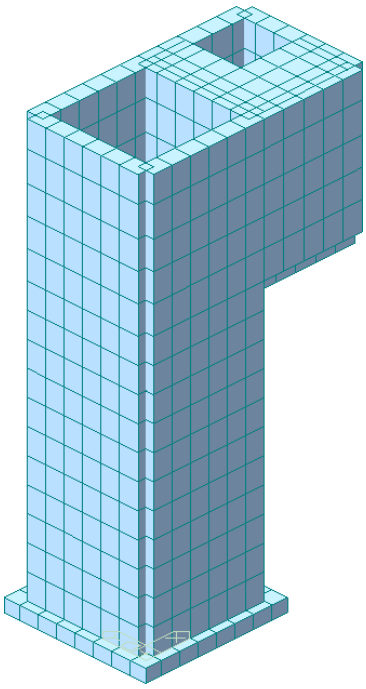
CONTRATO No 34-14-14-0921 de 2025

ELABORACIÓN DE ESTUDIOS Y DISEÑOS DE INGENIERIA DE DETALLE PARA LA ACTUALIZACION DE LA SOLUCION DEFINITIVA DE LOS SISTEMAS DE RECOLECCION, TRANSPORTE Y TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN LOS CORREGIMIENTOS DE GUACHINTE Y SAN ISIDRO

REFERENCIA: ESTACIÓN DE BOMBEO DE AGUA RESIDUAL PARA LA EXTENSIÓN DE REDES DE ALCANTARILLADO DE LA VEREDA EL GUABAL



DMG INGENIEROS SAS

Jamundí, julio 2026

INDICE DE MODIFICACIONES

Índice de Revisión	Fecha de modificación	Observaciones
0	Julio 23 de 2026	Original, Emitido para revisión

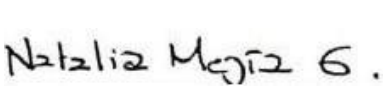
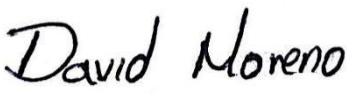
ELABORÓ	ELABORÓ	APROBÓ
		
Ing. Fredy Chates Especialista en Geotecnia Especialista en estructuras M.P. 76202-362722 VLL	Ing. Natalia Mejia González M.P. 171037-0592813 VLL	Ing. David Moreno Ingeniero de proyectos M.P 061037-0685329 CAU

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN Y ALCANCE. 5
1.1. GENERALES 5
1.2. UNIDADES DE DISEÑO. 5
1.3. SOFWARE UTILIZADO. 5
2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO. 5
2.1. LOCALIZACIÓN 5
2.2. TIPO DE OBRA. 5
2.3. SISTEMA ESTRUCTURAL 6
2.4. CIMENTACIÓN 6
3. DATOS DE ENTRADA 6
3.1. PLANTAS Y ALZADAS DISEÑO HIDRAULICO 6
3.2. METODO DE DISEÑO 8
3.3. METODO DE ANÁLISIS. 8
3.4. MATERIALES. 8
3.4.1. CONCRETO 8
3.4.2. ACEROS DE REFUERZO 8
3.5. AVALUO DE CARGAS 9
3.5.1. Empujes de tierra 10
3.5.2. Empujes hidrostáticos 11
3.5.3. Carga viva vehicular 16
4. COMBINACIONES DE CARGA 21

5. ESQUEMAS DE MODELO 23

6. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 27

6.1. PRESION DE CONTACTO 27

6.2. VERIFICACIÓN DISEÑO DE LOSAS Y MUROS 28

6.3. VERIFICACIÓN DE FLOTABILIDAD 60

6.4. MENSULAS DE CAJAS DE LIMPIEZA 62

ANEXO 1 REVISION DE ANCLAJES 65

ANEXO 2 CHEQUEO DE GANCHO 67

1. INTRODUCCIÓN Y ALCANCE.

1.1. GENERALES.

El presente documento contiene los criterios de diseño que se siguieron para el cálculo estructural del proyecto denominado ESTACION DE BOMBEO DE AGUA RESIDUAL EL GUABAL, ubicado en el municipio de Jamundí, en el departamento del Valle del Cauca. El presente informe se realiza de acuerdo con todos los requisitos por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, el Decreto 926 del 19 de marzo de 2010, el Decreto 092 del 17 de enero de 2011, el Decreto 340 del 13 de febrero de 2012, el Decreto 945 del 5 de junio de 2017.

1.2. UNIDADES DE DISEÑO.

Este memorial contempla una unidad estructural, compuesta por el pozo de bombeo y la caja.

1.3. SOFWARE UTILIZADO.

Para el análisis y diseño estructural se usó el software MIDAS GEN (Sistema integrado de diseño para edificios y estructuras en general) desarrollado por MIDASoft y licenciado para INGPRES SAS, el cual calcula los esfuerzos en los elementos que conforman la edificación mediante el método de elementos finitos y análisis dinámico tridimensional.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

2.1. LOCALIZACIÓN.

El proyecto está localizado en el municipio de Jamundí, Valle del Cauca.

2.2. TIPO DE OBRA.

Unidades operativas de alcantarillado, grupo de uso IV- Edificaciones indispensables para compartimentos en concreto.

2.3. SISTEMA ESTRUCTURAL.

El sistema estructural propuesto para el pozo de bombeo y la caja son muros y losas de concreto reforzado que cumplen con el articulo C.23 de la NSR-10 (Tanques y estructuras de ingeniería ambiental de concreto).

2.4. CIMENTACIÓN.

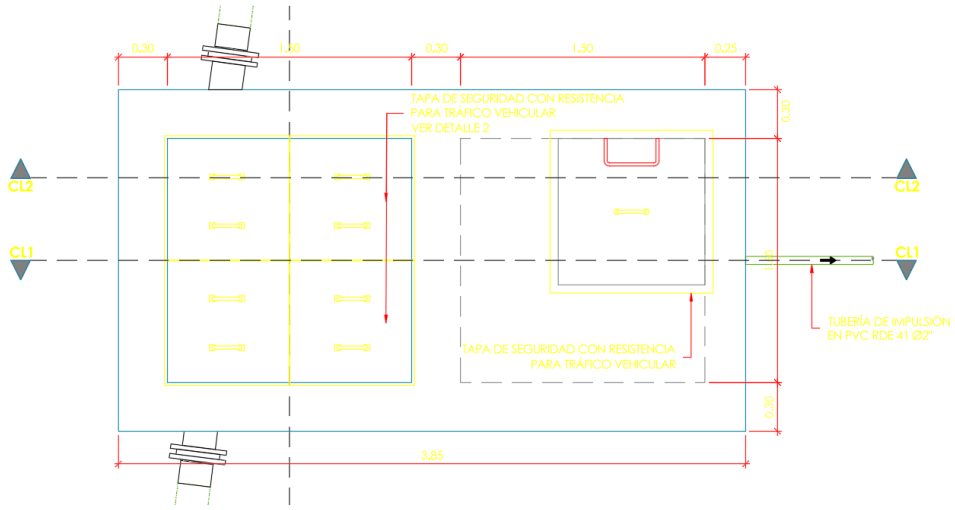
La cimentación está compuesta por losa de cimentación con una capacidad portante de 2.34 tonf/m2 establecido en el estudio de suelos realizado por el Ingeniero Fredy Chates.

3. DATOS DE ENTRADA.

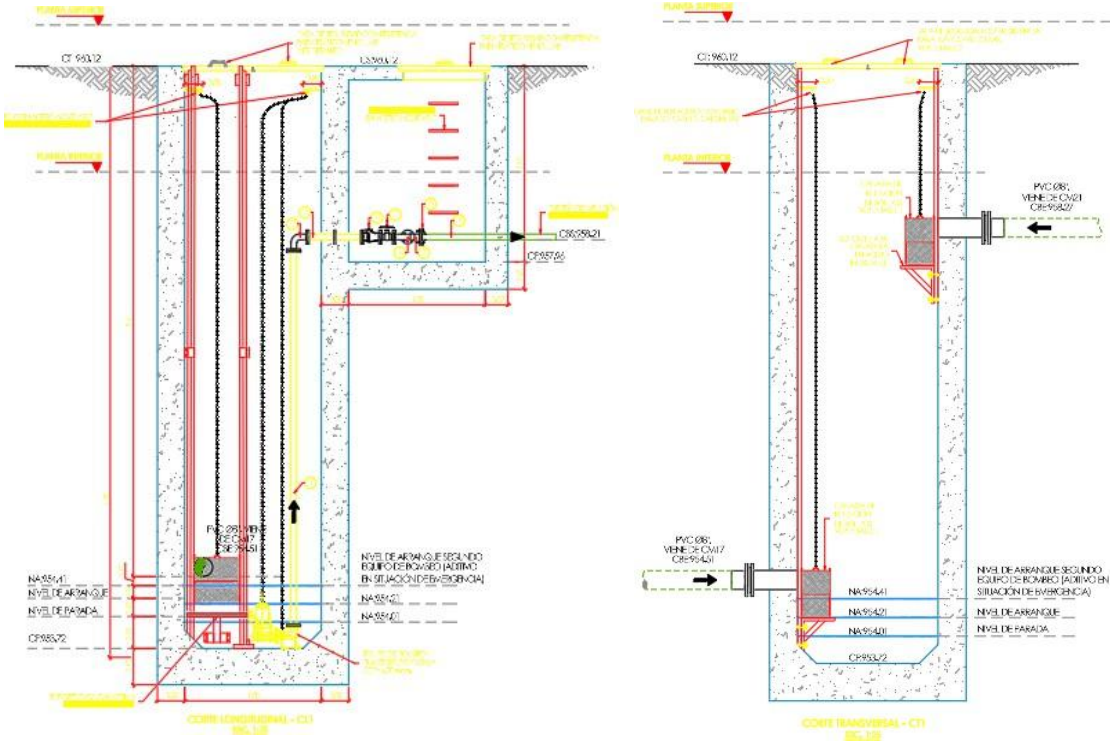
Se tienen como datos de entrada las plantas, alzadas y detalles arquitectónicos que se relacionan a continuación:

3.1. PLANTAS Y ALZADAS DISEÑO HIDRAULICO.

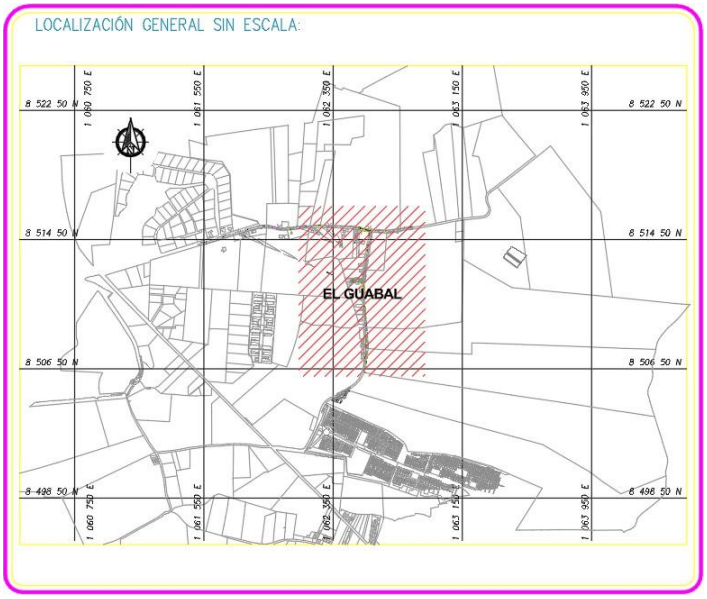
PLANTA TRAMPA DE POZO DE BOMBEOS



ALZADAS DE POZO DE BOMBEO



LOCALIZACIÓN GENERAL DEL ALCANTARILLADO



3.2. METODO DE DISEÑO.

Se realizó el diseño mediante el Método Estado Límite de Resistencia, donde se consideran las últimas solicitaciones de cargas mayoradas para los elementos estructurales, y se evalúan los límites de servicio y resistencia conforme a los parámetros descritos en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10).

3.3. METODO DE ANÁLISIS.

Para el análisis de la estructura, se utilizó el método de análisis de resistencias de acuerdo con lo dispuesto para la resistencia sísmica en el capítulo C.21 y los requisitos del diseño sismo resistente de estructuras ambientales dados en el apéndice A-1 del Título A y lo establecido en el capítulo C.23 de la NSR-10.

3.4. MATERIALES.

3.4.1. CONCRETO.

Elementos estructurales de concreto:	
Resistencia a la compresión (f'c) =	28 MPa
Módulo de elasticidad (Ec) =	24870 MPa
Relación de Poisson =	0.2

3.4.2. ACEROS DE REFUERZO.

Varillas de acero corrugado:	
Módulo de elasticidad (Es) =	200000 MPa
Resistencia a la fluencia (fy) =	420 MPa
Resistencia a la rotura (fu) =	550 MPa
Relación de Poisson =	0.2
Mallas electro soldadas y grafiles:	
Resistencia a la fluencia (fy) =	485 MPa
Resistencia a la rotura (fu) =	550a

3.4.3. ACERO ESTRUCTURAL.

DESCRIPCION	ESPECIFICACION	ESFUERZO DE FLUENCIA Fy [kg/cm^2]	ESFUERZO DE ROTURA Fu [kg/cm^2]
PERFILES LÁMINADOS: IPE	ASTM A572 GRADO 50	3515	4570
PLATINAS ANCLAJE IPE	ASTM A572 GRADO 50	3515	4570
ANCLAJE EPOXICO	ASTM F593 GRUPO 2 CONDICION A	2450	4077
ANGULO	AISI 304	2450	4570
BARRA ANCLAJE	ASTM A193 B8	7385	4570

3.5. AVALUO DE CARGAS

Para analizar la estructura se procedió a incluir los siguientes casos de carga:

Peso propio (D), corresponde al peso propio de la estructura el cual se calcula empleado un peso de 2.40t/m3 para el concreto.

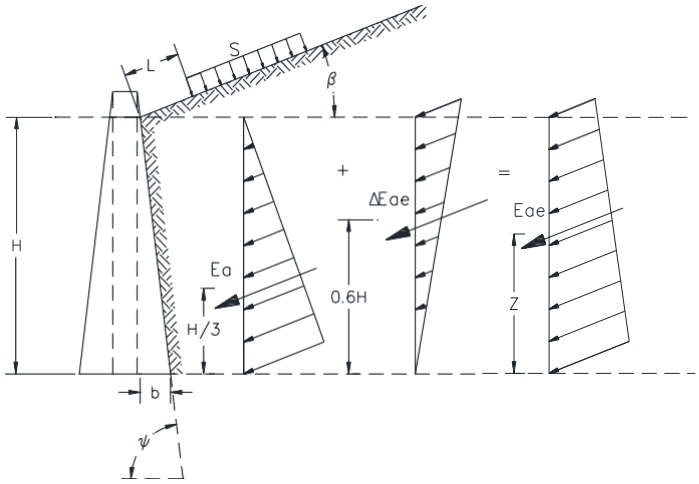
Carga viva vehicular corresponde a la carga que se trasmites a la estructura debido al tráfico vehicular, puesto que el tanque se ubica en una vía, para el avaluó de esta carga se toma en cuenta lo que se plantea en la Norma colombiana de puentes CCP-14.

Empuje horizontal de relleno (H) y empuje por sismo (EH), corresponde al efecto de empuje horizontal de suelo sobre los muros, se calculó empleado los parámetros del estudio de suelos como sigue

Presión de fluido (FP) corresponde al efecto de empuje horizontal y vertical hidrostático que se da en condiciones normales de funcionamiento, resultado de multiplicar el peso unitario del fluido por la profundidad.

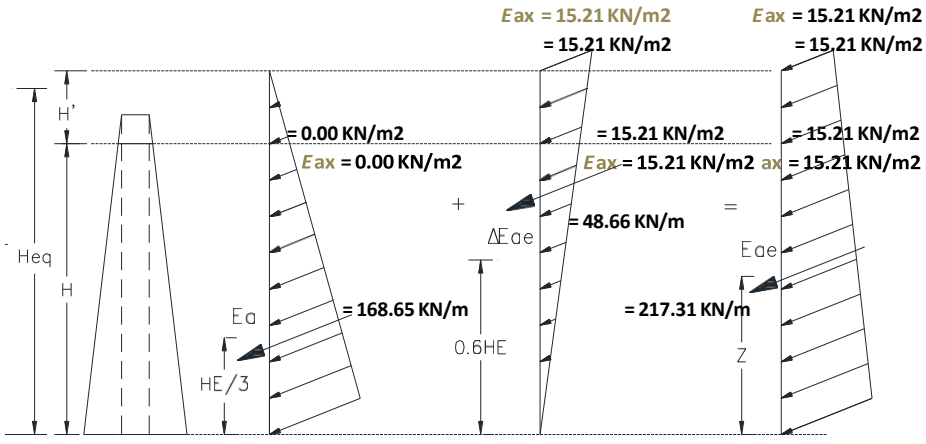
Componentes convectivas (Pc), impulsivas (Pi), e inerciales (Pw) del fluido corresponde al efecto del comportamiento del fluido durante un sismo, se calculan como se muestra a continuación:

3.5.1. Empujes de tierra



H = 6.40 m	Ka = 0.45	PGA= 0.30	CCP-14 Fig. 3.10.2.1-1
b = 0.00 m	Kp = 2.20	F_{pga}= 1.20	CCP-14 Tabla. 3.10.3.2-1
γ_s =18.10KN/m3	ψ = 90.00 °	A_s= 0.36	
β = 0.00 °	δ = 11.00 °		
ϕ = 22.00 °	S = 0.00 KN/m2 (Filtros)	Sobrecarga	H' = 0.00 m
			L = 0.00 m
	K_0 = 0.63		Heq = 6.40 m

$C_{s\,h}$= 0.18	Kas = 0.60
$C_{s\,v}$= 0.10	ΔEas = 48.66 KN/m
θ= 11.26 °	Brazo = 4.27



3.5.2. Empujes hidrostáticos.

CATEGORÍA Y CLASE DE EXPOSICIÓN (TABLA C.23-C.4.2.1) REQUISITOS (TABLA C.23-C.4.3.1)

CATEGORÍA	SEVERIDAD	CLASE	A/C max	f'c min	CEMENTO
CONGELAMIENTO (F)	NO ES APLICABLE	F0	0.42	**28.00MPa**	ASTM C150 TIPO V
SULFATOS (S)	NO ES APLICABLE	S1			
PERMEABILIDAD (P)	NO ES APLICABLE	P1			
CLORUROS (C)	NO ES APLICABLE	C0			
QUIMICOS (Q)	NO ES APLICABLE	Q0			

De acuerdo a C.23-C.4.5.1 el concreto expuesto al agua o aguas residuales o a suelos que contegan sulfatos debe cumplir con los requisitos de la tabal C.23-c.4.3.1 o debe ser fabricado con un cemento que produzca resistencia a los sulfatos y que cumpla con la relacion agua/material cementante y la resistencia minima a compresion dada en la Tabla C.23-C.4.4.1

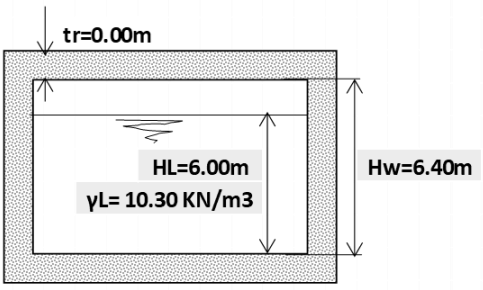
ESPECIFICACIONES DE MATERIALES

CONCRETO **f'c= 28.00N/mm2** **Ec= 24870.06N/mm2**
ACERO **fy= 420.00N/mm2** **Ey= 200000.00N/mm2**

AVALÚO DE CARGAS

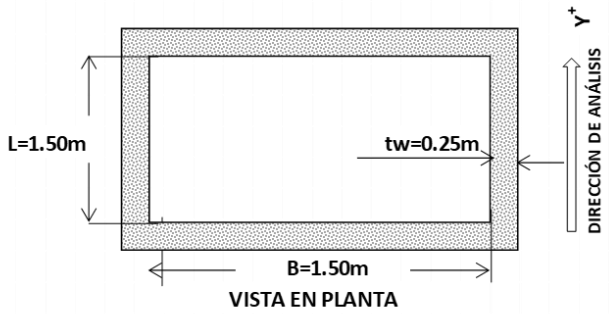


VISTA EN PLANTA



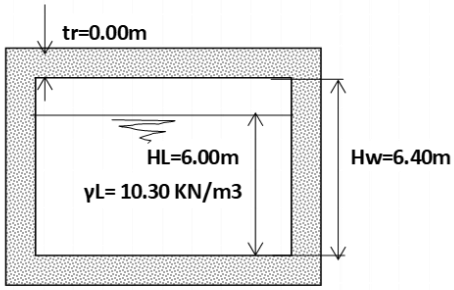
VISTA EN ALZADA

SISMO FLUIDO



VISTA EN PLANTA

γc= 24.00KN/m3
f'c= 28.00N/mm2
Ec= 24870.06N/mm2
g= 9.81m/sec2



VISTA EN ALZADA

A_a= 0.25	Estudio de suelos	
A_v= 0.25	Estudio de suelos	
F_a= 1.30	Estudio de suelos	
F_v= 1.90	Estudio de suelos	

PARÁMETROS SÍSMICOS

PGA= 0.30	CCP-14 Fig. 3.10.2.1-1	I= 1.50	ACI-350.3 Tab. 4.1.1(a)
Ss= 0.94	AIS 180-13 pág 83. o Formulacion	R_i= 2.00	ACI-350.3 Tab. 4.1.1(b)
S1= 0.45	AIS 180-13 pág 84.	R_c= 1.00	ACI-350.3 Tab. 4.1.1(b)
F_a= 1.50	AIS 180-13 Tabla 11.4-1	S_{DS}= 0.81	0.81
F_v= 2.20	AIS 180-13 Tabla 11.4-2	S_{D1}= 0.57	0.57

Cálculo del peso equivalente para las componentes de W_i impulsivo y W_c convectivo:

W_L = 139.06 KN L/H_L =0.25 W_W = 268.80 KN W_r = 0.00 KN

W'_w = 134.40 KN $\varepsilon = \left[0.0151\left(\frac{L}{H_L}\right)^2 - 0.1908\left(\frac{L}{H_L}\right) + 1.021\right] \leq 1.0$ ε =0.97

$$W_i = W_L * \frac{\tanh\left[0.866\left(\frac{L}{H_L}\right)\right]}{0.866\left(\frac{L}{H_L}\right)} = 0.98WL = 136.92\ KN$$ ACI 350.3-06, Eq 9-1

$$W_c = W_L * 0.264\left(\frac{L}{H_L}\right)\tanh\left[3.16\left(\frac{H_L}{L}\right)\right] = 0.07WL = 9.18\ KN$$ ACI 350.3-06, Eq 9-2

Cálculo de la altura del centro de gravedad para componentes impulsivos h_i y convectivos h_c (Presión Basal Excluida):

For tanks with $\frac{L}{H_L} < 1.333$ $\quad \frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375\left(\frac{L}{H_L}\right)$

For tanks with $\frac{L}{H_L} \geq 1.333$ $\quad \frac{h_i}{H_L} = 0.375$

h_i= = 2.86 m ACI 350.3-06, Eq 9-3 & Eq 9-4

$$h_c = H_L * [\,1 - \frac{\cosh\left[3.16\left(\frac{H_L}{L}\right)\right] - 1}{3.16\left(\frac{H_L}{L}\right)\sinh\left[3.16\left(\frac{H_L}{L}\right)\right]}\,] \quad = 5.53 \text{ m}$$ ACI 350.3-06, Eq 9-5

