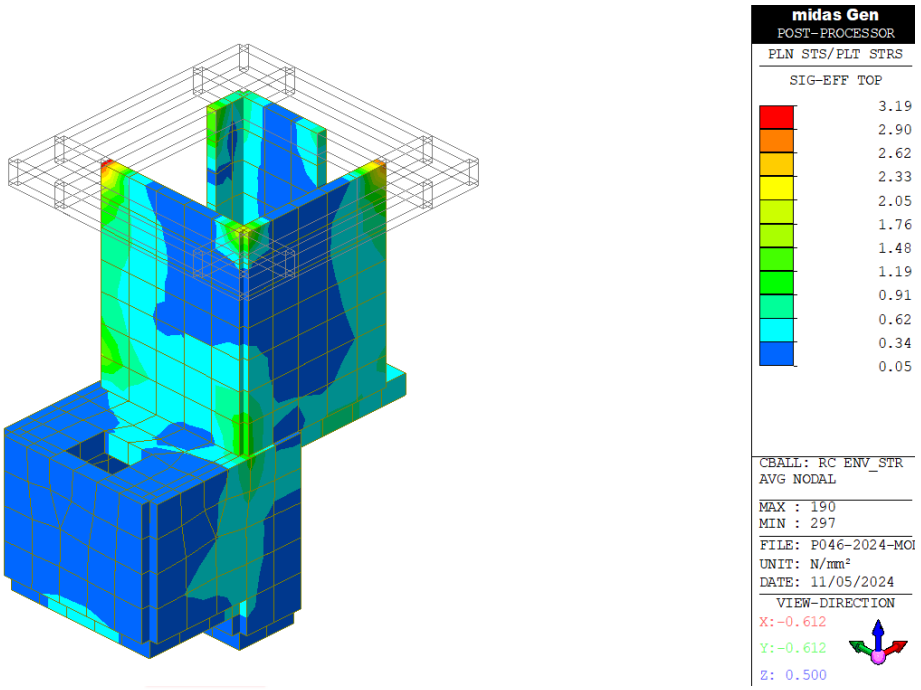


Figura 69. *Esfuerzos máximos a flexión para combinaciones críticas.*

Esfuerzo máximo a flexión de 3.19 MPa menor al esfuerzo del concreto. Para este caso 28.00 MPa.

23. RESULTADOS DEL DISEÑO

Del análisis realizado se obtuvieron los datos para el diseño de cada uno de los elementos que conforman la estructura principal, los resultados son mostrados en los planos estructurales. En el anexo se presenta los resultados del diseño de vigas, muros y losas.

23.1. Diseño de Muros

Para cada elemento se evaluaron los resultados de momentos y cortantes productos del análisis para sí calcular las áreas de refuerzo requeridas, como ejemplo se muestra el siguiente diagrama:

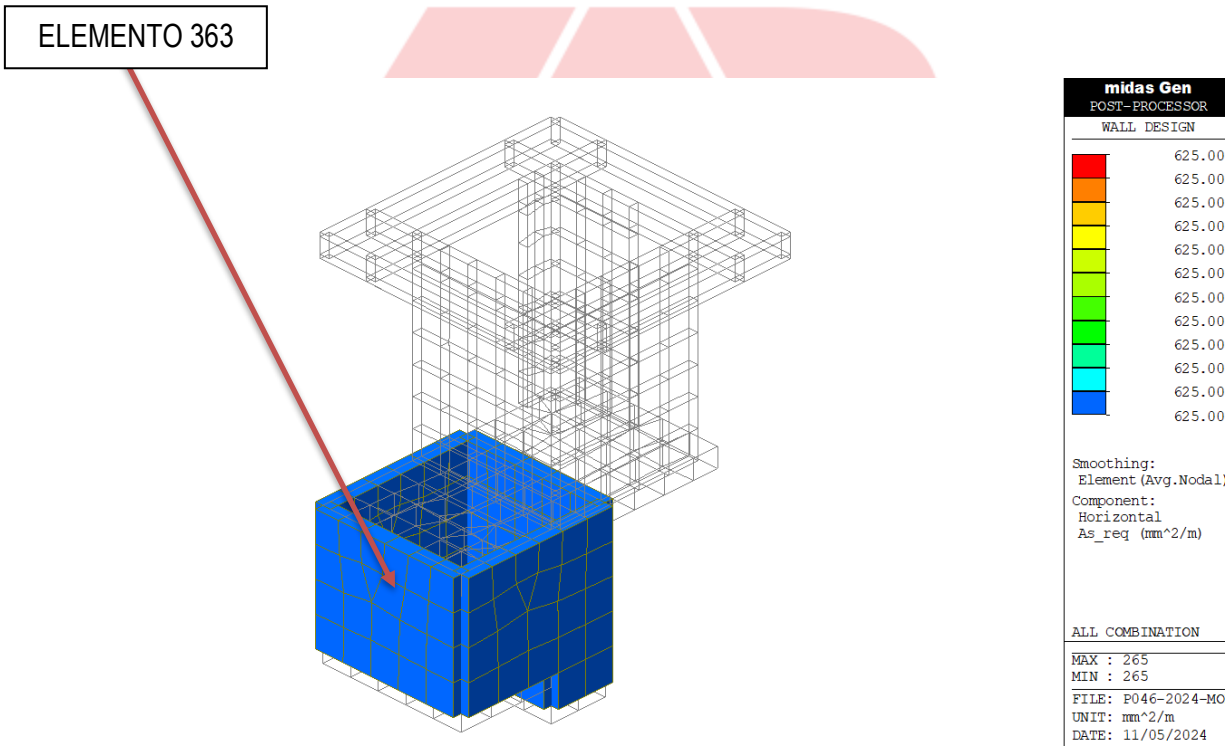


Figura 70. *Diseño de Muros.*

23.2. Diseño de Losas

Para cada elemento se evaluaron los resultados de momentos y cortantes productos del análisis para sí calcular las áreas de refuerzo requeridas, como ejemplo se muestra el siguiente diagrama:

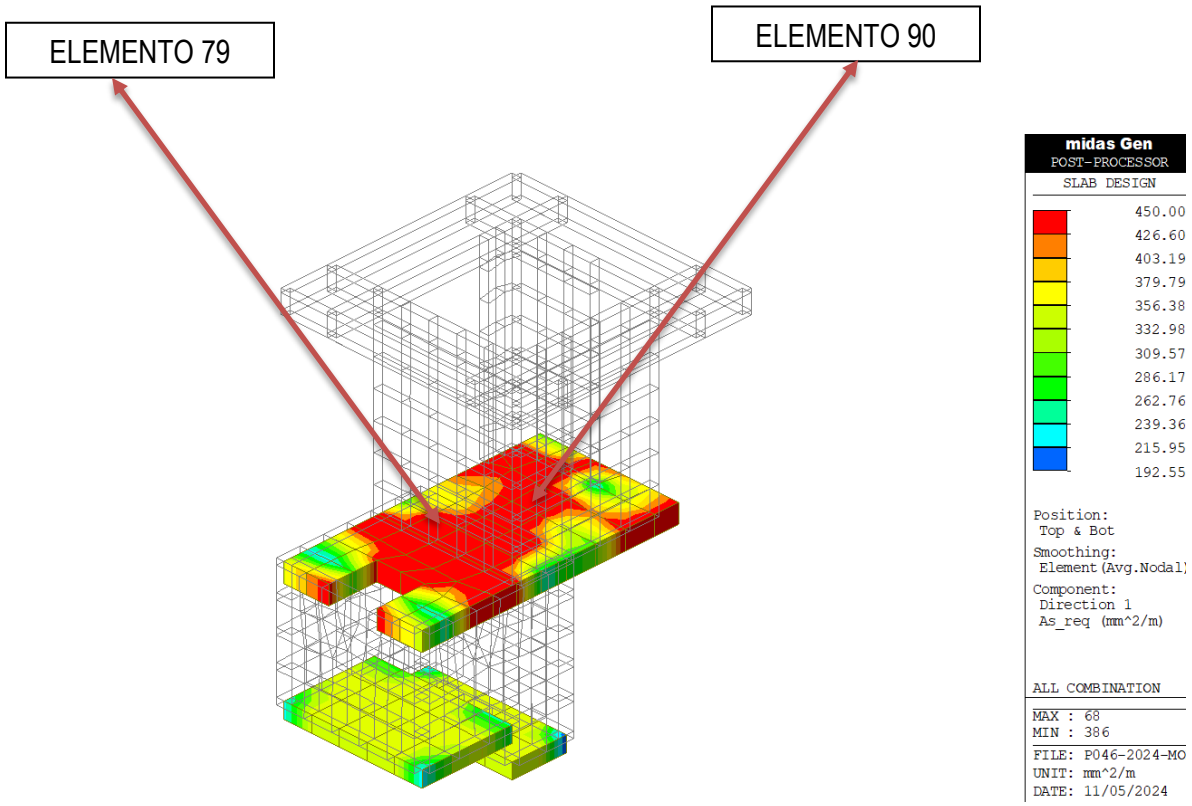


Figura 71. *Diseño de Losas.*

23.3. Chequeo de Cuantía

Para cada elemento se realizó la verificación de la cuantía requerida para los elementos que componen la estructura.

LOSA		
Espesor	0.250	m
Recubrimiento	0.075	m
d	0.175	m
Cuantia minima	0.0033	
As minima	577.500	mm2/m
Cuantia Tb C.23-C.7.12.2.1	0.0030	
As - Tb C.23-C.7.12.2.1	525.00	mm2/m
Cuantia Requerida	**0.0026**	
As Requerida	450.00	mm2/m
Colocar	577.50	mm2/m
Cuantía utilizada #5c./	**0.20**	**m**

Tabla 24. *Chequeo de Cuantía (Losa).*

Se obtuvo un valor de refuerzo máximo para el diseño de la losa de esta estructura (#5 c./0.20m).

MURO		
Espesor	0.250	m
Recubrimiento	0.075	m
d	0.175	m
Cuantia minima	0.0022	
As minima	385.000	mm2/m
Cuantia Tb C.23-C.7.12.2.1	0.0030	
As - Tb C.23-C.7.12.2.1	525.00	mm2/m
Cuantia Requerida	**0.0036**	
As Requerida	625.00	mm2/m
Colocar	625.00	mm2/m
Cuantía utilizada #5c./	**0.20**	**m**

Tabla 25. *Chequeo de Cuantía (Muros).*

Se obtuvo un valor de refuerzo máximo para el diseño de los muros de esta estructura (#5 c./0.20m).

23.4. Chequeo de Volcamiento de Estructura

VOLCAMIENTO

F.S.V	2.00	-
Mw	2.65	kN*m
Mr	30.32	kN*m
Mc	12.39	kN*m
Mi	5.56	kN*m
Me	3.54	kN*m
Mb	40.63	kN*m

Mresitente	289.73	kN*m	Cumple

Donde M_b momento de volcamiento producido por la acción dinámica del agua debe ser menos al momento resistido (Cumple).