Cálculo de la altura del centro de gravedad para componentes impulsivos hi y convectivos hc (Presión Basal Incluida):

For tanks with $\frac{L}{H_L} < 0.75$ $\quad \frac{h_i'}{H_L} = 0.45$

For tanks with $\frac{L}{H_L} \geq 0.75$ $\quad \frac{h_i'}{H_L} = \frac{0.866\left(\frac{L}{H_L}\right)}{2 \times \tanh\left[0.866\left(\frac{L}{H_L}\right)\right]} - \frac{1}{8}$

h_i'= = 2.30 m ACI 350.3-06, Eq 9-6 & Eq 9-7

$$\frac{h_c'}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.16\left(\frac{H_L}{L}\right)\right] - 2.01}{3.16\left(\frac{H_L}{L}\right)\sinh\left[3.16\left(\frac{H_L}{L}\right)\right]}$$

h_c'= = 5.53 m ACI 350.3-06, Eq 9-8

Cálculo del período fundamental de oscilación del tanque para componentes impulsivos de T_i y T_c convectivo:

$m_w = H_w \frac{t_w}{10^3}\left(\frac{\gamma_c}{g}\right)$ = 3.91 t $\quad m_i = \left(\frac{W_i}{W_L}\right)\left(\frac{L}{2}\right)H_L\left(\frac{\gamma_L}{g}\right)$ = 4.65 t $\quad m = m_W + m_i$ = 8.57 t

$h_w = H_w/2$ = 3.20 m $\quad h = \frac{(h_w m_w + h_i m_i)}{(m_w + m_i)}$ = 3.02 m

$k = \frac{E_c}{4 \times 10^6}\left(\frac{t_w}{h}\right)^3$ = 3544.62 KN/m $\quad T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}$ = 0.31 s

$\lambda = \sqrt{3.16 g \tanh\left[3.16\left(\frac{H_L}{L}\right)\right]}$ = 5.57 $\quad T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right)\sqrt{L}$ = 1.38 s

Cálculo de la fuerza impulsiva lateral total P_i y la fuerza convectiva P_c

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.70\ s$$

For $T_I \le T_S$

$$C_i = S_{DS}$$

For $T_i > T_S$

$$C_i = \frac{S_{D1}}{T_i} \le S_{DS}$$

Ci = 0.81

For $T_c \le 1.6/T_s$ seconds

$$C_c = \frac{1.5S_{D1}}{T_c} \le 1.5S_{DS}$$

For $T_c > 1.6/T_s$ seconds

$$C_c = 6\frac{0.4S_{DS}}{T_c^2} = \frac{2.4S_{DS}}{T_c^2}$$

Cc = 0.62

De acuerdo con el AIS180-13 sección 7.7.3, para Colombia C_c debe reemplazarse por S_{aco} según indica la sección 7.6.1 de dicho socumento

Para $T_{co} \le T_L$: **Con Tco=Tc** = 1.38 s **TL=2.4Fv** = 5.28 s

$$S_{aco} = \frac{1.8A_vF_vI}{T_{co}} \le 3.75A_aF_aI$$

Saco = 1.07

Se ópta por Cc = 1.07

Para $T_L < T_{co}$:

$$S_{aco} = \frac{1.8A_vF_vIT_L}{T_{co}^2}$$

$$P_w = C_iI\left[\frac{\varepsilon W_w}{R_i}\right] = 159.58\ KN \qquad P_w' = C_iI\left[\frac{\varepsilon W_w'}{R_i}\right] = 79.79\ KN$$

$$P_r = C_iI\left[\frac{W_r}{R_i}\right] = 0.00\ KN \qquad P_i = C_iI\left[\frac{W_i}{R_i}\right] = 83.44\ KN$$

$$P_c = C_cI\left[\frac{W_c}{R_c}\right] = 14.79\ KN$$

Cálculo del momento y cortante basal

$$V = \sqrt{(P_i + P_w + P_r)^2 + P_c^2} = 243.47\ KN$$

$M_w = P_wh_w$ = 510.66 KN-m $M_r = P_rh_r$ = 0.00 KN-m

$M_i = P_ih_i$ = 238.58 KN-m $M_c = P_ch_c$ = 81.73 KN-m

$$M_b = \sqrt{(M_i + M_w + M_r)^2 + M_c^2} = 753.68\ KN\text{-m}$$

Distribución de fuerza dinámica sobre los muros perpendiculares al movimiento del suelo:

ytop=HL, yBottom=0

$$P_{iy} = \frac{\frac{P_i}{2}\left[4H_L - 6h_i - \left(6H_L - 12h_i\right)\left(\frac{y}{H_L}\right)\right]}{H_L^2} / B$$

Pi Top = 3.98 KN/m2

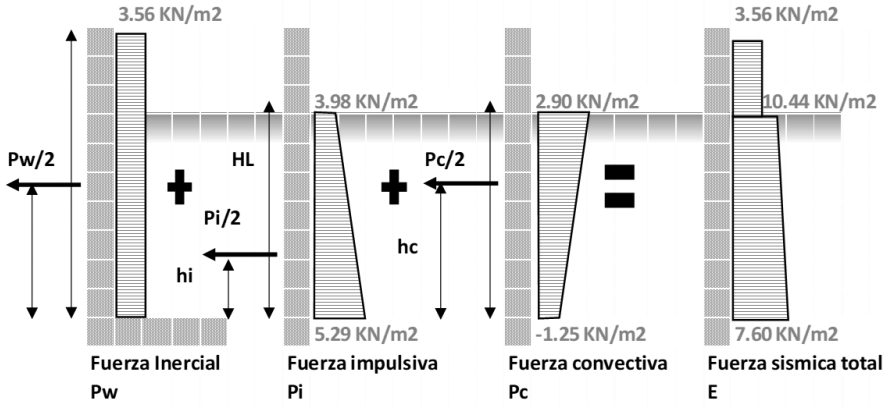
Pi Bottom = 5.29 KN/m2

$$P_{cy} = \frac{\frac{P_c}{2}\left[4H_L - 6h_c - \left(6H_L - 12h_c\right)\left(\frac{y}{H_L}\right)\right]}{H_L^2} / B$$

Pc Top = 2.90 KN/m2

Pc Bottom -= 1.25 KN/m2

$$P_w = \frac{P_w}{2\,(B + t_w)\,H_w}$$ = 3.56 KN/m2



Incremento de presiones hidrostaticas causadas por la excitación vertical del liquido

Aumento del peso unitario $\Delta\gamma_L = 0.5\ Aa\ Fa\ \gamma L$ = 1.93 KN/m3

Aumento **18.75%**

Incremento de presiones hidrostaticas causadas por la excitación vertical del liquido con Ct

Ct = 0.33

$\breve{U}_v$ = 0.163

ΔγL = = 1.67 KN/m3

Aumento **16.25%**

3.5.3. Carga viva vehicular

DATOS DE TANQUE

Cálculo del factor de interacción suelo-estructura

$\gamma_s := 18.1 \frac{kN}{m^3}$

$H := 0\ mm$ Profundidad de relleno sobre la alcantarilla

$t_w := 250\ mm$ Espesor de muros

$D_i := 1500\ mm$ Diámetro interior o tramo libre de la alcantarilla

$H_{ibox} := 6400\ mm$ Altura interna de la alcantarilla

$ts_{sup} := 100\ mm$ Espesro de losa superior

$ts_{inf} := 200\ mm$ Espesor de losa infeior

$B_c := D_i + 2 \cdot t_w = 2000.0\ mm$ Ancho total de la alcantarilla

$F_{e1} := 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{H}{B_c} \right) = 1.0000$

$F_{e2} := 1.15$

$Fe := \text{Min}\left(F_{e1} ; F_{e2} \right) = 1.0000$ Factor de interacción suelo-estructura

Presión de terreno en la parte superior de la alcantarilla

$EV := Fe \cdot \gamma_s \cdot H = 0.0000\ kPa$

SOBRECARGA POR CARGA VIVA (LS)

Carga lateral en la parte inferior de la alcantarilla

Se optiene la altura equivalente de terreno usando la Tabla 3.11.6.4-1 (interpolación si aplica)

$H_t := 6400\ mm$

Tabla 3.11.6.4-1 — Alturas equivalentes de suelo para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico

Altura del Estribo (mm)	h_{eq} (mm)
1500	1200
3000	900
≥ 6000	600

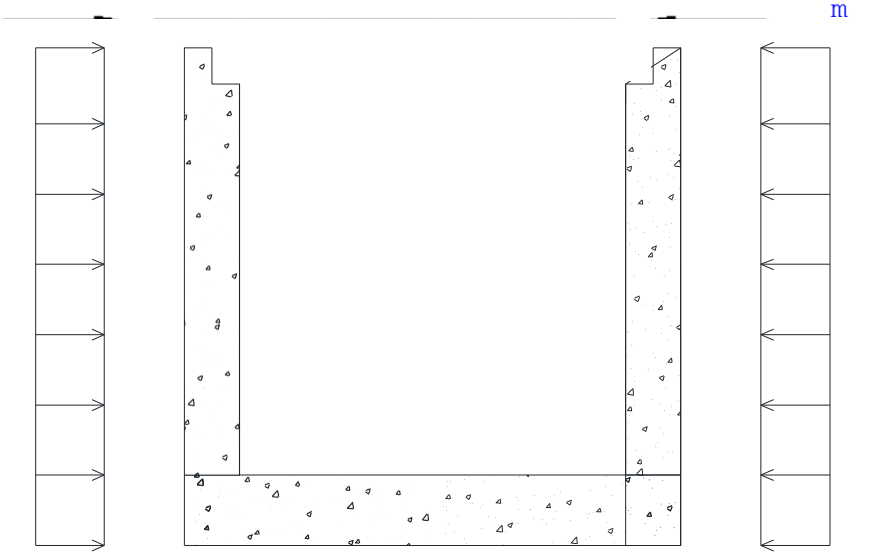
$Altura_{estribo} := \begin{bmatrix} 1500 \\ 3000 \\ 6000 \end{bmatrix}$ $h_{eqi} := \begin{bmatrix} 1200 \\ 900 \\ 600 \end{bmatrix}$

$$\text{linterp}\left(Altura_{estribo}; h_{eqi}; \frac{H_t}{mm}\right) mm = 560.00\ mm$$

$$h_{eq} := \text{linterp}\left(Altura_{estribo}; h_{eqi}; \frac{H_t}{mm}\right) mm = 560.00\ mm$$

$$LS_{inf} := k_0 \cdot \gamma_s \cdot h_{eq} = 646.40\ \frac{kgf}{m^2}$$

$$LS_{inf} = 6.3390\ \frac{kN}{m^2} \qquad LS_{inf} = 6.3390\ \frac{kN}{m^2}$$



CARGA VIVA (LL)

$LLDF := 1.15$ Factor de distribución de carga viva para estructuras enterradas, como se especifica en Tabla 3.6.1.2.6a-1

$S_w := 1800\ mm$ distancia entre ruedas medida sobre el eje de ruedas

$w_t := 510\ mm$ Ancho del parche de la rueda

$D_i = 1500.0\ mm$ Diámetro interior o tramo libre de la alcantarilla

$H = 0.00\ mm$ Profundidad de relleno sobre la alcantarilla

$l_t := 250\ mm$ Longitud del parche de la rueda

Trafico paralelo a la luz, camión de diseño

$S_a := 4270\ mm$ Distancia entre ejes

$$H_{int_t} := \frac{S_w - w_t - 0.06 \cdot D_i}{LLDF} = 1043\ mm$$ Profundidad de interacción rueda/eje transversal al tramo de la alcantarilla

$$H_{int_p} := \frac{S_a - l_t}{LLDF} = 3495.7\ mm$$ Profundidad de interacción rueda/eje paralela al tramo de la alcantarilla

$w_w :=$ if $H < H_{int_t}$ $= 600.00\ mm$ Ancho del parche de la carga viva en la profundidad H

$w_t + LLDF \cdot H + 0.06 \cdot D_i$

else

$w_t + S_w + LLDF \cdot H + 0.06 \cdot D_i$

$l_w :=$ if $H < H_{int_p}$ $= 250\ mm$ Longitud del parche de la carga viva en la profundidad H

$l_t + LLDF \cdot H$

else

$l_t + S_a + LLDF \cdot H$

$A_{LL} := l_w \cdot w_w = 1.50 \cdot 10^{5}\ mm^2$

$P := \frac{160}{2}\ kN = 80.0\ kN$ Carga viva aplicada en la superficie a todas las ruedas que interactúan

$D_E := H = 0.00\ mm$

$IM := 33 \cdot \left(1.0 - 4.1 \cdot 10^{-4} \cdot D_E \cdot \frac{1}{mm}\right) = 33.0$ Incremento por carga dinámica para estructuras enterradas

$m := 1.2$ Factor de presencia múltiple como se especifica en el articulo 3.6.1.1.2

$$P_L := \frac{P \cdot \left(1 + \left(\frac{IM}{100}\right)\right) \cdot m}{A_{LL}} = 851\ kPa \qquad P_L = 86800\ \frac{kgf}{m^2} \qquad P_L = 851\ \frac{kN}{m^2} \qquad P_L \cdot A_{LL} = 127.68\ kN$$

Trafico paralelo a la Luz, Támdem de diseño

$S_a := 1200\ mm$ Distancia entre ejes

$$H_{int_t} := \frac{S_w - w_t - 0.06 \cdot D_i}{LLDF} = 1043\ mm$$ Profundidad de interacción rueda/eje transversal al tramo de la alcantarilla

$H_{int_p} := \frac{S_a - l_t}{LLDF} = 826\ mm$ Profundidad de interacción rueda/eje paralela al tramo de la alcantarilla

$w_w := \text{if } H < H_{int_t}\ w_t + LLDF \cdot H + 0.06 \cdot D_i \text{ else } w_t + S_w + LLDF \cdot H + 0.06 \cdot D_i = 600\ mm$

$l_w := \text{if } H < H_{int_p}\ l_t + LLDF \cdot H \text{ else } l_t + S_a + LLDF \cdot H = 250\ mm$

$A_{LL} := l_w \cdot w_w = 1.50 \cdot 10^5\ mm^2$

$P := \frac{125\ kN}{2} = 62.5\ kN$

$D_E := H = 0.00\ mm$

$IM := 33 \cdot \left(1.0 - 4.1 \cdot 10^{-4} \cdot D_E \cdot \frac{1}{mm}\right) \cdot 0 = 0.00$

$m := 1$ Factor de presencia múltiple como se especifica en el articulo 3.6.1.1.2

$P_L := \frac{P \cdot \left(1 + \left(\frac{IM}{100}\right)\right) \cdot m}{A_{LL}} = 417\ kPa$ $P_L = 42500\ \frac{kgf}{m^2}$ $P_L = 417\ \frac{kN}{m^2}$ $P_L \cdot A_{LL} = 62.500\ kN$

Trafico perpendicular la luz, camión de diseño

$S_a := 4270\ mm$ Distancia entre ejes

$H_{int_t} := \frac{S_a - l_t - 0.06 \cdot D_i}{LLDF} = 3417\ mm$ Profundidad de interacción rueda/eje transversal al tramo de la alcantarilla

$H_{int_p} := \frac{S_w - w_t}{LLDF} = 1121.7\ mm$ Profundidad de interacción rueda/eje paralela al tramo de la alcantarilla

$w_w := \text{if } H < H_{int_t}\ l_t + LLDF \cdot H + 0.06 \cdot D_i \text{ else } l_t + S_a + LLDF \cdot H + 0.06 \cdot D_i = 340.00\ mm$ Ancho del parche de la carga viva en la profundidad H

$l_w := \text{if } H < H_{int_p}\ w_t + LLDF \cdot H \text{ else } w_t + S_w + LLDF \cdot H = 510\ mm$ Longitud del parche de la carga viva en la profundidad H

$A_{LL} := w_w \cdot l_w = 0.173\ m^2$

$P := \frac{160}{2}\ kN = 80.0\ kN$ Carga viva aplicada en la superficie a todas las ruedas que interactúan

$D_E := H = 0.00\ mm$

$IM := 33 \cdot \left(1.0 - 4.1 \cdot 10^{-4} \cdot D_E \cdot \frac{1}{mm}\right) = 33.0$ Incremento por carga dinámica para estructuras enterradas

$m := 1.2$ Factor de presencia múltiple como se especifica en el articulo 3.6.1.1.2

$P_L := \frac{P \cdot \left(1 + \left(\frac{IM}{100}\right)\right) \cdot m}{A_{LL}} = 736\ kPa$ $P_L = 75100\ \frac{kgf}{m^2}$ $P_L = 736\ \frac{kN}{m^2}$ $P_L \cdot A_{LL} = 127.68\ kN$

Trafico perpendicular a la Luz, Támdem de diseño

$S_a := 1200\ mm$ Distancia entre ejes

$H_{int_t} := \frac{S_a - l_t - 0.06 \cdot D_i}{LLDF} = 747.8\ mm$ Profundidad de interacción rueda/eje transversal al tramo de la alcantarilla

$H_{int_p} := \frac{S_w - w_t}{LLDF} = 1120\ mm$ Profundidad de interacción rueda/eje paralela al tramo de la alcantarilla

$w_w := \text{if } H < H_{int_t}\ w_t + LLDF \cdot H + 0.06 \cdot D_i \text{ else } w_t + S_w + LLDF \cdot H + 0.06 \cdot D_i = 600\ mm$

$l_w := \text{if } H < H_{int_p}\ l_t + LLDF \cdot H \text{ else } l_t + S_a + LLDF \cdot H = 250\ mm$

$A_{LL} := l_w \cdot w_w = 0.150\ m^2$

$P := \frac{125\ kN}{2} = 62.5\ kN$

$D_E := H = 0.00\ mm$

$IM := 33 \cdot \left(1.0 - 4.1 \cdot 10^{-4} \cdot D_E \cdot \frac{1}{mm}\right) \cdot 0 = 0.00$

$m := 1$ Factor de presencia múltiple como se especifica en el articulo 3.6.1.1.2

$P_L := \frac{P \cdot \left(1 + \left(\frac{IM}{100}\right)\right) \cdot m}{A_{LL}} = 417\ kPa$ $P_L = 42500\ \frac{kgf}{m^2}$ $P_L = 417\ \frac{kN}{m^2}$ $P_L \cdot A_{LL} = 62.500\ kN$

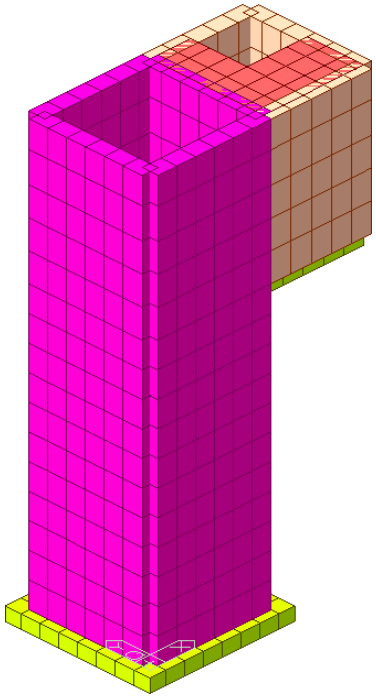
4. COMBINACIONES DE CARGA.

Name	Active	Type	D	SD	H	PWx	PWy	F	CV	EHX	EHY
CU1	Strength/Stress	Add	1.4	1.4				1.4			
CU2	Strength/Stress	Add	1.2	1.2				1.2	1.6		
CU3	Strength/Stress	Add	1.2	1.2	1.6	1	0.3	1.2	1	1	0.3
CU4	Strength/Stress	Add	1.2	1.2	1.6	1	-0.3	1.2	1	1	-0.3
CU5	Strength/Stress	Add	1.2	1.2	1.6	0.3	1	1.2	1	-0.3	1
CU6	Strength/Stress	Add	1.2	1.2	1.6	-0.3	1	1.2	1	0.3	1
CU7	Strength/Stress	Add	1.2	1.2	1.6	-1	-0.3	1.2	1	-1	0.3
CU8	Strength/Stress	Add	1.2	1.2	1.6	-1	0.3	1.2	1	-1	-0.3
CU9	Strength/Stress	Add	1.2	1.2	1.6	-0.3	-1	1.2	1	0.3	-1
CU10	Strength/Stress	Add	1.2	1.2	1.6	0.3	-1	1.2	1	-0.3	-1
CU11	Strength/Stress	Add	0.9	0.9				0.9			
CU12	Strength/Stress	Add	0.9	0.9	1.6	1	0.3	0.9		1	0.3
CU13	Strength/Stress	Add	0.9	0.9	1.6	1	-0.3	0.9		1	-0.3
CU14	Strength/Stress	Add	0.9	0.9	1.6	0.3	1	0.9		0.3	1
CU15	Strength/Stress	Add	0.9	0.9	1.6	-0.3	1	0.9		-0.3	1
CU16	Strength/Stress	Add	0.9	0.9	1.6	-1	-0.3	0.9		-1	0.3
CU17	Strength/Stress	Add	0.9	0.9	1.6	-1	0.3	0.9		-1	-0.3
CU18	Strength/Stress	Add	0.9	0.9	1.6	-0.3	-1	0.9		0.3	-1
CU19	Strength/Stress	Add	0.9	0.9	1.6	0.3	-1	0.9		-0.3	-1
CS1	Serviceability	Add	1	1				1			
CS2	Serviceability	Add	1	1				1	1		
CS3	Serviceability	Add	1	1	1	0.7	0.21	1		0.7	0.21
CS4	Serviceability	Add	1	1	1	0.7	-0.21	1		0.7	-0.21
CS5	Serviceability	Add	1	1	1	0.21	0.7	1		0.21	-0.7
CS6	Serviceability	Add	1	1	1	-0.21	0.7	1		0.21	0.7
CS7	Serviceability	Add	1	1	1	-0.7	-0.21	1		-0.7	-0.21
CS8	Serviceability	Add	1	1	1	-0.7	0.21	1		-0.7	0.21
CS9	Serviceability	Add	1	1	1	-0.21	-0.7	1		-0.21	-0.7
CS10	Serviceability	Add	1	1	1	0.21	-0.7	1		0.21	-0.7
CS11	Serviceability	Add	1	1	1	0.525	0.158	1	0.75	0.525	0.158
CS12	Serviceability	Add	1	1	1	0.525	-0.16	1	0.75	0.525	-0.16
CS13	Serviceability	Add	1	1	1	0.158	0.525	1	0.75	0.158	-0.53
CS14	Serviceability	Add	1	1	1	-0.16	0.525	1	0.75	-0.16	0.525

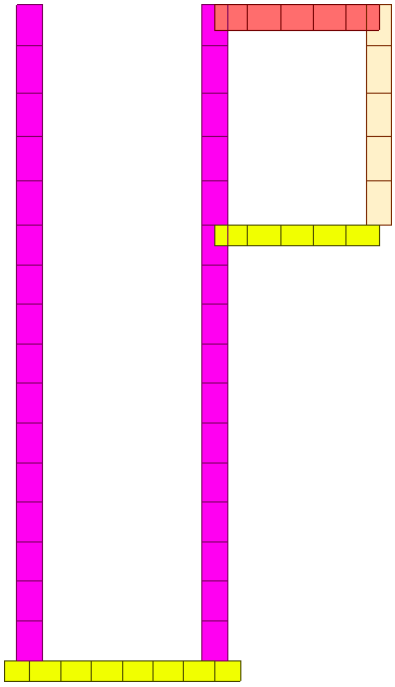
CS15	Serviceability	Add	1	1	1	-0.53	-0.16	1	0.75	-0.53	-0.21
CS16	Serviceability	Add	1	1	1	-0.53	0.158	1	0.75	-0.53	0.158
CS17	Serviceability	Add	1	1	1	-0.16	-0.53	1	0.75	-0.16	-0.53
CS18	Serviceability	Add	1	1	1	0.158	-0.53	1	0.75	0.158	-0.53
CS19	Serviceability	Add	0.6	0.6				0.6			
CS20	Serviceability	Add	0.6	0.6	1	0.7	0.21	0.6		0.7	0.21
CS21	Serviceability	Add	0.6	0.6	1	0.7	-0.21	0.6		0.7	-0.21
CS22	Serviceability	Add	0.6	0.6	1	0.21	0.7	0.6		0.21	
CS23	Serviceability	Add	0.6	0.6	1	-0.21	0.7	0.6		-0.21	0.7
CS24	Serviceability	Add	0.6	0.6	1	-0.7	-0.21	0.6		-0.7	-0.21
CS25	Serviceability	Add	0.6	0.6	1	-0.7	0.21	0.6		-0.7	0.21
CS26	Serviceability	Add	0.6	0.6	1	-0.21	-0.7	0.6		-0.21	-0.7
CS27	Serviceability	Add	0.6	0.6	1	0.21	-0.7	0.6		0.21	-0.7

5. ESQUEMAS DE MODELO.

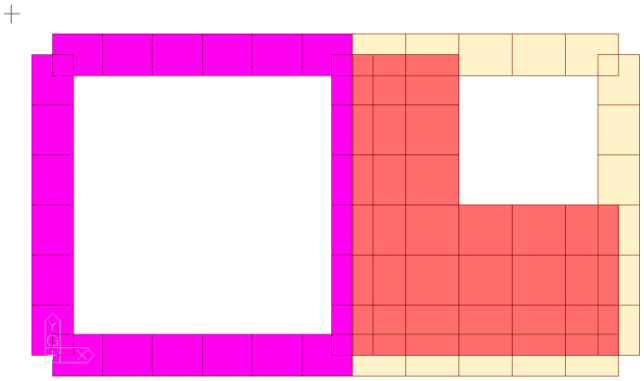
A continuación, se muestran esquemas del modelo matemático usado para el análisis estructural y la correspondiente identificación de cada elemento.



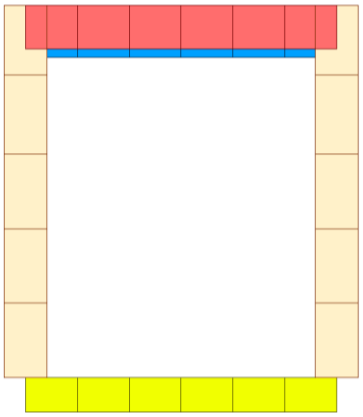
3D



ALZADA

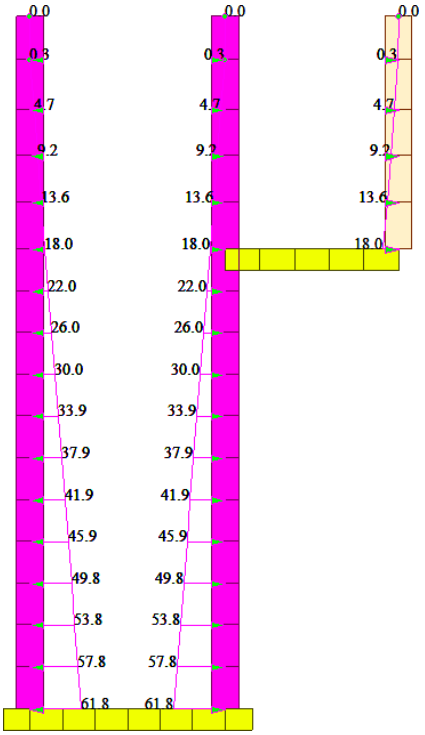


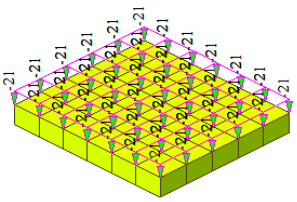
PLANTA DE MUROS

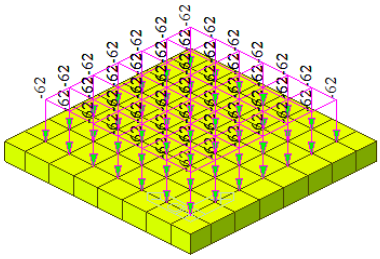


ALZADA CAJA

APLICACIÓN DE CARGAS (KN, m)

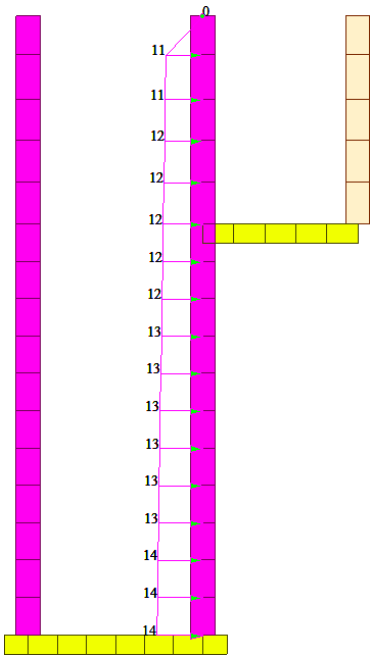




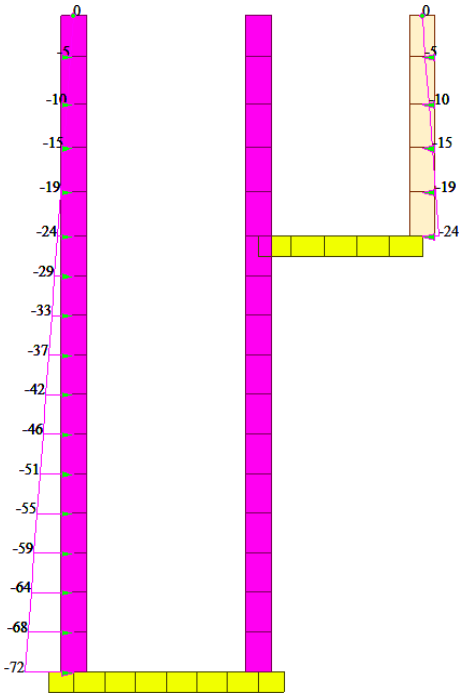


MUROS POZO *LOSA DE FONDO*

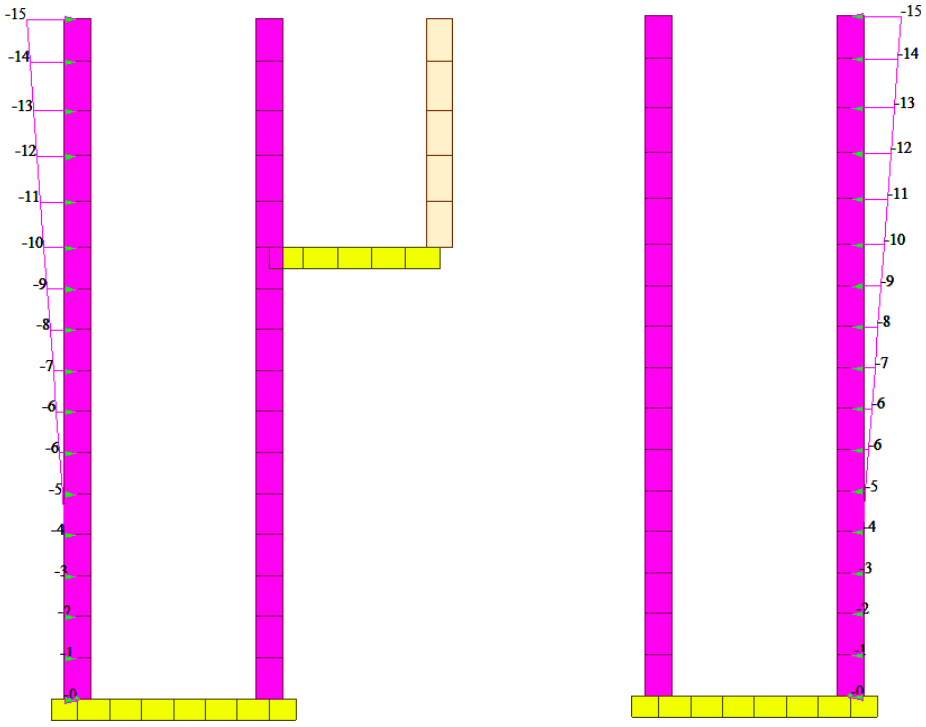
PRESION HIDROESTATICA



PRESION FLUIDO CON SISMO EN SENTIDO X

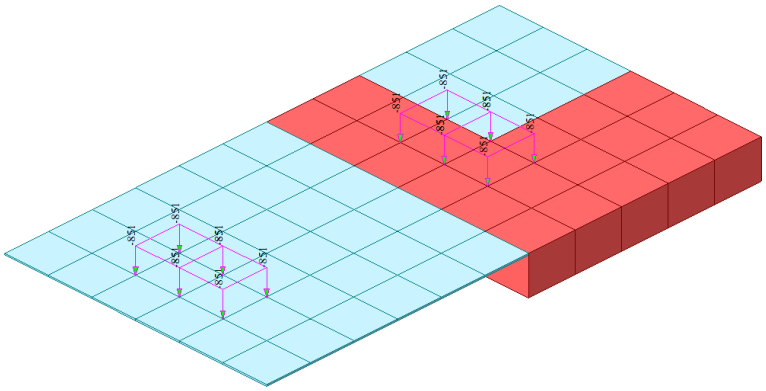


EMPUJE DE SUELO



SENTIDO X *SENTIDO Y*

EMPUJE DE SUELO CON SISMO



CARGA VEHICULAR

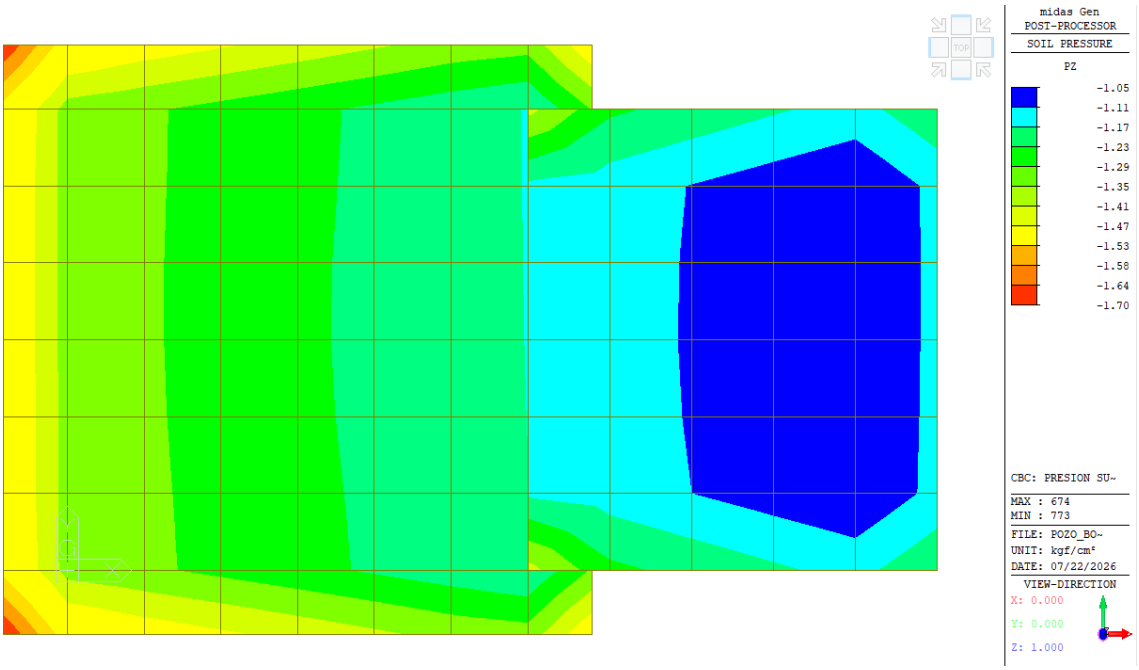
6. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Los elementos en acero se diseñan de acuerdo con el método de factores de carga y resistencia LRFD y siguiendo los parámetros y requerimientos del Reglamento Colombiano NSR-10 y el AISC-09.

De igual manera, los elementos en concreto se diseñan de acuerdo con el método de factores de carga y resistencia LRFD y siguiendo los parámetros y requerimientos del Reglamento Colombiano NSR-10 y el ACI 318-08.

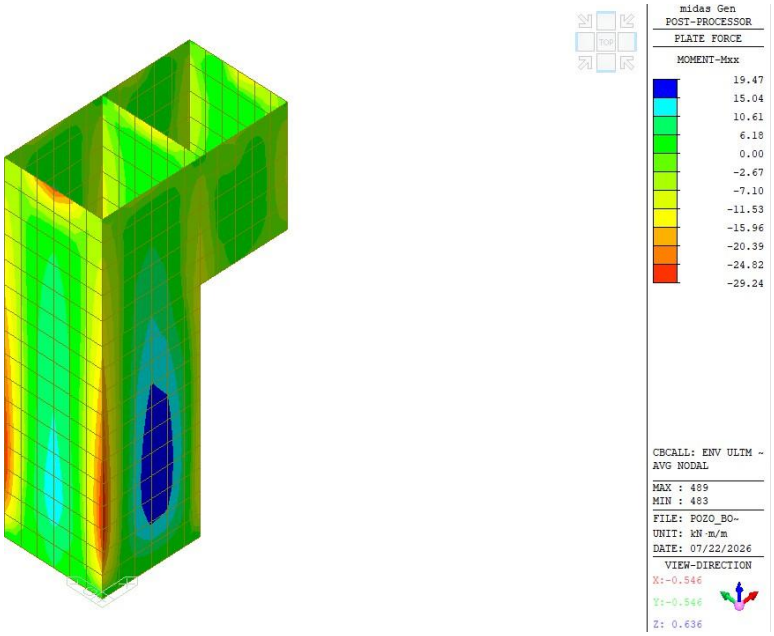
6.1. PRESION DE CONTACTO

La presión máxima que experimenta el suelo es de 1.70kg/cm2 la cual está por debajo de la reportada como admisible en el estudio de suelos (2.34kg/cm2).

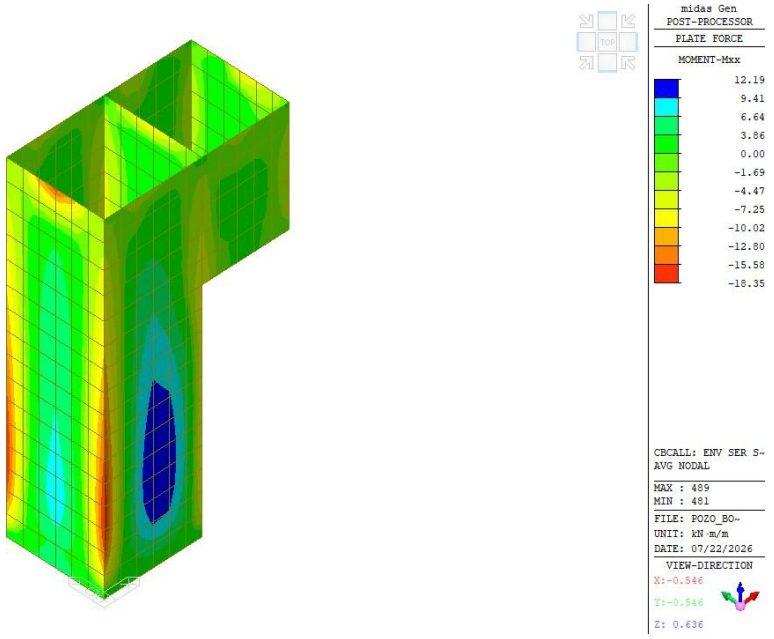


6.2. VERIFICACIÓN DISEÑO DE LOSAS Y MUROS

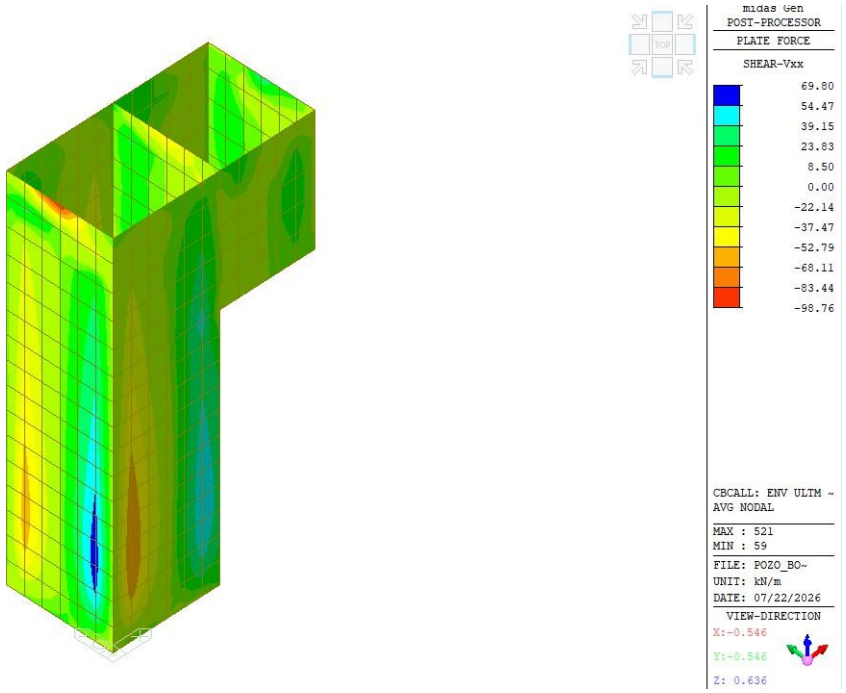
A continuación, se relacionen los diagramas de momento y cortante para las envolventes de combinaciones ultimas y servicio de los muros:



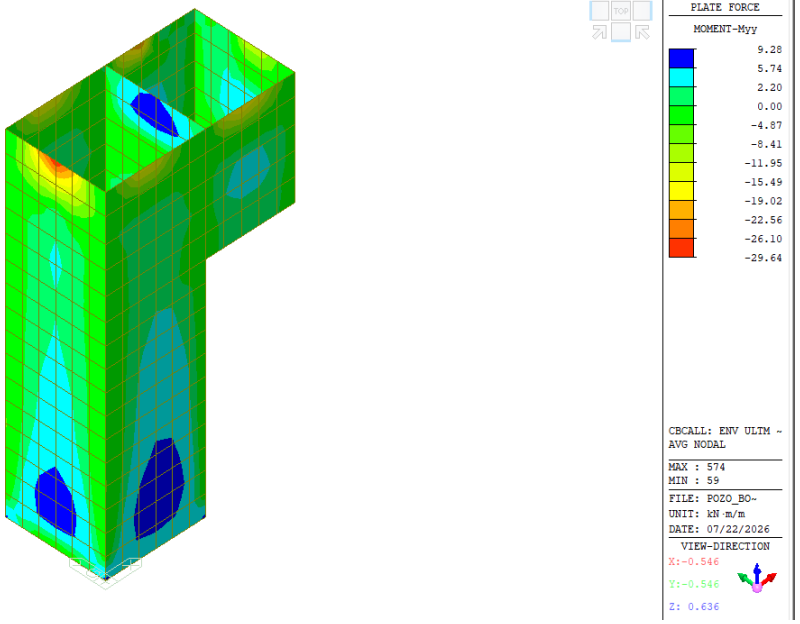
ENVOLVENTE ULTIMA SISMICA MXX



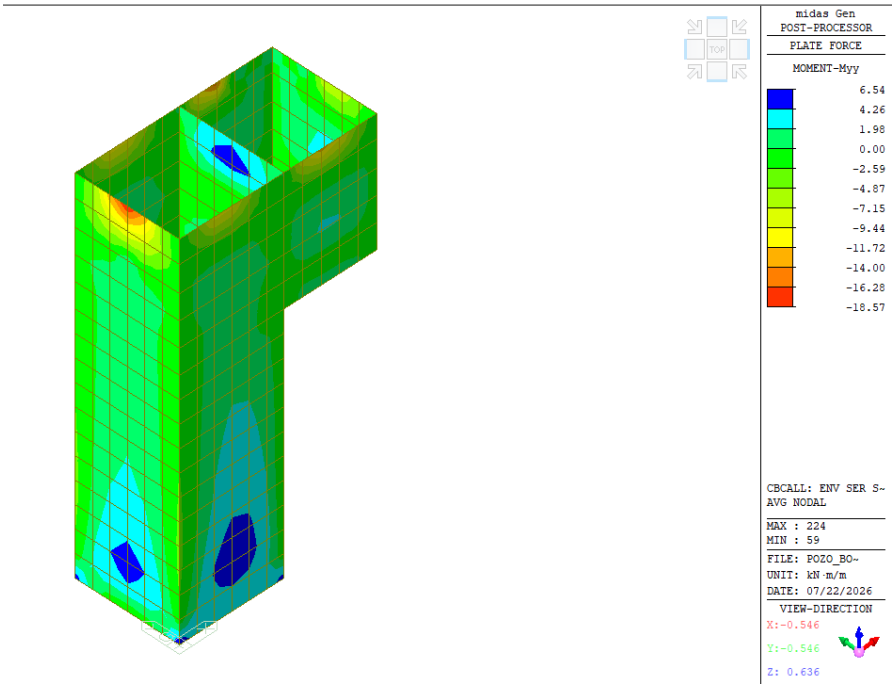
ENVOLVENTE DE SERVICIO SISMICA MXX



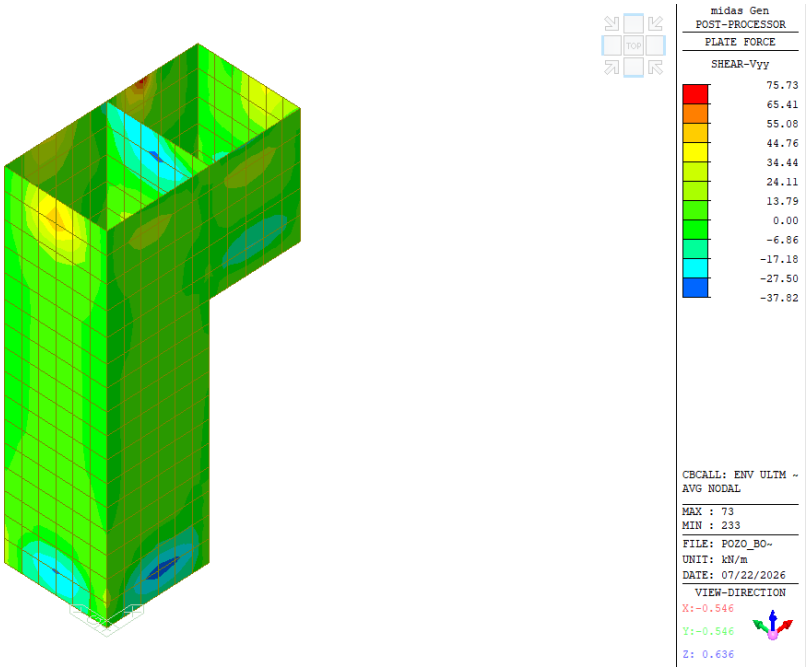
ENVOLVENTE ULTIMA SISMICA VXX



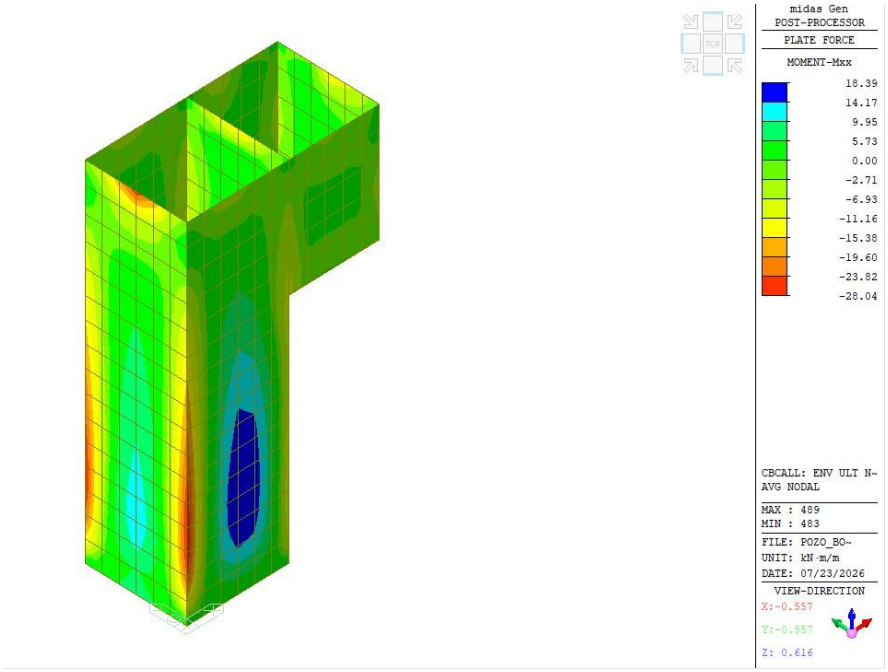
ENVOLVENTE ULTIMA SISMICA MYY



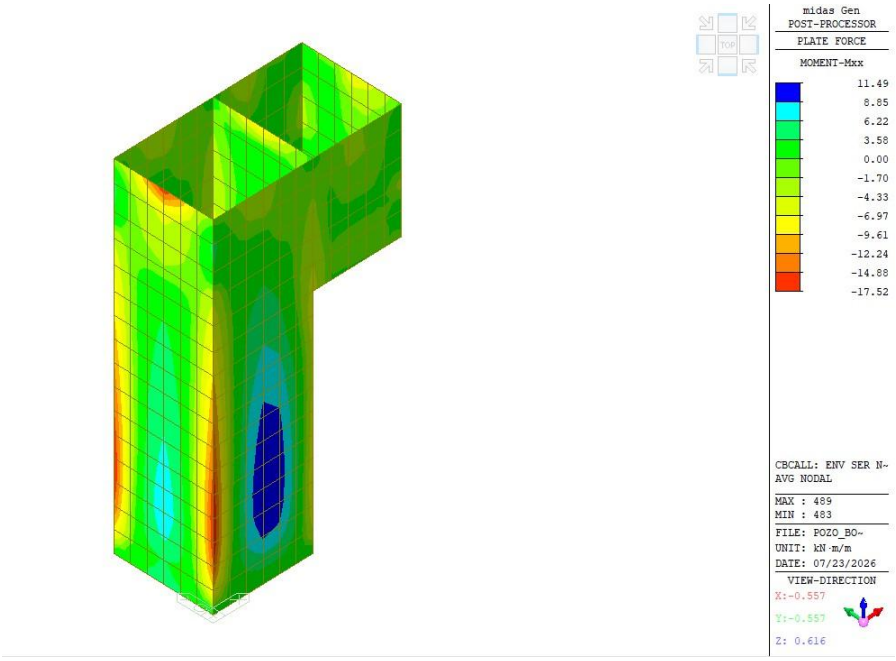
ENVOLVENTE DE SERVICIO SISMICA MYY



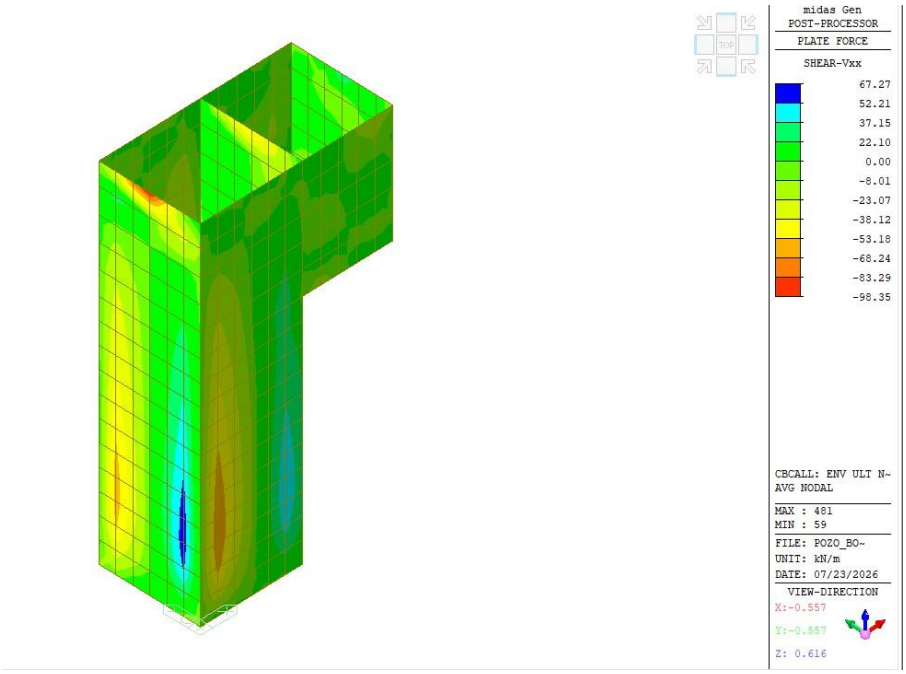
ENVOLVENTE ULTIMA SISMICA VYY



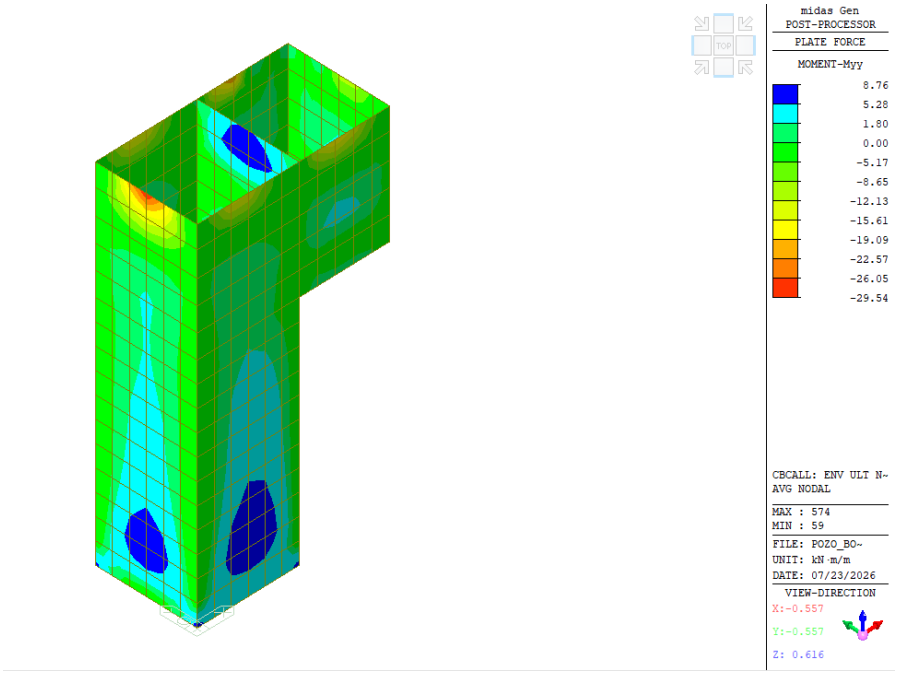
ENVOLVENTE ULTIMA NO SISMICA MXX



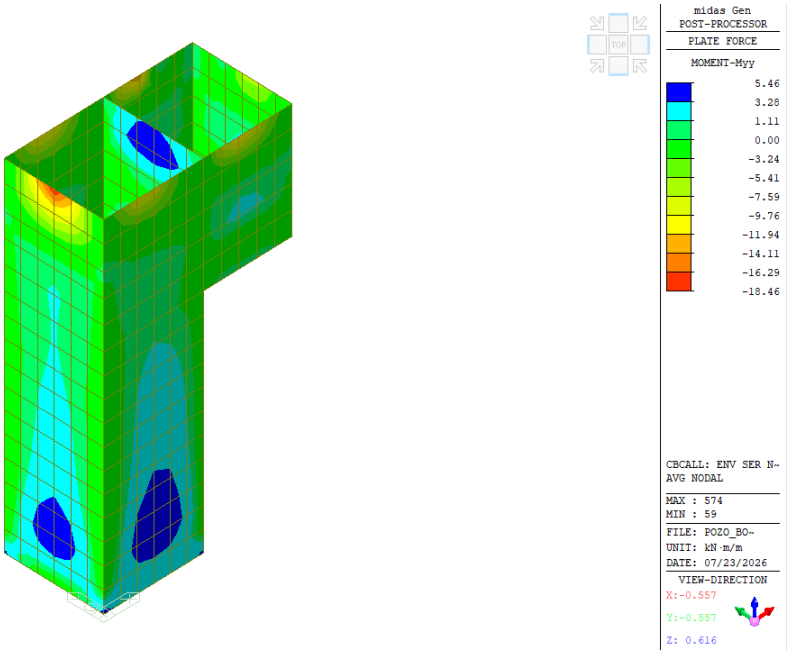
ENVOLVENTE DE SERVICIO NO SISMICA MXX



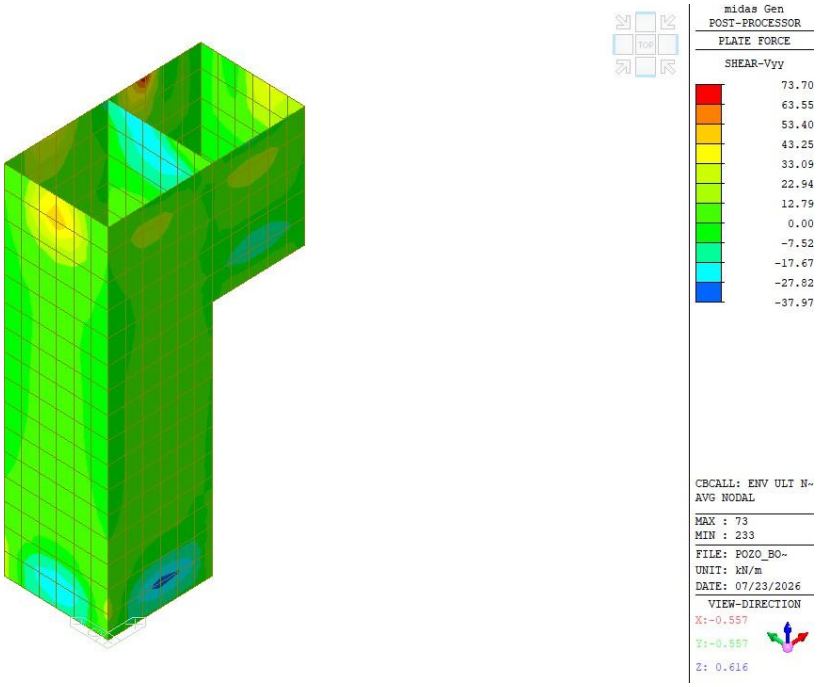
ENVOLVENTE ULTIMA NO SISMICA VXX



ENVOLVENTE ULTIMA NO SISMICA MYY



ENVOLVENTE DE SERVICIO NO SISMICA MYY



ENVOLVENTE ULTIMA NO SISMICA VYY

DISEÑO PARA MX EN MUROS BAJO CONDICIONES SISMICAS

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES

CONCRETO f'c= 28.00N/mm2 Ec= 24870.06N/mm2

ACERO fy= 420.00N/mm2 Ey= 200000.00N/mm2

DISEÑO A CORTANTE

Vud = 98.76 KN A una distancia "d" del apoyo

Mu = 29.24 KN-m En la sección donde se evalúa la cortante

$V_u d/M_u$ = 0.56 ≤ 1 ϕ = 0.75

λ = 1.00

b =1000.00mm

d =165.45mm

Ecuación C.11-5

$$V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d$$ = 149.53 KN ≤ $0.29\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$ = 253.89 KN

ϕVc = 112.15 KN

Conforme a C.11.1.3.1 evaluamos el esfuerzo cortante a una distancia "d" del apoyo

Vud = 98.76 KN ≤ = 112.15 KN OK

DISEÑO A FLEXION

Mu = 29.24 KN-m

Mserv = 18.36 KN-m Combinación sísmica? -> SI

Mu = 29.24 KN-m Sd = 1.00

M1 = 29.24 KN-m b =1000.00mm ϕ = 0.90

h =250.00mm Rn = 1.19N/mm2

recubrimiento =75.00mm ρ = 0.0029001 Usar pmin

d =165.45mm As req = 5.46 cm2

d-recubrimiento =84.55mm use 5 #5 @20.00cm

\+ 0 #6 @0.00cm intercaladas

As prop = 9.95 cm2 OK

Chequeo de factor de reducción por deformación del acero

$\rho_{min} \le \rho_{acero} \le \rho_{max}$

ρmin = 0.0033000 --> As = 5.46 cm2

ρtemp = 0.0018000 --> As = 4.50 cm2

ρbal = 0.0283333

ρmax = 0.0177083

As = 995.00mm2 β_1 = 0.85 ρ prop = 0.0060139

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$ =17.56mm $c = \frac{a}{\beta_1}$ =20.66mm Et = 0.0210277

Controla tracción

ϕ = 0.90

$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$ = 65.47 KN-m ϕM_n = 58.93 KN-m

ISE = 0.50 OK

Chequeo de esfuerzo en el acero bajo cargas de servicio

β =1.20

Esfuerzo maximo zona de expocición ambiental severa

140.00N/mm2 < fs serv max= 166.47N/mm2 < 250.00N/mm2

fs= 122.40N/mm2 ≤ 166.47N/mm2 OK

Separación máxma de refuerzo

$s = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5c_c$ =681.81mm ≤ =300.00mm

DISEÑO PARA MY EN MUROS BAJO CONDICIONES SISMICAS

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES

CONCRETO f'c= 28.00N/mm2 Ec= 24870.06N/mm2

ACERO fy= 420.00N/mm2 Ey= 200000.00N/mm2

DISEÑO A CORTANTE

Vud = 54.51 KN A una distancia "d" del apoyo

Mu = 17.89 KN-m En la sección donde se evalúa la cortante

$V_u d/M_u$ = 0.51 ≤ 1 ϕ = 0.75

λ = 1.00

Ecuación C.11-5 b =1000.00mm

d =167.05mm

$$V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d$$ = 150.04 KN ≤ $0.29\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$ = 256.34 KN

ϕVc = 112.53 KN

Conforme a C.11.1.3.1 evaluamos el esfuerzo cortante a una distancia "d" del apoyo

Vud = 54.51 KN ≤ = 112.53 KN OK

DISEÑO A FLEXION

Mu = 29.64 KN-m

Mserv = 18.57 KN-m Combinación sísmica? -> SI

Mu = 29.64 KN-m Sd = 1.00

M1 = 29.64 KN-m b =1000.00mm ϕ = 0.90

h =250.00mm Rn = 1.18N/mm2

recubrimiento =75.00mm ρ = 0.0028833 Usar pmin

d =167.05mm As req = 5.57 cm2

d-recubrimiento =82.95mm use 5 #5 @20.00cm

\+ 0 #4 @0.00cm intercaladas

As prop = 9.95 cm2 OK

Chequeo de factor de reducción por deformación del acero

$\rho_{min} \le \rho_{asum} \le \rho_{max}$

ρmin = 0.0033333 --> As = 5.57 cm2

ρtemp = 0.0018000 --> As = 4.50 cm2

ρbal = 0.0283333

ρmax = 0.0177083

As = 995.00mm2 β_1 = 0.85 ρ prop = 0.0059563

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$ =17.56mm $c = \frac{a}{\beta_1}$ =20.66mm Et = 0.0212600

Controla tracción

ϕ = 0.90

$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$ = 66.14 KN-m ϕM_n = 59.53 KN-m

ISE = 0.50 OK

Chequeo de esfuerzo en el acero bajo cargas de servicio

β =1.20

Esfuerzo maximo zona de expocición ambiental severa

140.00N/mm2 < fs serv max= 167.64N/mm2 < 250.00N/mm2

fs= 122.56N/mm2 ≤ 167.64N/mm2 OK

Separación máxma de refuerzo

$s = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5c_c$ =680.64mm ≤ =300.00mm

DISEÑO PARA MX EN MUROS BAJO CONDICIONES NO SISMICAS

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES

CONCRETO f'c= 28.00N/mm2 Ec= 24870.06N/mm2

ACERO fy= 420.00N/mm2 Ey= 200000.00N/mm2

DISEÑO A CORTANTE

Vud = 98.34 KN A una distancia "d" del apoyo

Mu = 27.47 KN-m En la sección donde se evalúa la cortante

$V_u d/M_u$ = 0.59 ≤ 1

ϕ = 0.75

λ = 1.00

b =1000.00mm

d =165.45mm

Ecuación C.11-5

$V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d$ = 150.10 KN ≤ $0.29\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$ = 253.89 KN

ϕVc = 112.57 KN

Conforme a C.11.1.3.1 evaluamos el esfuerzo cortante a una distancia "d" del apoyo

Vud = 98.34 KN ≤ = 112.57 KN OK

DISEÑO A FLEXION

Mu = 28.05 KN-m

Mserv = 17.52 KN-m Combinación sísmica? -> NO

Mu = 28.05 KN-m Sd = 1.39

M1 = 38.96 KN-m b =1000.00mm ϕ = 0.90

h =250.00mm Rn = 1.58N/mm2

recubrimiento =75.00mm ρ = 0.0038990

d =165.45mm As req = 6.45 cm2

d-recubrimiento =84.55mm use 5 #5 @20.00cm

\+ 0 #6 @0.00cm intercaladas

As prop = 9.95 cm2 OK

Chequeo de factor de reducción por deformación del acero

$\rho_{min} \leq \rho_{actm} \leq \rho_{max}$

ρmin = 0.0033333 --> As = 5.52 cm2

ρtemp = 0.0018000 --> As = 4.50 cm2

ρbal = 0.0283333

ρmax = 0.0177083

As = 995.00mm2 β_1 = 0.85 ρ prop = 0.0060139

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$ =17.56mm $c = \frac{a}{\beta_1}$ =20.66mm Et = 0.0210277

Controla tracción

ϕ = 0.90

$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$ = 65.47 KN-m ϕM_n = 58.93 KN-m

ISE = 0.66 OK

Chequeo de esfuerzo en el acero bajo cargas de servicio

β =1.20

Esfuerzo maximo zona de expocición ambiental severa

140.00N/mm2 < fs serv max= 166.47N/mm2 < 250.00N/mm2

fs= 116.80N/mm2 ≤ 166.47N/mm2 OK

Separación máxma de refuerzo

$s = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5c_c$ =723.49mm ≤ =300.00mm

DISEÑO PARA MY EN MUROS BAJO CONDICIONES NO SISMICAS

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES

CONCRETO f'c= 28.00N/mm2 Ec= 24870.06N/mm2

ACERO fy= 420.00N/mm2 Ey= 200000.00N/mm2

DISEÑO A CORTANTE

Vud = 52.72 KN — A una distancia "d" del apoyo

Mu = 18.02 KN-m — En la sección donde se evalúa la cortante

$V_u d/M_u$ = 0.49 ≤ 1

ϕ = 0.75

λ = 1.00

b =1000.00mm

d =167.05mm

Ecuación C.11-5

$$V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d$$ = 149.70 KN ≤ $0.29\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$ = 256.34 KN

ϕVc = 112.27 KN

Conforme a C.11.1.3.1 evaluamos el esfuerzo cortante a una distancia "d" del apoyo

Vud = 52.72 KN ≤ = 112.27 KN OK

DISEÑO A FLEXION

Mu = 29.54 KN-m

Mserv = 18.46 KN-m

Combinación sísmica? -> NO

Mu = 29.54 KN-m Sd = 1.39

M1 = 41.05 KN-m b =1000.00mm ϕ = 0.90

h =250.00mm Rn = 1.63N/mm2

recubrimiento =75.00mm ρ = 0.0040349

d =167.05mm As req = 6.74 cm2

d-recubrimiento =82.95mm use 5 #5 @20.00cm

\+ 0 #5 @0.00cm intercaladas

As prop = 9.95 cm2 OK

Chequeo de factor de reducción por deformación del acero

$\rho_{min} \le \rho_{acum} \le \rho_{max}$

ρmin = 0.0033333 --> As = 5.57 cm2

ρtemp = 0.0018000 --> As = 3.01 cm2

ρbal = 0.0283333

ρmax = 0.0177083

As = 995.00mm2 β_1 = 0.85 ρ prop = 0.0059563

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$ =17.56mm $c = \frac{a}{\beta_1}$ =20.66mm Et = 0.0212600

Controla tracción

ϕ = 0.90

$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$ = 66.14 KN-m ϕM_n = 59.53 KN-m