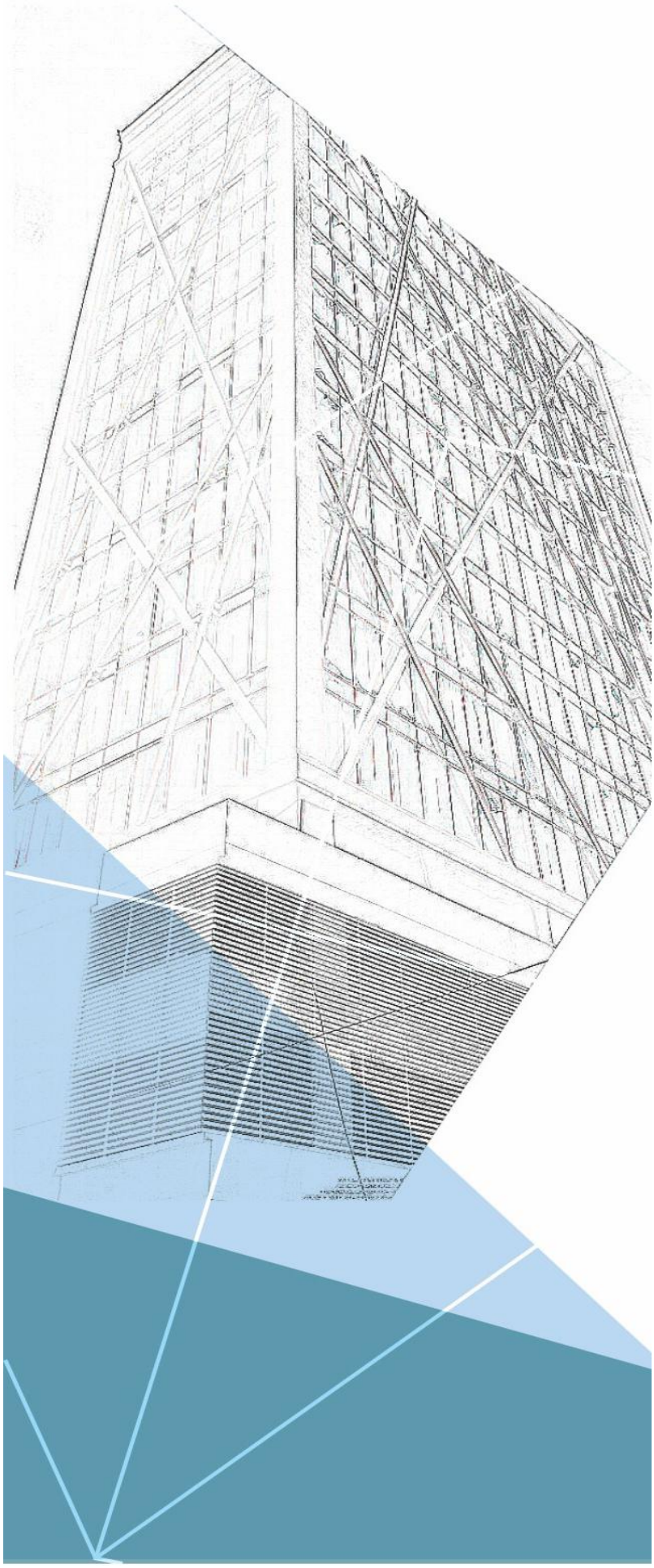
24. ANEXOS

A continuación, se lista los anexos del presente documento para los **Módulos 1 (Camerinos) y 2 (Locales)** que conforman la estructura en general:

0. Datos de Entrada.
1. Resultados del Análisis.
2. Análisis Sísmico.
  2.1. Frecuencia y Modos de Vibración.
3. Análisis de Viento.
4. Estimación de Irregularidades.
5. Derivas.
6. Estabilidad.
7. Diseño de Cimentaciones.
8. Diseño de Vigas.
9. Diseño de Columnas.
10. Diseño de Losas.
11. Diseño de Elementos No Estructurales.

Ahora, se lista los anexos del presente documento para la estructura del **Módulo 3 (Tarima)**:

1. Anexo de Análisis Sísmico.
2. Anexo de Análisis de Viento.
3. Anexo de Fuerzas en los Elementos.
4. Anexo de Esfuerzos en los Elementos.
5. Anexo de Estimación de Irregularidades.
6. Anexo de Diseño de Elementos Metálicos.
7. Anexo de Diseño de Cimentaciones.
8. Anexo de Diseño de Pedestal.
9. Anexo de Diseño de Placa Base.
10. Anexo de Diseño de Correas.



……

P-Delta Ingeniería Estructural S.A.S

Sociedad de profesionales con más 20 años de experiencia en el mercado nacional e internacional.

Estamos orientados al servicio del cálculo de todo tipo de estructuras, construcción de obras civiles, consultoría de ingeniería, revisión estructural, evaluaciones técnicas e ingeniería estructural en diseños de hormigón armado, estructuras metálicas, elementos prefabricados y madera, en las áreas inmobiliaria, habitacional, industrial y comercial.

……

Contacto

Barrio Manga 4ta Av. N°25-13 Ed. BRP Tower Ofc. 10-01 Cartagena – Colombia

(5) 6436539 Cel.: 3015271827

oguzman@pdeltaie.com

www.pdeltaie.com

ANEXOS – MÓDULO 1
(CAMERINOS)

Ver documentos digitales

ANEXOS – MÓDULO 2
(LOCALES)
Ver documentos digitales

ANEXOS – MÓDULO 3

(TARIMA)

Ver documentos digitales

ANEXOS – MÓDULO 4
(MURO DE CONTENCIÓN PERIMETRAL)

Ver documentos digitales

ANEXOS – MÓDULO 5
(TANQUE DE ALMACENAMIENTO Y CUARTO DE BOMBAS)

Ver documentos digitales