ISE = 0.69 OK

Chequeo de esfuerzo en el acero bajo cargas de servicio

β =1.20

Esfuerzo maximo zona de expocición ambiental severa

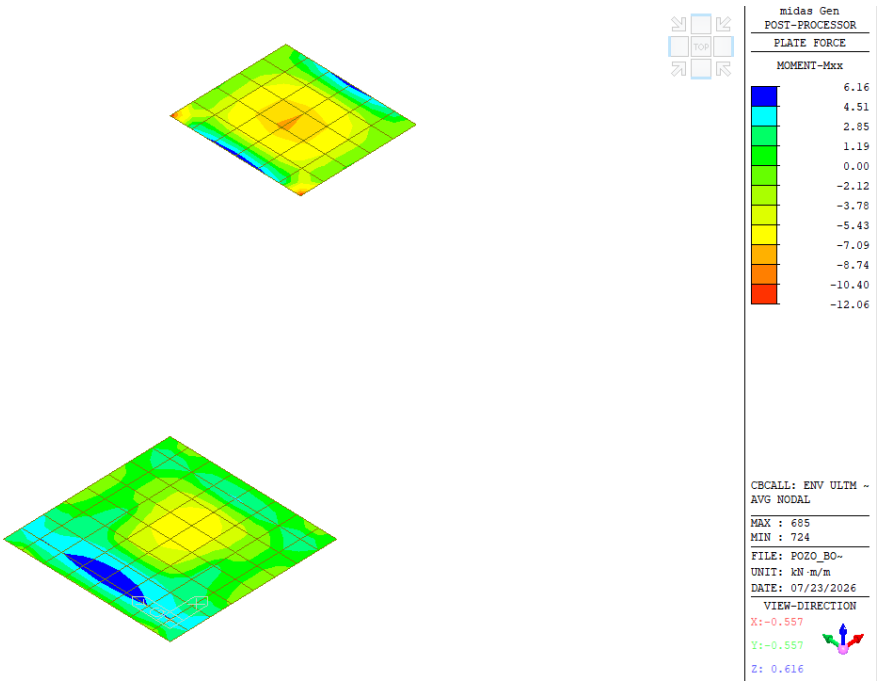
140.00N/mm2 < fs serv max= 167.64N/mm2 < 250.00N/mm2

fs= 121.84N/mm2 ≤ 167.64N/mm2 OK

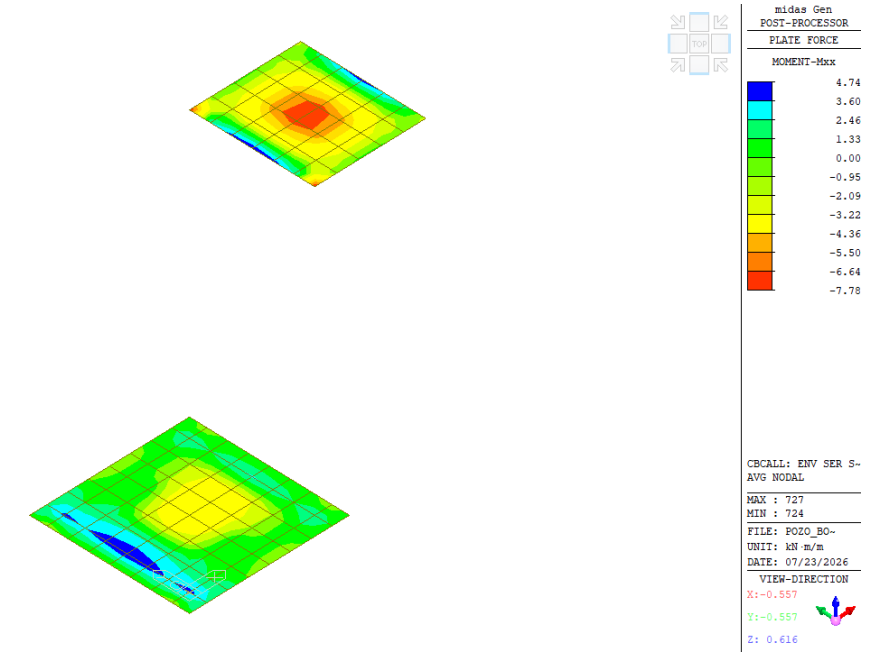
Separación máxma de refuerzo

$s = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5c_c$ =685.81mm ≤ =300.00mm

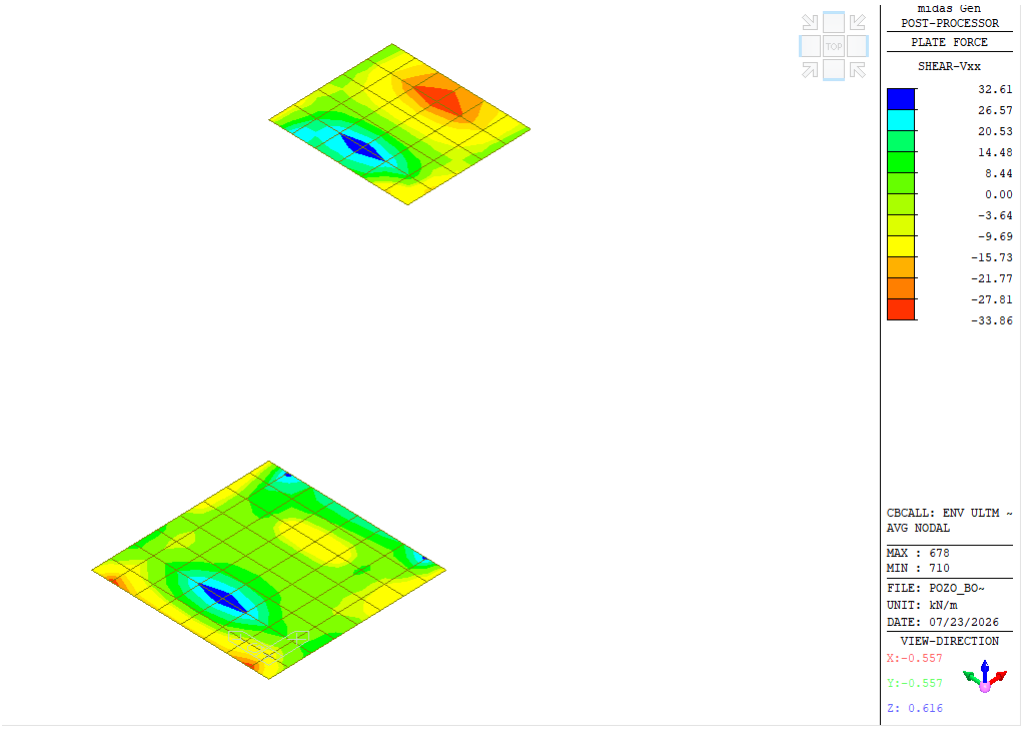
A continuación, se relacionen los diagramas de momento y cortante para las envolventes de combinaciones ultimas y servicio de la losa de fondo:



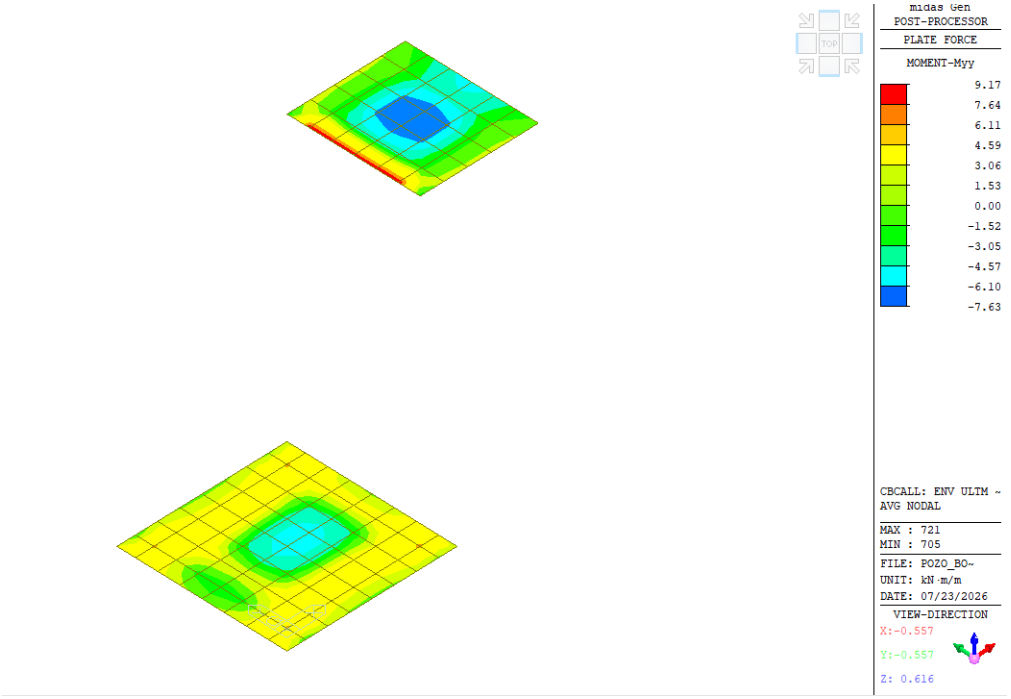
ENVOLVENTE ULTIMA SISMICA MXX



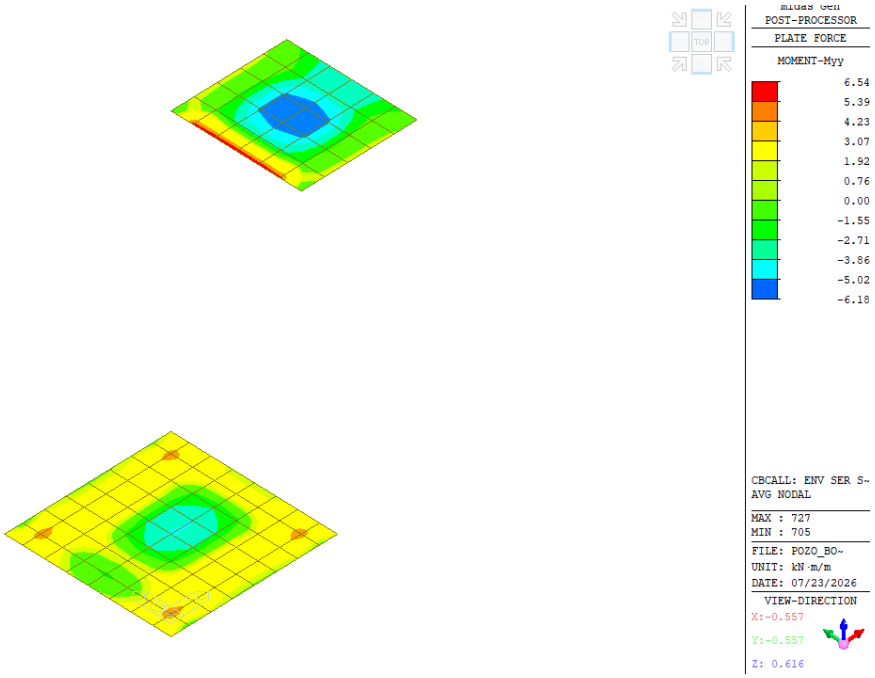
ENVOLVENTE DE SERVICIO SISMICA MXX



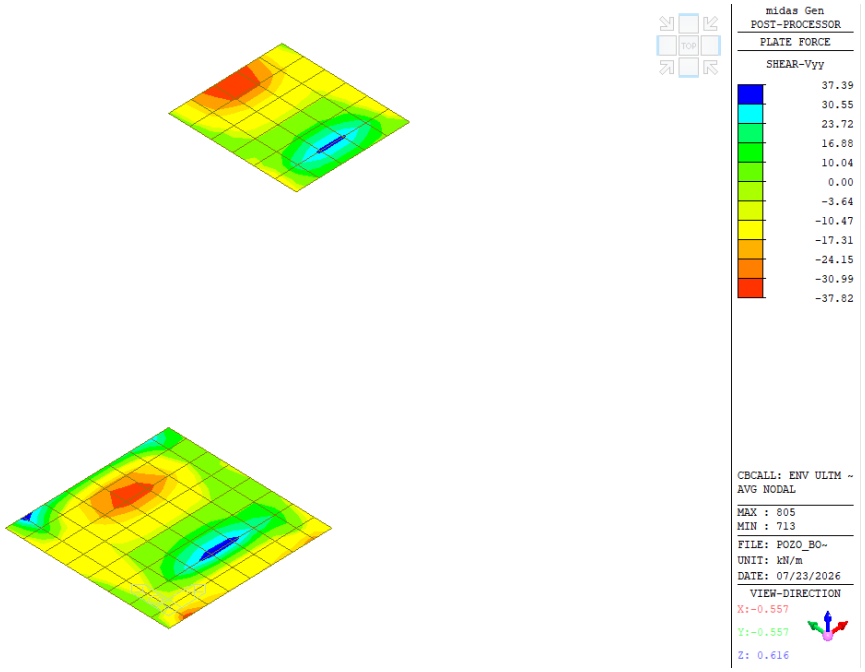
ENVOLVENTE ULTIMA SISMICA VXX



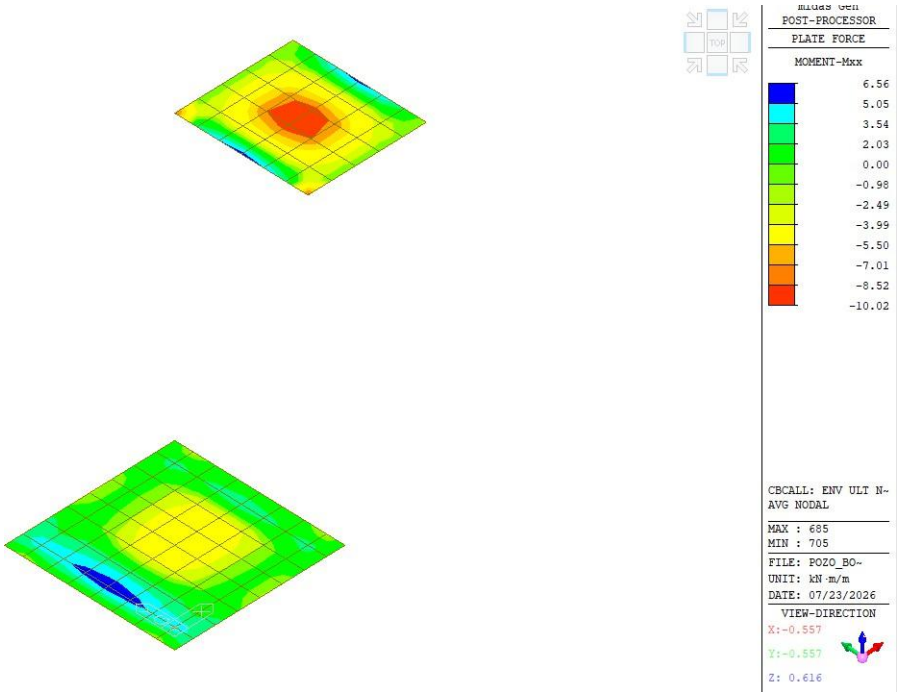
ENVOLVENTE ULTIMA SISMICA MYY



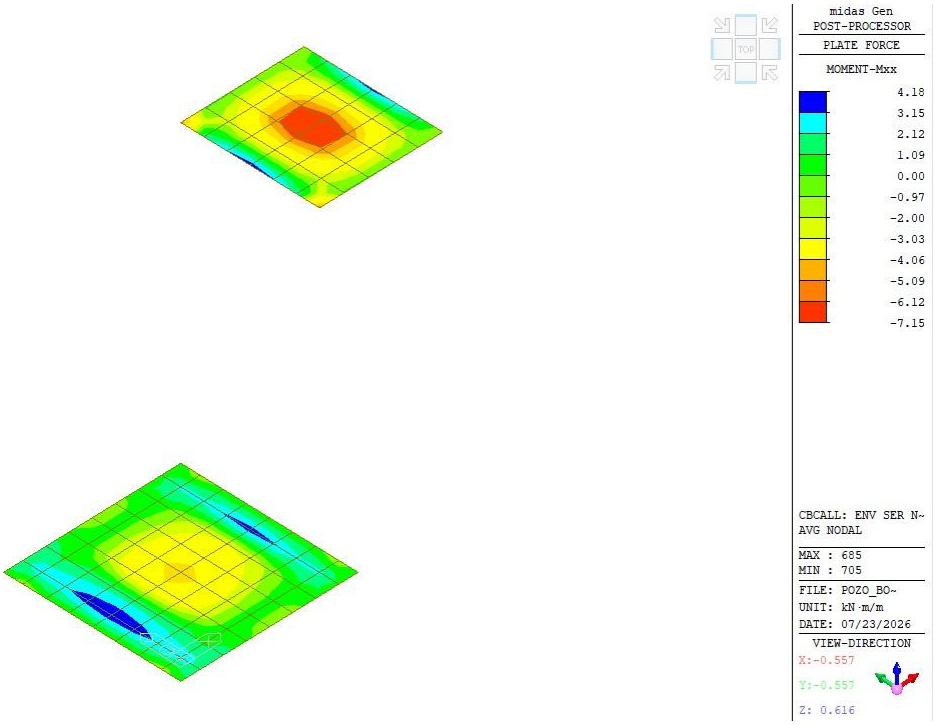
ENVOLVENTE DE SERVICIO SISMICA MYY



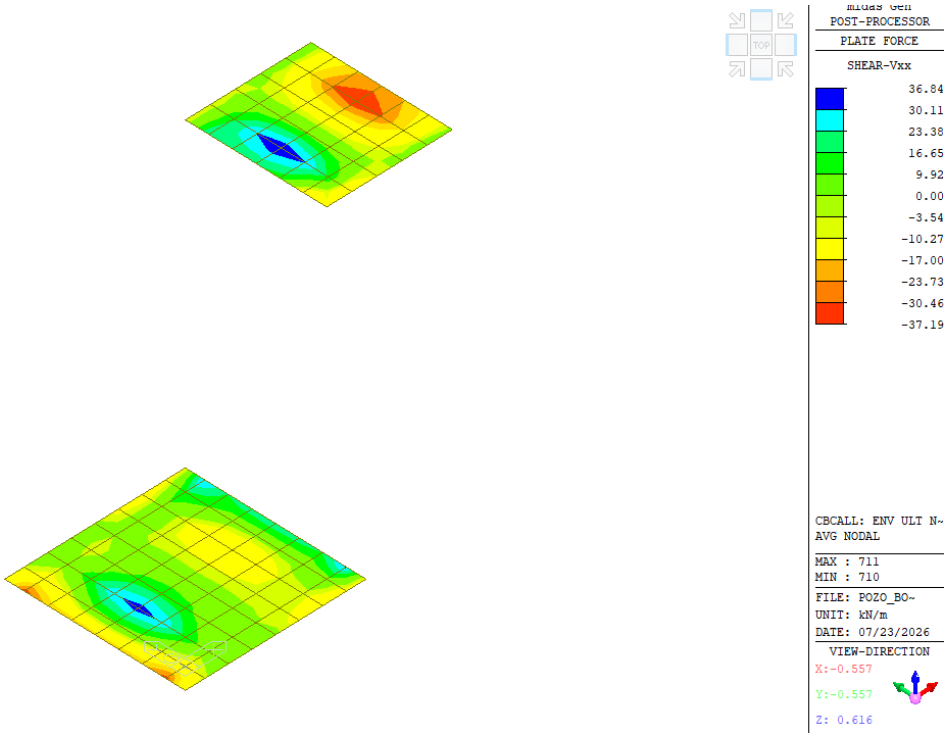
ENVOLVENTE ULTIMA SISMICA VYY



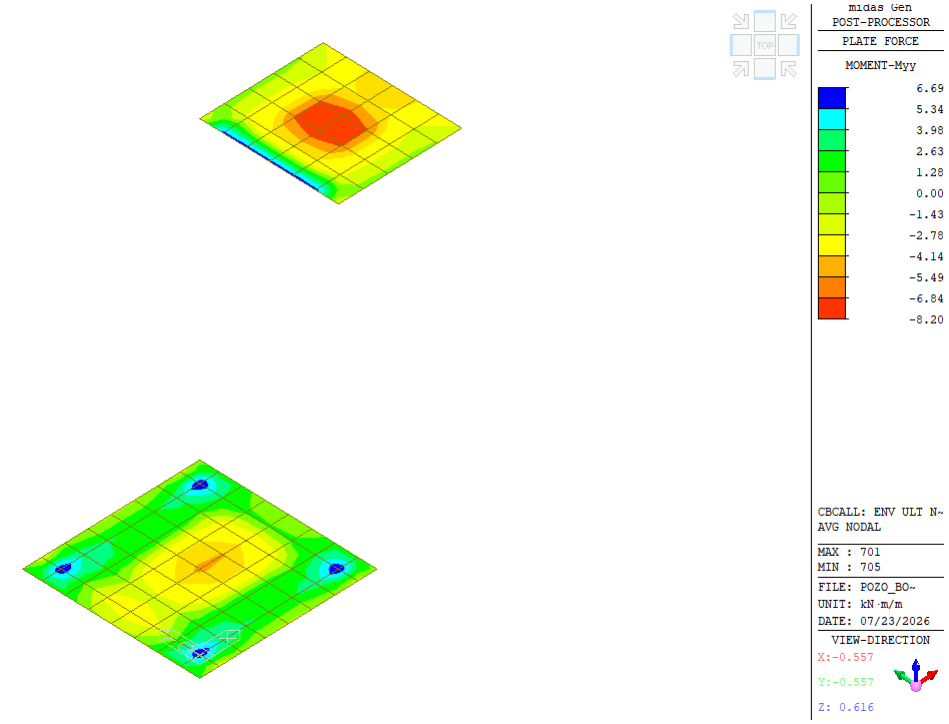
ENVOLVENTE ULTIMA NO SISMICA MXX



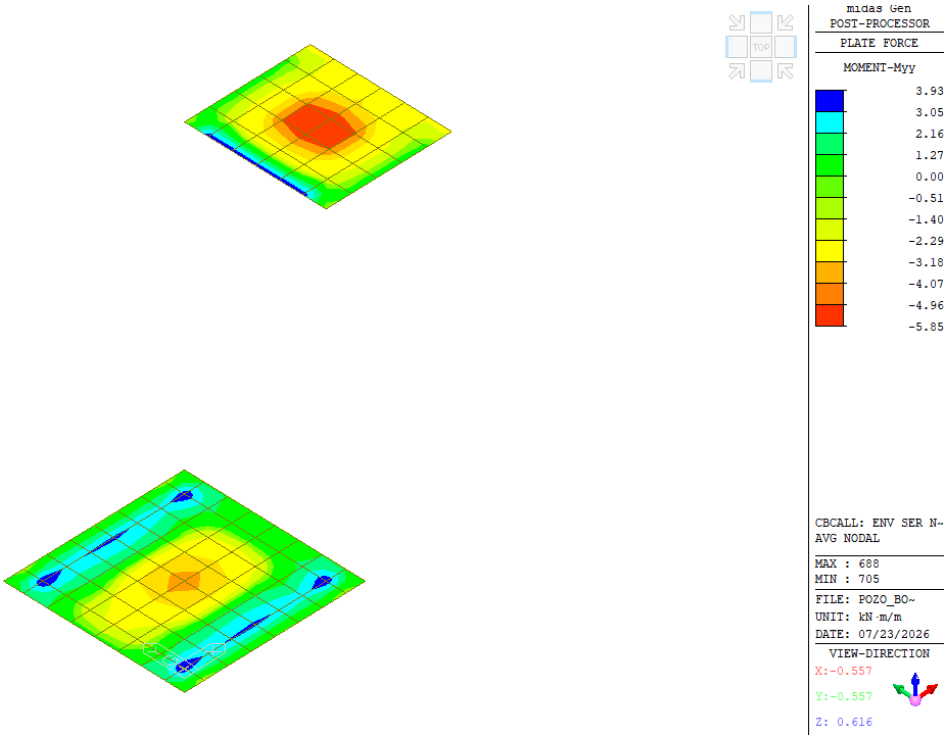
ENVOLVENTE DE SERVICIO NO SISMICA MXX



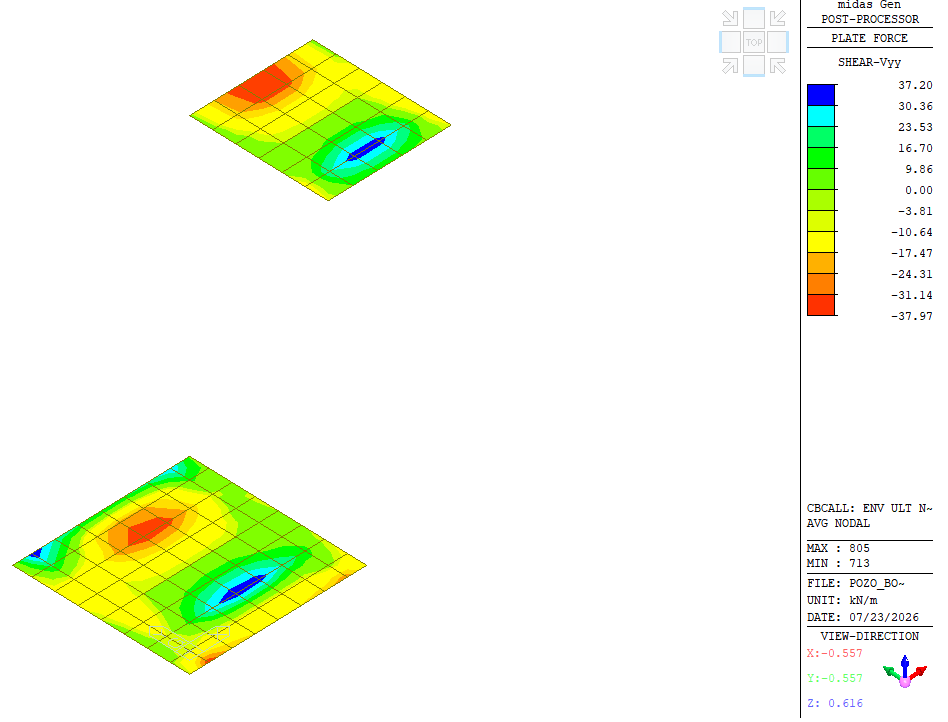
ENVOLVENTE ULTIMA NO SISMICA VXX



ENVOLVENTE DE SERVICIO NO SISMICA MYY



ENVOLVENTE ULTIMA NO SISMICA MYY



ENVOLVENTE ULTIMA NO SISMICA VYY

DISEÑO PARA MX EN LOSA DE CIMENTACIÓN BAJO CONDICIONES SISMICAS

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES

CONCRETO f'c= 28.00N/mm2 Ec= 24870.06N/mm2

ACERO fy= 420.00N/mm2 Ey= 200000.00N/mm2

DISEÑO A CORTANTE

Vud = 33.13 KN — A una distancia "d" del apoyo

Mu = 2.56 KN-m — En la sección donde se evalúa la cortante

$V_u d/M_u$ = 0.00 ≤ 1

ϕ = 0.75

λ = 1.00

b =1000.00mm

d =143.65mm

Ecuación C.11-5

$$V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d$$ = 121.62 KN ≤ $0.29\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$ = 220.44 KN

ϕVc = 91.21 KN

Conforme a C.11.1.3.1 evaluamos el esfuerzo cortante a una distancia "d" del apoyo

Vud = 33.13 KN ≤ = 91.21 KN OK

DISEÑO A FLEXION

Mu = 11.91 KN-m

Mserv = 7.65 KN-m — Combinación sísmica? -> SI

Mu = 11.91 KN-m — Sd = 1.00

M1 = 11.91 KN-m — b =1000.00mm — ϕ = 0.90

h =200.00mm — Rn = 0.64N/mm2

recubrimiento =50.00mm — ρ = 0.0015480 — Usar ptemp

d =143.65mm — As req = 3.60 cm2

d-recubrimiento =56.35mm — use 5 #4 @20.00cm

\+ 0 #0 @0.00cm intercaladas

As prop = 6.45 cm2 OK

Chequeo de factor de reducción por deformación del acero

$\rho_{min} \leq \rho_{asum} \leq \rho_{max}$

ρmin = 0.0033330 --> As = 4.79 cm2

ρtemp = 0.0018000 --> As = 3.60 cm2

ρbal = 0.0283333

ρmax = 0.0177083

As = 645.00mm2 — β_1 = 0.85 — ρ prop = 0.0044901

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$ =11.38mm — $c = \frac{a}{\beta_1}$ =13.39mm — Et = 0.0291821

Controla tracción

ϕ = 0.90

$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$ = 37.37 KN-m — ϕM_n = 33.64 KN-m

ISE = 0.35 OK

Chequeo de esfuerzo en el acero bajo cargas de servicio

β =1.20

Esfuerzo maximo zona de expocición ambiental severa

140.00N/mm2 < fs serv max= 168.80N/mm2 < 250.00N/mm2

fs= 89.58N/mm2 ≤ 168.80N/mm2 OK

Separación máxma de refuerzo

$s = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5c_c$ =1062.72mm ≤ =300.00mm

DISEÑO PARA MY EN LOSA DE CIMENTACIÓN BAJO CONDICIONES SISMICAS

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES

CONCRETO f'c= 28.00N/mm2 Ec= 24870.06N/mm2
ACERO fy= 420.00N/mm2 Ey= 200000.00N/mm2

DISEÑO A CORTANTE

Vud = 37.50 KN — A una distancia "d" del apoyo
Mu = 1.56 KN-m — En la sección donde se evalúa la cortante

$V_u d/M_u$ = 3.45 ≤ 1

ϕ = 0.75
λ = 1.00
b =1000.00mm
d =143.65mm

Ecuación C.11-5

$$V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d$$ = 132.58 KN ≤ $0.29\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$ = 220.44 KN

ϕV_c = 99.44 KN

Conforme a C.11.1.3.1 evaluamos el esfuerzo cortante a una distancia "d" del apoyo

Vud = 37.50 KN ≤ = 99.44 KN OK

DISEÑO A FLEXION

Mu = 9.30 KN-m
Mserv = 6.46 KN-m — Combinación sísmica? -> SI
Mu = 9.30 KN-m — Sd = 1.00
M1 = 9.30 KN-m — b =1000.00mm — ϕ = 0.90
h =200.00mm — Rn = 0.50N/mm2
recubrimiento =50.00mm — ρ = 0.0012051 — Usar ptemp
d =143.65mm — As req = 3.60 cm2
d-recubrimiento =56.35mm — use 5 #4 @20.00cm
\+ 0 #3 @0.00cm intercaladas
As prop = 6.45 cm2 OK

Chequeo de factor de reducción por deformación del acero

$\rho_{min} \le \rho_{asum} \le \rho_{max}$

ρmin = 0.0033000 --> As = 4.74 cm2
ρtemp = 0.0018000 --> As = 3.60 cm2
ρbal = 0.0283333
ρmax = 0.0177083

As = 645.00mm2 — β_1 = 0.85 — ρ prop = 0.0044901

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$ =11.38mm — $c = \frac{a}{\beta_1}$ =13.39mm — Et = 0.0291821
Controla tracción
ϕ = 0.90

$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$ = 37.37 KN-m — ϕM_n = 33.64 KN-m
ISE = 0.28 OK

Chequeo de esfuerzo en el acero bajo cargas de servicio

β =1.20

Esfuerzo maximo zona de expocición ambiental severa

140.00N/mm2 < fs serv max= 168.80N/mm2 < 250.00N/mm2

fs= 75.65N/mm2 ≤ 168.80N/mm2 OK

Separación máxma de refuerzo

$s = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5c_c$ =1281.51mm ≤ =300.00mm

DISEÑO PARA MX EN LOSA DE CIMENTACIÓN BAJO CONDICIONES NO SISMICAS

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES

CONCRETO f'c= 28.00N/mm2 Ec= 24870.06N/mm2

ACERO fy= 485.00N/mm2 Ey= 200000.00N/mm2

DISEÑO A CORTANTE

Vud = 37.22 KN A una distancia "d" del apoyo

Mu = 3.51 KN-m En la sección donde se evalúa la cortante

$V_u d/M_u$ = 1.52 ≤ 1 ϕ = 0.75

λ = 1.00

Ecuación C.11-5 b =1000.00mm

d =143.65mm

$$V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d$$ = 132.58 KN ≤ $0.29\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$ = 220.44 KN

ϕVc = 99.44 KN

Conforme a C.11.1.3.1 evaluamos el esfuerzo cortante a una distancia "d" del apoyo

Vud = 37.22 KN ≤ = 99.44 KN OK

DISEÑO A FLEXION

Mu = 10.01 KN-m

Mserv = 7.44 KN-m Combinación sísmica? -> NO

Mu = 10.01 KN-m Sd = 1.91

M1 = 19.10 KN-m b =1000.00mm ϕ = 0.90

h =200.00mm Rn = 1.03N/mm2

recubrimiento =50.00mm ρ = 0.0021688

d =143.65mm As req = 3.60 cm2

d-recubrimiento =56.35mm use 5 #4 @20.00cm

\+ #0 @0.00cm intercaladas

As prop = 6.45 cm2 OK

Chequeo de factor de reducción por deformación del acero

$\rho_{min} \leq \rho_{actual} \leq \rho_{max}$

ρmin = 0.0033000 --> As = 4.74 cm2

ρtemp = 0.0018000 --> As = 3.60 cm2

ρbal = 0.0230662

ρmax = 0.0144164

As = 645.00mm2 β_1 = 0.85 ρ prop = 0.0044901

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$ =13.14mm $c = \frac{a}{\beta_1}$ =15.46mm Et = 0.0248690

Controla tracción

ϕ = 0.90

$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$ = 42.88 KN-m ϕM_n = 38.59 KN-m

ISE = 0.49 OK

Chequeo de esfuerzo en el acero bajo cargas de servicio

β =1.20

Esfuerzo maximo zona de expocición ambiental severa

140.00N/mm2 < fs serv max= 168.80N/mm2 < 250.00N/mm2

fs= 87.12N/mm2 ≤ 168.80N/mm2 OK

Separación máxma de refuerzo

$s = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5c_c$ =1096.24mm ≤ =300.00mm

DISEÑO PARA MY EN CIMENTACIÓN BAJO CONDICIONES NO SISMICAS

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES

CONCRETO f'c= 28.00N/mm2 Ec= 24870.06N/mm2

ACERO fy= 420.00N/mm2 Ey= 200000.00N/mm2

DISEÑO A CORTANTE

Vud = 37.32 KN — A una distancia "d" del apoyo

Mu = 2.62 KN-m — En la sección donde se evalúa la cortante

$V_u d/M_u$ = 2.05 ≤ 1

ϕ = 0.75

λ = 1.00

b =1000.00mm

d =143.65mm

Ecuación C.11-5

$$V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d$$ = 132.58 KN ≤ $0.29\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$ = 220.44 KN

ϕVc = 99.44 KN

Conforme a C.11.1.3.1 evaluamos el esfuerzo cortante a una distancia "d" del apoyo

Vud = 37.32 KN ≤ = 99.44 KN OK

DISEÑO A FLEXION

Mu = 8.11 KN-m

Mserv = 5.91 KN-m — Combinación sísmica? -> NO

Mu = 8.11 KN-m — Sd = 1.62

M1 = 13.14 KN-m — b =1000.00mm — ϕ = 0.90

h =200.00mm — Rn = 0.71N/mm2

recubrimiento =50.00mm — ρ = 0.0017105 — Usar ptemp

d =143.65mm — As req = 3.60 cm2

d-recubrimiento =56.35mm — use 5 #4 @20.00cm

\+ 0 #0 @0.00cm intercaladas

As prop = 6.45 cm2 OK

Chequeo de factor de reducción por deformación del acero

$\rho_{min} \le \rho_{asum} \le \rho_{max}$

ρmin = 0.0033000 --> As = 4.74 cm2

ρtemp = 0.0018000 --> As = 3.60 cm2

ρbal = 0.0283333

ρmax = 0.0177083

As = 645.00mm2 — β_1 = 0.85 — ρ prop = 0.0044901

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$ =11.38mm — $c = \frac{a}{\beta_1}$ =13.39mm — Et = 0.0291821

Controla tracción

ϕ = 0.90

$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$ = 37.37 KN-m — ϕM_n = 33.64 KN-m

ISE = 0.39 OK

Chequeo de esfuerzo en el acero bajo cargas de servicio

β =1.20

Esfuerzo maximo zona de expocición ambiental severa

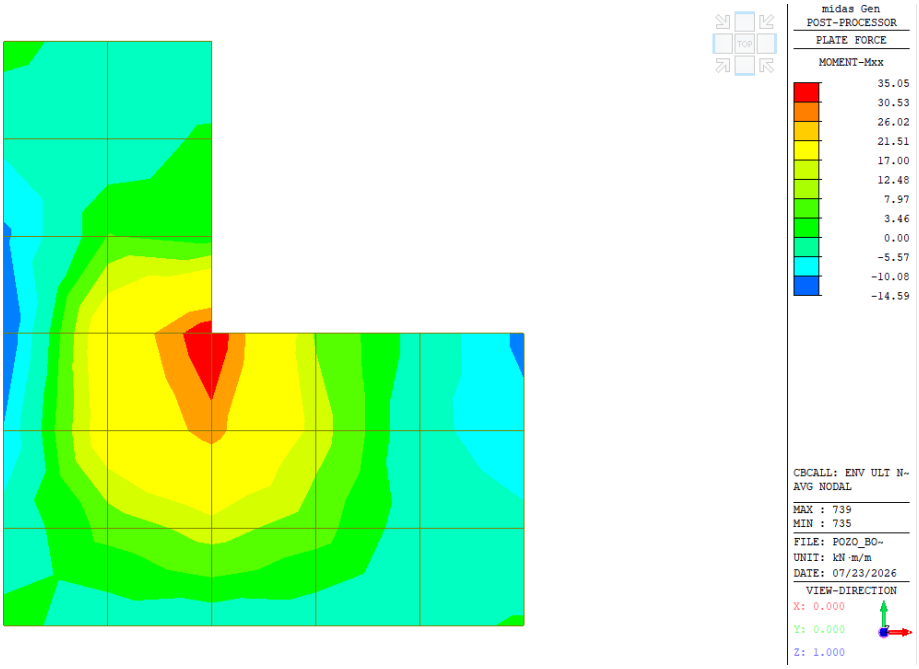
140.00N/mm2 < fs serv max= 168.80N/mm2 < 250.00N/mm2

fs= 69.21N/mm2 ≤ 168.80N/mm2 OK

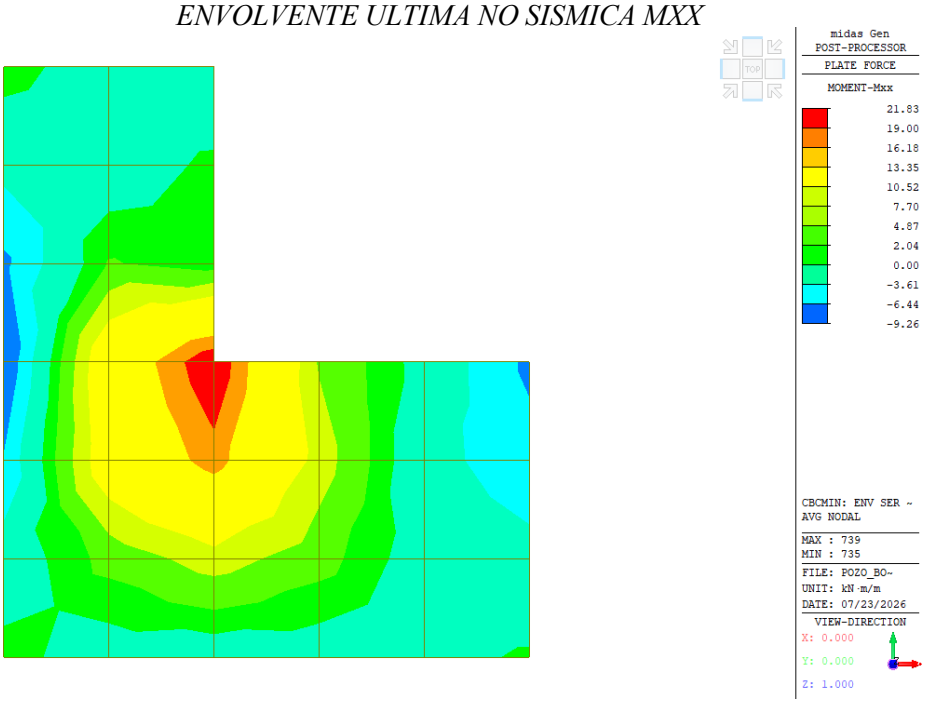
Separación máxma de refuerzo

$s = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5c_c$ =1412.40mm ≤ =300.00mm

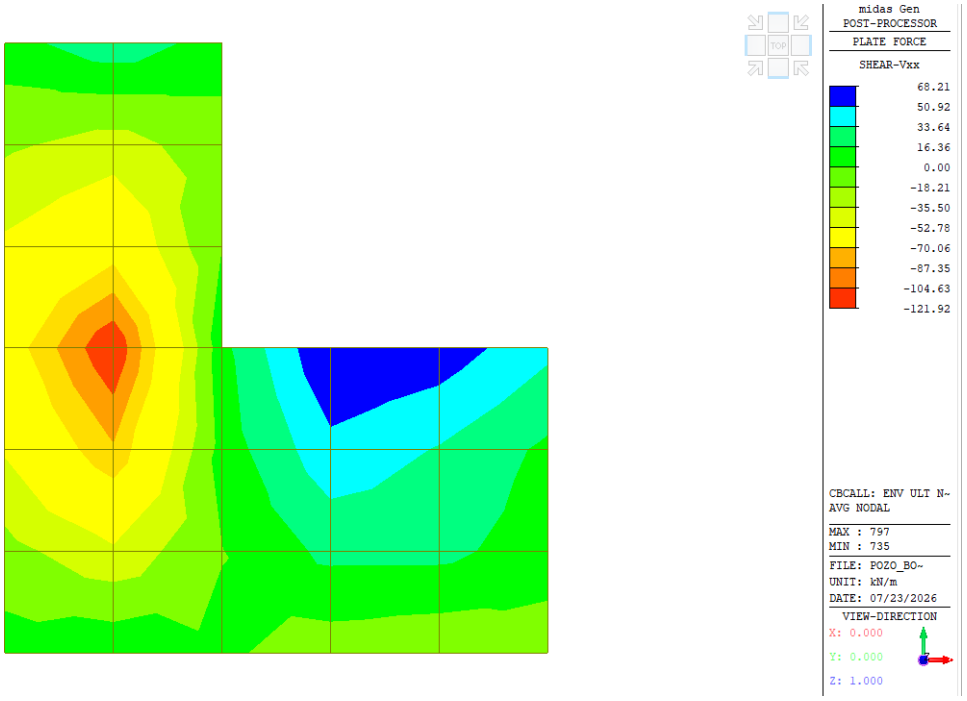
A continuación, se relacionen los diagramas de momento y cortante para las envolventes de combinaciones ultimas y servicio de la losa de cubierta:



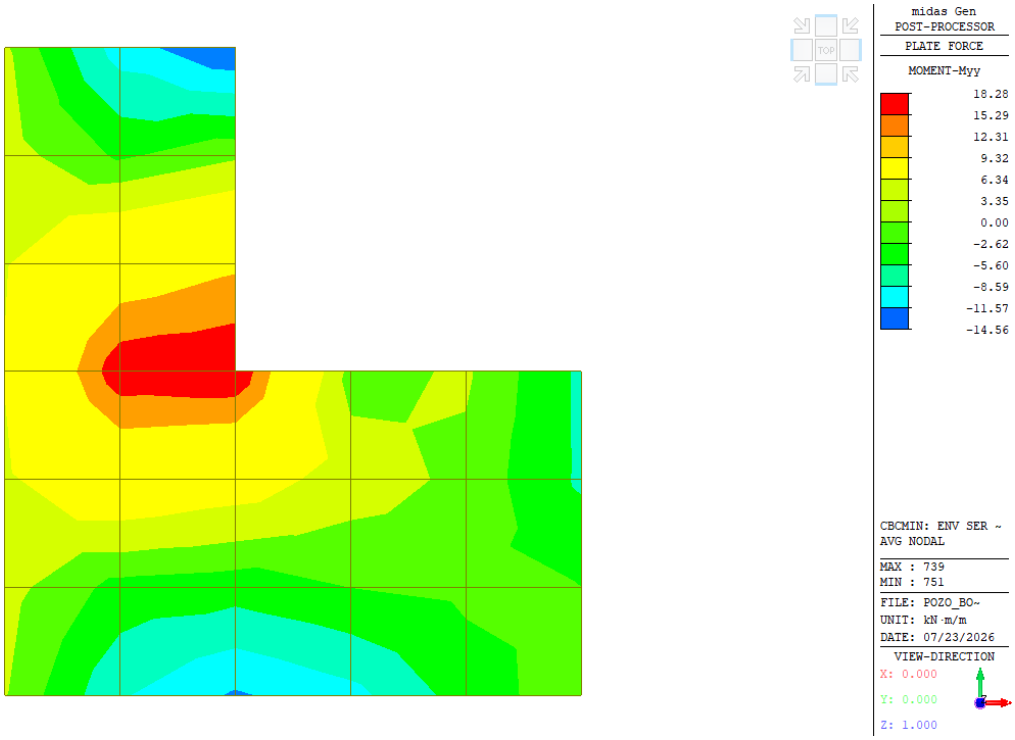
ENVOLVENTE ULTIMA NO SISMICA MXX



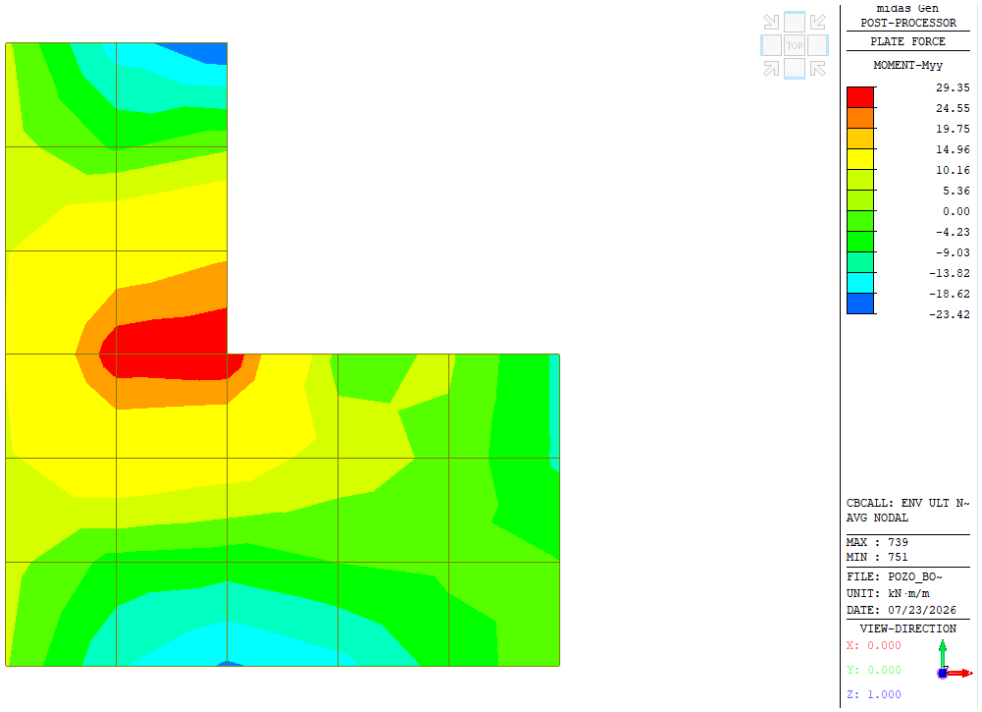
ENVOLVENTE DE SERVICIO NO SISMICA MXX



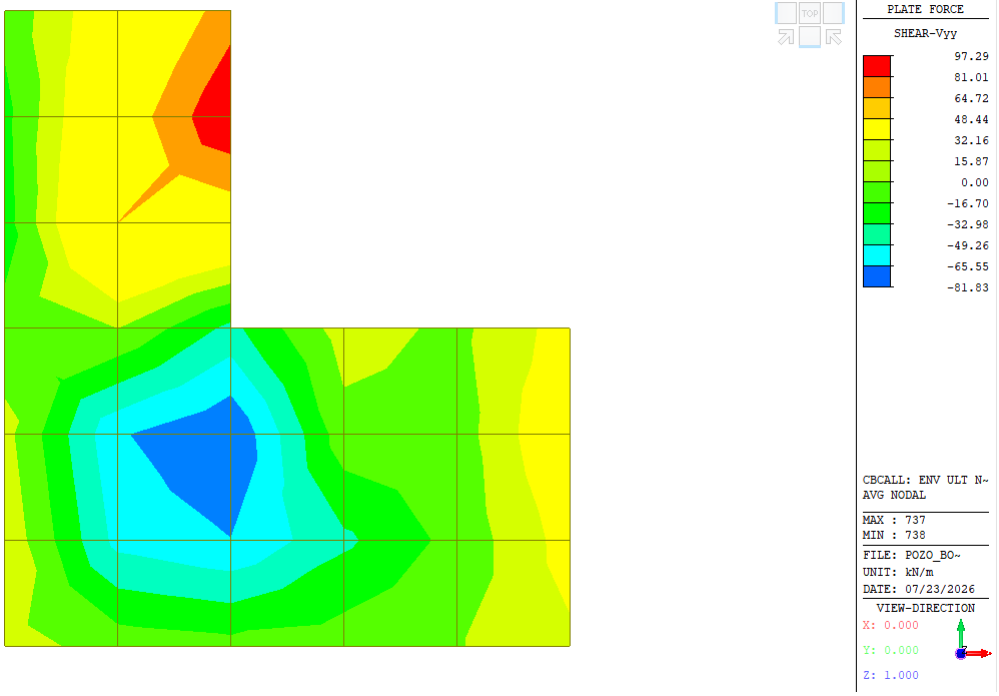
ENVOLVENTE ULTIMA NO SISMICA VXX



ENVOLVENTE DE SERVICIO NO SISMICA MYY



ENVOLVENTE ULTIMA NO SISMICA MYY



ENVOLVENTE ULTIMA NO SISMICA VYY

DISEÑO PARA MX EN LOSA DE CUBIERTA BAJO CONDICIONES NO SISMICAS

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES

CONCRETO f'c= 28.00N/mm2 Ec= 24870.06N/mm2

ACERO fy= 485.00N/mm2 Ey= 200000.00N/mm2

DISEÑO A CORTANTE

Vud = 121.92 KN A una distancia "d" del apoyo

Mu = 17.00 KN-m En la sección donde se evalúa la cortante

$V_u d/M_u$ = 1.39 ≤ 1

ϕ = 0.75

λ = 1.00

b =1000.00mm

d =193.65mm

Ecuación C.11-5

$V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d$ = 178.57 KN ≤ $0.29\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$ = 297.16 KN

ϕVc = 133.93 KN

Conforme a C.11.1.3.1 evaluamos el esfuerzo cortante a una distancia "d" del apoyo

Vud = 121.92 KN ≤ = 133.93 KN OK

DISEÑO A FLEXION

Mu = 35.05 KN-m

Mserv = 22.31 KN-m Combinación sísmica? -> NO

Mu = 35.05 KN-m Sd = 1.35

M1 = 47.15 KN-m b =1000.00mm ϕ = 0.90

h =250.00mm Rn = 1.40N/mm2

recubrimiento =50.00mm ρ = 0.0029704

d =193.65mm As req = 5.75 cm2

d-recubrimiento =56.35mm use 6.67 #4 @15.00cm

\+ #0 @0.00cm intercaladas

As prop = 8.60 cm2 OK

Chequeo de factor de reducción por deformación del acero

$\rho_{min} \leq \rho_{actm} \leq \rho_{max}$

ρmin = 0.0033000 --> As = 6.39 cm2

ρtemp = 0.0018000 --> As = 4.50 cm2

ρbal = 0.0230662

ρmax = 0.0144164

As = 860.00mm2 β_1 = 0.85 ρ prop = 0.0044410

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$ =17.53mm $c = \frac{a}{\beta_1}$ =20.62mm Ɛt = 0.0251770

Controla tracción

ϕ = 0.90

$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$ = 77.12 KN-m ϕM_n = 69.40 KN-m

ISE = 0.68 OK

Chequeo de esfuerzo en el acero bajo cargas de servicio

$^{\beta}$ =1.20

Esfuerzo maximo zona de expocición ambiental severa

140.00N/mm2 < fs serv max= 206.53N/mm2 < 250.00N/mm2

fs= 145.29N/mm2 ≤ 206.53N/mm2 OK

Separación máxma de refuerzo

$s = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5c_c$ =607.32mm ≤ =300.00mm

DISEÑO PARA MY EN LOSA DE CUBIERTA BAJO CONDICIONES NO SISMICAS

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES

CONCRETO f'c= 28.00N/mm2 Ec= 24870.06N/mm2

ACERO fy= 420.00N/mm2 Ey= 200000.00N/mm2

DISEÑO A CORTANTE

Vud = 91.30 KN — A una distancia "d" del apoyo

Mu = 4.23 KN-m — En la sección donde se evalúa la cortante

$V_u d/M_u$ = 3.10 ≤ 1

ϕ = 0.75

λ = 1.00

b =1000.00mm

d =143.65mm

Ecuación C.11-5

$$V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d$$ = 136.24 KN ≤ $0.29\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$ = 220.44 KN

ϕVc = 102.18 KN

Conforme a C.11.1.3.1 evaluamos el esfuerzo cortante a una distancia "d" del apoyo

Vud = 91.30 KN ≤ = 102.18 KN OK

DISEÑO A FLEXION

Mu = 29.35 KN-m

Mserv = 18.28 KN-m — Combinación sísmica? -> NO

Mu = 29.35 KN-m — Sd = 1.14

M1 = 33.46 KN-m — b =1000.00mm — ϕ = 0.90

h =200.00mm — Rn = 1.80N/mm2

recubrimiento =50.00mm — ρ = 0.0044651

d =143.65mm — As req = 6.41 cm2

d-recubrimiento =56.35mm — use 6.67 #4 @15.00cm

\+ 0 #0 @0.00cm intercaladas

As prop = 8.60 cm2 OK

Chequeo de factor de reducción por deformación del acero

$\rho_{min} \le \rho_{actm} \le \rho_{max}$

ρmin = 0.0033000 --> As = 4.74 cm2

ρtemp = 0.0018000 --> As = 3.60 cm2

ρbal = 0.0283333

ρmax = 0.0177083

As = 860.00mm2 — β_1 = 0.85 — ρ prop = 0.0059868

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$ =15.18mm — $c = \frac{a}{\beta_1}$ =17.85mm — Et = 0.0211365

Controla tracción

ϕ = 0.90

$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$ = 49.15 KN-m — ϕM_n = 44.23 KN-m

ISE = 0.76 OK

Chequeo de esfuerzo en el acero bajo cargas de servicio

β =1.20

Esfuerzo maximo zona de expocición ambiental severa

140.00N/mm2 < fs serv max= 206.53N/mm2 < 250.00N/mm2

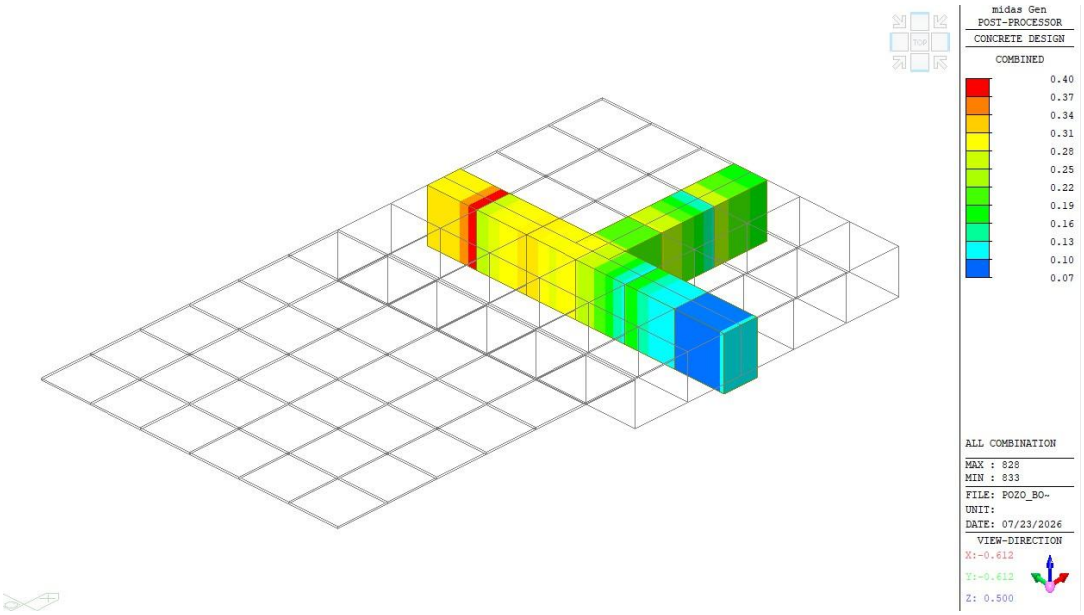
fs= 162.36N/mm2 ≤ 206.53N/mm2 OK

Separación máxma de refuerzo

$s = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5c_c$ =530.34mm ≤ =300.00mm

VIGAS DE CONCRETO

A continuación, se presenta el chequeo de las vigas de concreto de borde de la losa de la cubierta de la caja. La siguiente imagen indica le índice de sobre esfuerzo de la viga.

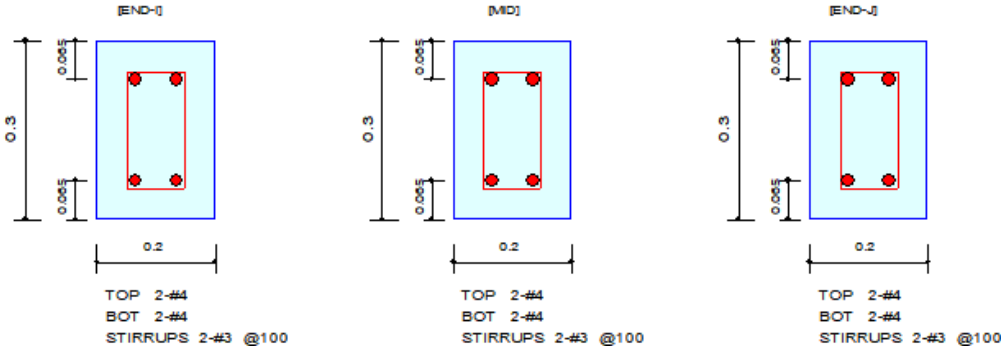


INDICE DE SOBREESFUERZO DE VIGAS

Se presenta el chequeo de la viga:

1. Design Information

Design Code	NSR-10	Unit System	kN, m
Material Data	fc = 27579, fy = 413686, fys = 413686 KPa		
Section Property	AUX (No : 1)	Beam Span	0.32m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	60	18	60
Moment (Mu)	5.60	2.40	4.11
Factored Strength (φMn)	21.49	21.49	21.49
Check Ratio (Mu/φMn)	0.2605	0.1119	0.1911
(+) Load Combination No.	60	60	60
Moment (Mu)	7.03	5.88	8.21
Factored Strength (φMn)	21.49	21.49	21.49
Check Ratio (Mu/φMn)	0.3271	0.2738	0.3821
Using Rebar Top (As.top)	0.0003	0.0003	0.0003
Using Rebar Bot (As.bot)	0.0003	0.0003	0.0003

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	60	60	60
Factored Shear Force (Vu)	46.28	46.15	45.89
Shear Strength by Conc.(φVc)	31.47	31.47	31.47
Shear Strength by Rebar.(φVs)	103.49	103.49	103.49
Using Shear Reinf. (AsV)	0.0014	0.0014	0.0014
Using Stirrups Spacing	2-#3 @100	2-#3 @100	2-#3 @100
Check Ratio	0.3429	0.3420	0.3401

DISEÑO DE SOPORTES DE TAPA

Diagrama de momento (KN.m)

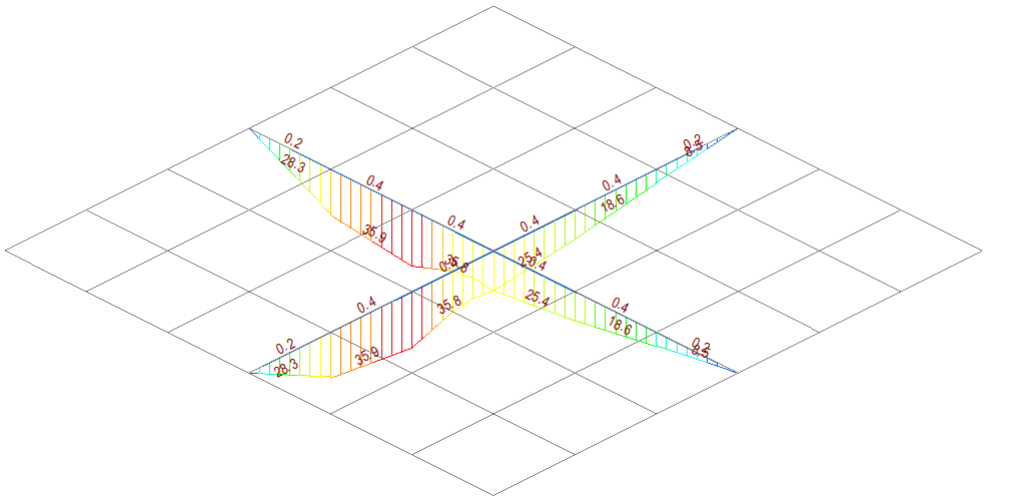
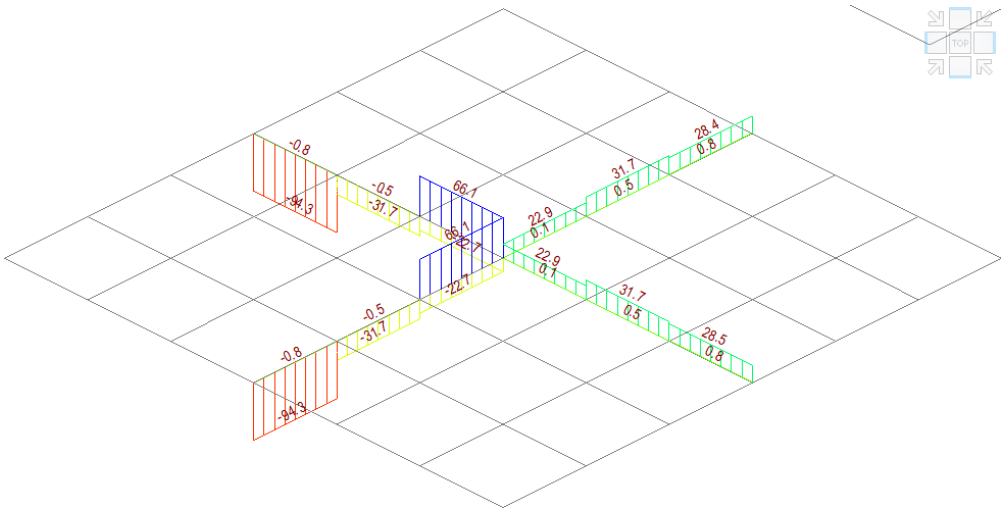


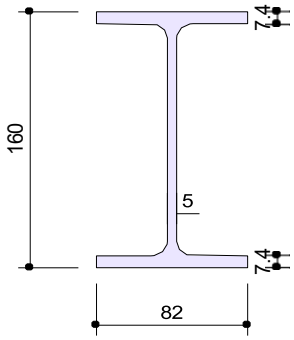
Diagrama de cortante (KN)



MEMBER NAME : IPE160

General Information
Design Code : AISC-LRFD10M
Code Unit : N, mm

Material
Material Name : A572-50
F_y : 345MPa



Length
L_x : 0.750m
L_y : 0.750m
L_t : 0.750m
L_b : 0.750m

K_x : 1.000
K_y : 1.000
K_t : 1.000

Section
Shape : IPE160 (Rolled)
Member Type : Beam
Section Property

A_s	A_{sx}	A_{sy}	X_{bar}	Y_{bar}
2,010mm²	809mm²	800mm²	41.00mm	80.00mm
S_x	S_y	Z_x	Z_y	J
109,000mm³	16,700mm³	123,800mm³	25,786mm³	28,511mm⁴
i_x	i_y	I_x	I_y	I_{xy}
65.60mm	18.75mm	8,690,000mm⁴	683,000mm⁴	0.000mm⁴

C_w = 3.976214e+9mm⁶

Forces
P_u : 0.000kN
M_{ux} : -35.90kN·m
M_{uy} : 0.000kN·m
V_{ux} : 0.000kN
V_{uy} : -94.00kN

Factor
C_b : 1.000

Stiffener & Concentrated Force
Stiffener
Width : 142mm
Thickness : 16.51mm
Spacing : 100mm
Braced Compression Flange : No
Concentrated Force
Force : 0.000kN
Moment : 0.000kN·m
Bearing Length : 100mm
Distance from Support : 1.000m

Calculation Summary
Axial Capacity

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Slenderness Ratio	40.01	300	0.133	
Tension Strength (kN)	0.000	624	0.000	

Moment Capacity

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Width-Thickness Ratio (Flange, λp)	5.541	9.152	0.605	
Width-Thickness Ratio (Flange, λr)	5.541	24.08	0.230	Compact
Width-Thickness Ratio (Web, λp)	25.44	90.55	0.281	
Width-Thickness Ratio (Web, λr)	25.44	137	0.185	Compact
Moment Strength, Major Axis (kN·m)	-35.90	38.41	0.935	
Moment Strength, Minor Axis (kN·m)	0.000	8.001	0.000	

Shear Capacity

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	0.000	226	0.000	
Shear Strength, Major Axis (kN)	-94.00	165	0.568	

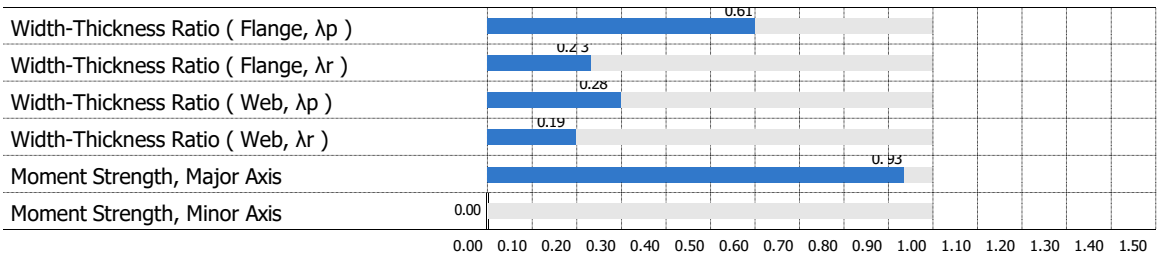
Combined Ratio

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Combined Ratio	0.935	1.000	0.935	

Check Axial Strength
P_u = 0.0kN → Skip Axial Strength Check

Check Flexural Strength About Major Axis (X)
[Calculation Summary (Moment Capacity)]

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Width-Thickness Ratio (Flange, λp)	5.541	9.152	0.605	
Width-Thickness Ratio (Flange, λr)	5.541	24.08	0.230	Compact
Width-Thickness Ratio (Web, λp)	25.44	90.55	0.281	
Width-Thickness Ratio (Web, λr)	25.44	137	0.185	Compact
Moment Strength, Major Axis (kN·m)	-35.90	38.41	0.935	
Moment Strength, Minor Axis (kN·m)	0.000	8.001	0.000	



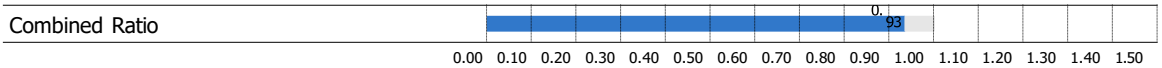
Elastic section modulus referred to tension and compression flanges
S_{xc} = 108,625mm³

S_{xt} = 108,625mm³
Calculate limiting width-thickness ratio of flange for flexure
$\lambda_p = 0.38\sqrt{E_s / F_y} = 9.152$
$\lambda_r = 1.00\sqrt{E_s / F_y} = 24.08$
Calculate limiting width-thickness ratio of web for flexure
$\lambda_p = 3.76\sqrt{E_s / F_y} = 90.55$
$\lambda_r = 5.70\sqrt{E_s / F_y} = 137$
Check width-thickness ratio of flange (BTR)
BTR = 5.541 < λ_p = 9.152 → Compact
Check width-thickness ratio of web (DTR)
DTR = 25.44 < λ_p = 90.55 → Compact
Calculate nominal flexural strength for Yielding (Y)
$M_{n1} = M_p = F_y Z_x$ = 42.68kN·m
Calculate limiting laterally unbraced length for the limit state of yielding (L_p)
$L_p = 1.76 r_y\sqrt{E_s / F_y}$ = 795mm
Calculate nominal flexural strength for Lateral-torsional buckling (LTB)
$L_b < L_p$ → Lateral-torsional buckling is not applied
Calculate flexural strength about major axis
$M_{nx} = M_{n1}$ = 42.68kN·m
ø = 0.900 (Resistance factor for flexure)
øM_{nx} = 38.41kN·m
$M_{ux} / øM_{nx}$ = 0.935 < 1.000 → O.K

Check Flexural Strength About Minor Axis (Y)
M_{ux} = 0 kN·m → Skip Flexural Strength about Minor Axis (Y) Check

Check Interaction of Combined Strength
[Calculation Summary (Combined Ratio)]

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Combined Ratio	0.935	1.000	0.935	

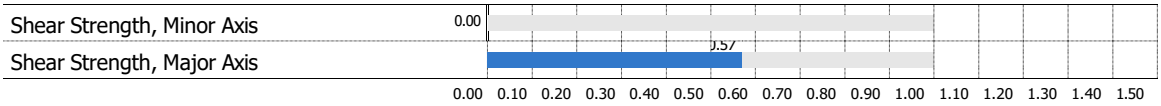


Calculate interaction ratio of combined strength
P_r / P_c = 0.000 < 0.2

$$ComRat = \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) = 0.935 < 1.000 \rightarrow O.K$$

Check Shear Strength
[Calculation Summary (Shear Capacity)]

Category	Value	Criteria	Ratio	Note
Shear Strength, Minor Axis (kN)	0.000	226	0.000	
Shear Strength, Major Axis (kN)	-94.00	165	0.568	



Calculate shear strength in local-y direction
Calculate the web plate buckling coefficient (k_v)
k_v = 5.000 (for stiffened webs)
Calculate the web shear coefficient (C_v)
for Rolled H-Shape Members
$h / t_w = 25.44 < 2.24 \sqrt{E_s / F_y} = 53.95$
C_v = 1.000
Calculate shear strength in local-y direction
A_w = 800mm²
C_v = 1.000
$V_{ny} = 0.6 F_y A_w C_v$ = 165kN
for webs of rolled H-shape members with $h / t_w < 2.24 \sqrt{E_s / F_y}$
ø = 1.000 (Resistance factor for shear)
$øV_{ny}$ = 165kN
V_{uy} = -94.00kN
$V_{uy} / øV_{ny} = 0.568 < 1.000 \rightarrow$ O.K

Check Flange and Web under Concentrated Force
Flange Local Bending
$P_{u.max}$ = 0.000kN (Maximum Force)
ø = 0.900
$øR_{n.FLB}$ = 106kN
$P_{u.max} / øR_{n.FLB} = 0.000 \rightarrow$ O.K
Web Local Yielding
$P_{u.max}$ = 0.000kN (Maximum Force)
ø = 1.000
$øR_{n.WLY}$ = 243kN
$P_{u.max} / øR_{n.WLY} = 0.000 \rightarrow$ O.K
Web Crippling
$P_{u.max}$ = 0.000kN (Maximum Force)
$R_{n.WLC1} = 0.80 (t_w)^2 [1 + 3 (\frac{N}{d}) (\frac{t_w}{t_f})^{1.5}] \sqrt{E F_{yw} t_f / t_w} = 412kN$
$øR_{n.WLC1}$ = 309kN (ø = 0.750)
$R_{n.WLC2} = 0.40 (t_w)^2 [1 + 3 (\frac{4N}{d} - 0.2) (\frac{t_w}{t_f})^{1.5}] \sqrt{E F_{yw} t_f / t_w} = 230kN$
$øR_{n.WLC2}$ = 173kN (ø = 0.750)
$øR_{n.WLC} = \min(øR_{n.WLC1} , øR_{n.WLC2})$ = 173kN
$P_{u.max} / øR_{n.WLC} = 0.000 \rightarrow$ O.K
Web Sidesway Buckling
$P_{u.max}$ = 0.000kN (Maximum Force)
(h / tw) / (l / bf) = 2.781 > 1.700 → Sidesway buckling is not necessary

Web Compression Buckling
$P_{u.max}$ = 0.000kN (Maximum Force)
$R_{n.WCB}$ = **¡Error!** = 196kN
ø = 0.900
ø$R_{n.WCB}$ = 176kN
$P_{u.max}$ / ø$R_{n.WCB}$ = 0.000 → O.K

Check Stiffener
Check if stiffener is required
$h / t_w = 25.44 < 2.460 \sqrt{E / F_y} = 59.24$
$V_n = 0.6\ F_y\ A_w\ C_v$ (C_v = 1.000)
V_u = 0.000kN < øV_n = 165kN (ø = 1.000)
Stiffener is not required

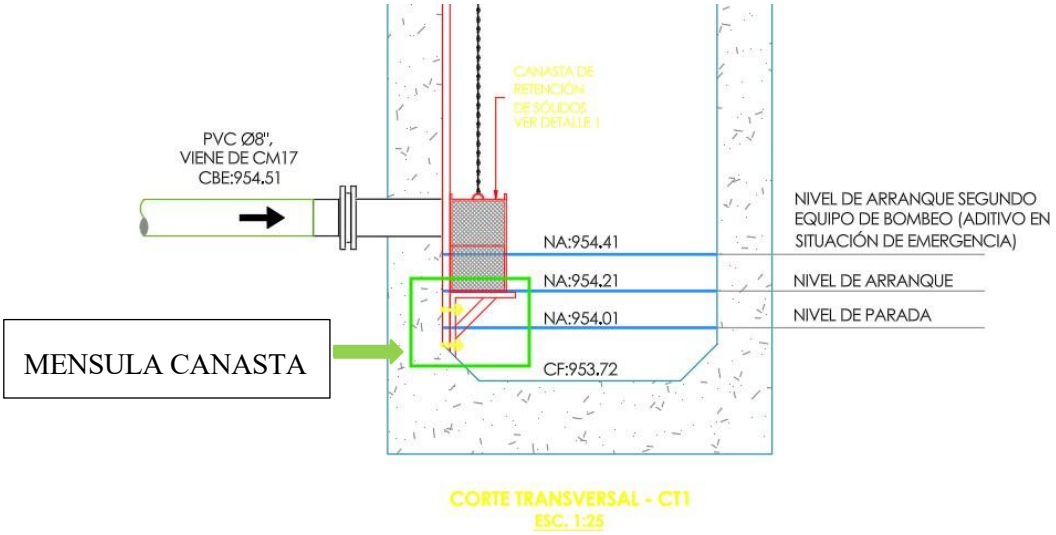
6.3. VERIFICACIÓN DE FLOTABILIDAD

γ_w= 10.00 kN/m³	Peso específico del agua
H_w= 5.80 m	Altura del nivel freático
P_w= 58.00 kN/m²	Presión de levantamiento tanque 1
P_w= 11.50 kN/m²	Presión de levantamiento tanque 2
$t_{BTmáx}$= 0.25 m	Espesor de tapa tanque
Ag= 1.35 m²	Areade la tapa
V_{BT}= 0.34 m³	Volumen de la losa tapa
γ_{cM}= 24.00 kN/m³	Peso específico del concreto de muros

Ag= 4.00 m²	Area bruta del tanque 1 en planta	
Ai= 2.25 m²	Area interna del tanque en planta	
Pf= 232.00 kN	Fuerza de levantamiento	
H_M= 6.80 m	Altura de los muros	
t_M= 0.25 m	Espesor de los muros	
L_M= 12.25 m	Longitud perimetral de muros	
V_M= 11.90 m³	Volumen de muros tanque 1	
Ag= 3.50 m²	Area bruta del tanque 2 en planta	
Ai= 2.25 m²	Area interna del tanque en planta	
Pf= 40.25 kN	Fuerza de levantamiento	
H_M= 2.15 m	Altura de los muros	
t_M= 0.25 m	Espesor de los muros	
L_M= 12.25 m	Longitud perimetral de muros	
V_M= 2.69 m³	Volumen de muros de tanque 2	
$t_{BTmáx}$= 0.20 m	Espesor de losa de fondo	
Ag= 4.00 m²	Area bruta del tanque en planta	
V_{BT}= 0.80 m³	Volumen de la losa de fondo	
γ_{cM}= 24.00 kN/m³	Peso específico del concreto de muros	
WT= 377.40 kN	Peso total del tanque	
FS= 1.63	OK	Factor de seguridad al levantamieto

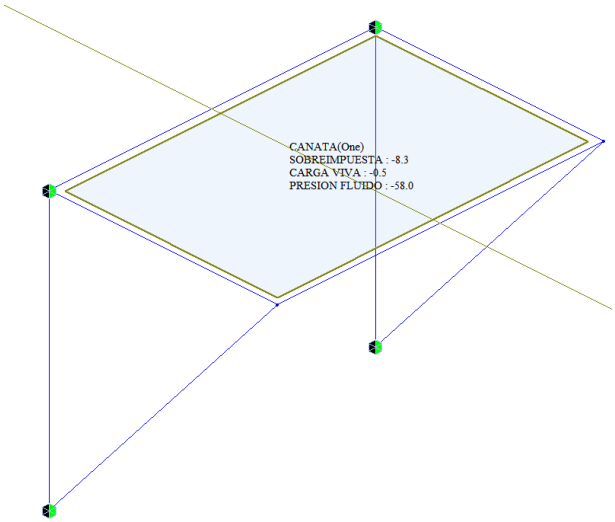
6.4. MENSULAS DE CAJAS DE LIMPIEZA

A continuación, se presenta un esquema de la ménsula:

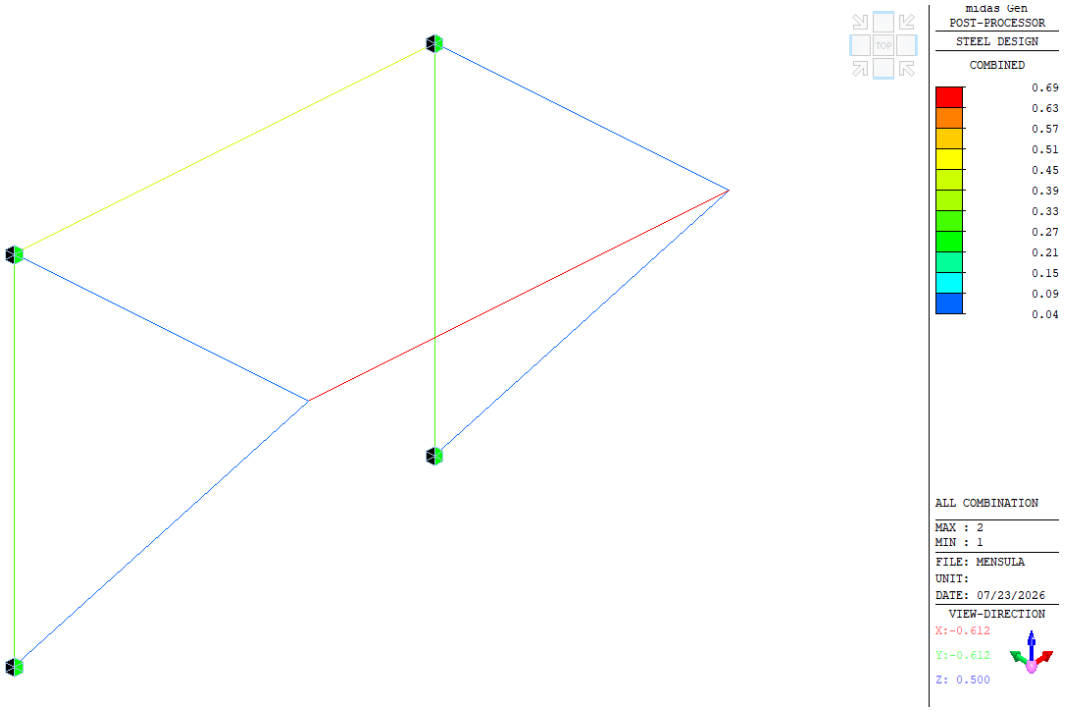


CHEQUEO DE PERFILES

Para el chequeo de la ménsula se asigna el peso de la canasta y asumiendo su volumen lleno de lodo y el peso de una carga viva mínima.



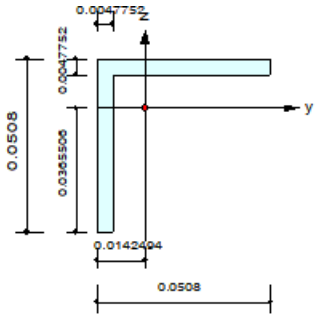
Asignación de cargas (kgf/m2)



INDICES DE SOBREESFUERZO

1. Design Information

Design Code	AISC(16th)-LRFD22
Unit System	kN, m
Member No	2
Material	A36 (No:1)
	(Fy = 248211, Es = 199948024)
Section Name	L2X2X3/16 (No:3)
	(Rolled : L2X2X3/16).
Member Length	: 0.50000



2. Member Forces

Axial Force	Fxx = 0.00000 (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments	My = 0.50743, Mz = 0.00000
End Moments	Myi = -0.0020, Myj = -0.0020 (for Lb)
	Myi = -0.0020, Myj = -0.0020 (for Ly)
	Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces	Fyy = 0.00000 (LCB: 10, POS:I)
	Fzz = -4.0756 (LCB: 1, POS:I)

Depth	0.05080	Web Thick	0.00478
Top F Width	0.05080	Top F Thick	0.00478
Area	0.00047	Asz	0.00016
Qyb	0.00067	Qzb	0.00067
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.01425	Zbar	0.03655
Syy	0.00000	Szz	0.00000
rp	0.00988		

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 0.50000, Lz = 0.50000, Lb = 0.50000

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

Axial Strength

Pr/Pc = 0.000/104.056 = 0.000 < 1.000 ..... O.K

Bending Strength

Mry/Mcy = 0.50743/1.68076 = 0.302 < 1.000 ..... O.K

Mrz/Mcz = 0.00000/0.75525 = 0.000 < 1.000 ..... O.K

Combined Strength (Tension+Bending)

Pr/Pc = 0.00 < 0.20

Rmax = Pr/(2*Pc) + [Mry/Mcy + Mrz/Mcz] = 0.689 < 1.000 ..... O.K

Shear Strength

Vry/Vcy = 0.000 < 1.000 ..... O.K

Vrz/Vcz = 0.125 < 1.000 ..... O.K

Torsion Strength

Not applicable for this section shape

ANEXO 1

REVISION DE ANCLAJES

RAM Connection

HP

Current Date: 24/07/2026 10:47 a. m.
Units system: SI
File name: C:\Users\DMG\OneDrive\PROYECTOS\PROYECTOS 2026\260717 - Pozo de Bombeo - Alcantarillado El Guabal\MIDAS\ANCLJE_IPE.rcnx

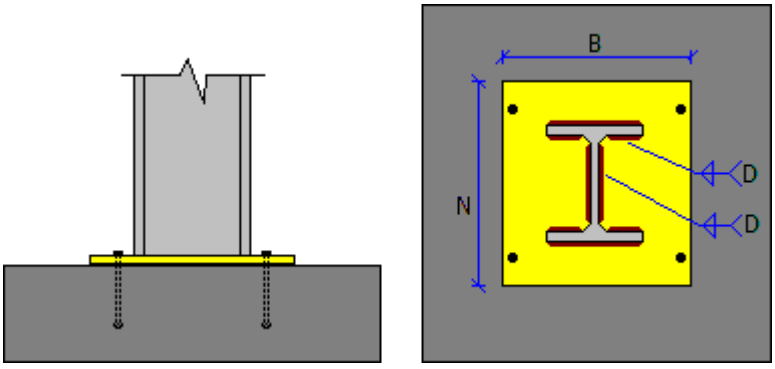
Steel Connections
Data

Connection: 1 - Pinned BP

Family: Column - Base (CB)
Type: Base plate
Description: Column base

General information

Connector



Members

Column

Column type	:	Prismatic member
Section	:	IPE 160
Material	:	A572 Gr50
Longitudinal offset	:	0 mm

Base plate

Base plate

Plate shape	:	Rectangular
Connection type	:	Unstiffened
Position on the support	:	Center
N: Longitudinal dimension	:	180 mm
B: Transversal dimension	:	220 mm
Thickness	:	6.35 mm
Material	:	A572 Gr50
Column weld type	:	Fillet
Column weld	:	E70XX
Outer welds flanges only	:	No

D: Column weld size (1/16 in)	:	3
Override A2/A1 ratio	:	No
Include shear lug	:	Yes
Shear lug		
Orientation	:	Transversal direction
Consider same width as base plate	:	No
Width	:	180 mm
Depth	:	90 mm
Thickness	:	16 mm
Weld type	:	Fillet
Base plate weld	:	E70XX
Base plate weld size	:	3
Consider friction	:	No
Use anchor reinforcement for shear breakout	:	Yes
Support		
With pedestal	:	No
Longitudinal dimension	:	250 mm
Transversal dimension	:	1000 mm
Thickness	:	250 mm
Material	:	C 4-60
Include grouting	:	No
Anchor		
Anchor position	:	Longitudinal position
Rows number per side	:	1
Anchors per row	:	2
Longitudinal edge distance on the plate	:	50 mm
Transverse edge distance on the plate	:	38 mm
Anchor type	:	Headed
Head type	:	Hexagonal
Include lock nut	:	No
Anchor	:	1/2"
Effective embedment depth	:	150 mm
Total length	:	173.114 mm
Material	:	F1554 Gr105
Fy	:	0.724 kN/mm2
Fu	:	0.862 kN/mm2
Cracked concrete	:	No
Brittle steel	:	No
Anchors welded to base plate	:	No
Include bearing plates	:	No
Anchor reinforcement		
Type of reinforcement	:	Primary
Tension reinforcement	:	No
Shear reinforcement	:	No

RAM Connection

HP

Current Date: 24/07/2026 10:47 a. m.
Units system: SI
File name: C:\Users\DMG\OneDrive\PROYECTOS\PROYECTOS 2026\260717 - Pozo de Bombeo - Alcantarillado El Guabal\MIDAS\ANCLJE_IPE.rcnx

Steel Connections
Results

Connection: 1 - Pinned BP

Family: Column - Base (CB)
Type: Base plate
Description: Column base

Design code: AISC 360-10 LRFD, ACI 318-08

Demands

Description	Pu [kN]	Mu22 [kN*m]	Mu33 [kN*m]	Vu2 [kN]	Vu3 [kN]	Load type
DL	0.00	0.00	0.00	-77.00	0.00	Design

Design calculations

Design for major axis

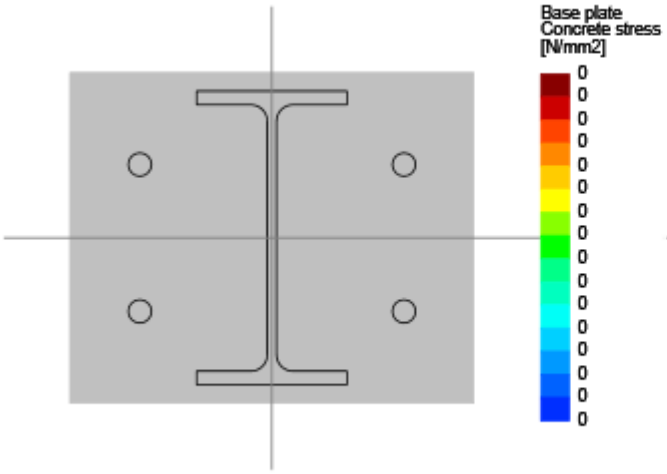
Base plate (AISC 360-10 LRFD)

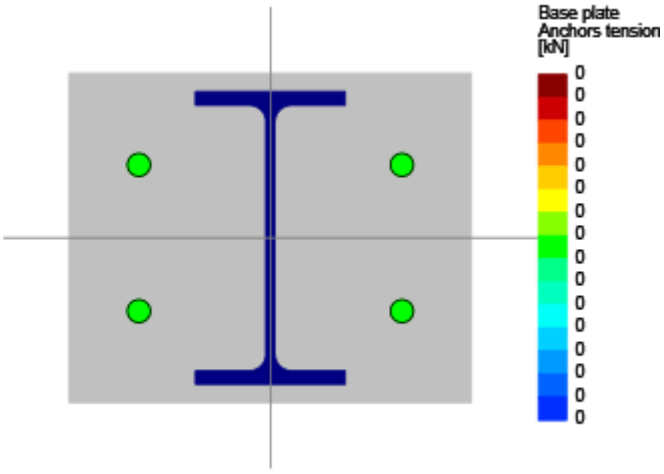
Geometric Considerations

Dimensions	Unit	Value	Min.	Max.	Sta.	References
Base plate						
Distance from anchor to edge	[mm]	31.65	6.35	--	✔	
Weld size	[1/16in]	3	2	--	✔	table J2.4
Shear lug						
Weld size	[1/16in]	3	2	--	✔	table J2.4

Design Check

Verification	Unit	Capacity	Demand	Ctrl EQ	Ratio	References
Concrete base						
Axial bearing	[KN/mm2]	0.02	0.00	DL	0.00	DG1 3.1.1
Base plate						
Flexural yielding (bearing interface)	[KN*m/m]	3.13	0.00	DL	0.00	DG1 Eq. 3.3.13
Flexural yielding (tension interface)	[KN*m/m]	3.13	0.00	DL	0.00	DG1 Eq. 3.3.13





Maximum bearing pressure	0.00	[N/mm2]
Minimum bearing pressure	0.00	[N/mm2]
Maximum anchor tension	0.00	[kN]
Minimum anchor tension	0.00	[kN]
Neutral axis angle	0.00	[deg]
Neutral axis location	0.00	[mm]
Bearing length	0.00	[mm]

Anchors tensions

Anchor	Transverse [mm]	Longitudinal [mm]	Shear [kN]	Tension [kN]
1	-72.00	-40.00	-19.25	0.00
2	-72.00	40.00	-19.25	0.00
3	72.00	40.00	-19.25	0.00
4	72.00	-40.00	-19.25	0.00

Shear lug						
Bearing on the concrete	[KN]	377.53	77.00	DL	0.20	DG1 Sec 3.5.2
Shear yielding	[KN]	595.70	77.00	DL	0.13	Eq. J4-3
Shear rupture	[KN]	580.81	77.00	DL	0.13	Eq. J4-4
Flexural yielding	[KN*m]	3.57	3.47	DL	0.97	DG1 p. 43
Flexural rupture	[KN*m]	3.87	3.47	DL	0.89	p. 9-6
Weld capacity	[KN/m]	1097.08	1026.44	DL	0.94	DG1 p. 43
Column						
Weld capacity	[KN/m]	1097.08	0.00	DL	0.00	Sec. J2.4
Elastic method weld shear capacity	[KN/m]	731.39	302.67	DL	0.41	Sec. J2.4
Elastic method weld axial capacity	[KN/m]	1097.08	0.00	DL	0.00	Sec. J2.4
Ratio	**0.97**					

Anchors

Geometric Considerations

Dimensions	Unit	Value	Min.	Max.	Sta.	References
Anchors						
Anchor spacing	[mm]	80.00	50.80	--	✔	Sec. D.8.1
Concrete cover	[mm]	78.65	76.20	--	✔	Sec. 7.7.1
Effective length	[mm]	158.25	--	241.75	✔	

Design Check

Verification	Unit	Capacity	Demand	Ctrl EQ	Ratio	References
Anchor tension	[KN]	59.17	0.00	DL	0.00	Eq. D-3
Breakout of anchor in tension	[KN]	38.31	0.00	DL	0.00	Sec. D.4.1.1
Pullout of anchor in tension	[KN]	40.61	0.00	DL	0.00	Sec. D.4.1.1
Anchor shear	[KN]	30.77	0.00	DL	0.00	Eq. D-20
Breakout of anchor in shear	[KN]	12.66	0.00	DL	0.00	Sec. D.4.1.1
Breakout of anchor in shear parallel to edge	[KN]	34.77	0.00	DL	0.00	Sec. D.4.1.1
Pryout of anchor in shear	[KN]	76.62	0.00	DL	0.00	Sec. D.4.1.1
Anchors reinforcement in shear	[KN]	82.26	77.00	DL	0.94	Sec. D.5.2.9, D.6.2.9
Ratio	**0.94**					
Global critical strength ratio	**0.97**					

Major axis

Maximum compression and tension (DL)

ANCLAJE_MENSIULA

24/07/2026

1.Project Information

Empresa:

Ingeniero de proyectos:

Dirección: VALLE DEL CAUCA 760050

Teléfono: M: P:

Correo electrónico:

Nombre del proyecto: Intitulado

Dirección del proyecto: Intitulado

Notas:

2.Información de ancla seleccionada

Ancla seleccionada: Pure220+

Marca: DEWALT



Mtaérial: 3/8" Ø Varilla roscada ASTM F1554 GR36/A36

incrustación: h_{ef} 80.33 mm h_{nom} 80.325 mm

Aprobación: ICC-ES ESR-5144

Emitido / Revisión: nov.,2025 -

Método de perforación: Martillo perforado

3.Criterios de diseño

Método de diseño: ACI 318-14

Combinaciónes de carga: Sección 5.3 Cargas definidas por el usuario

4.Información del material base

Hormigón:

TIPO: Agrietado Hormigón de peso normal

Fuerza 17.24 MPa

Refuerzo:

Espaciamiento	TENSIÓN	No (condición B)	cizallar	No (condición B)
Controles de ruptura de hormigón	TENSIÓN	False	cizallar	False

Plato base:

Dimensionamiento Espesor 6 mm Largo 400 mm Ancho 63 mm

separación Ninguno Altura 0 mm

Fuerza 345 (N/mm²)

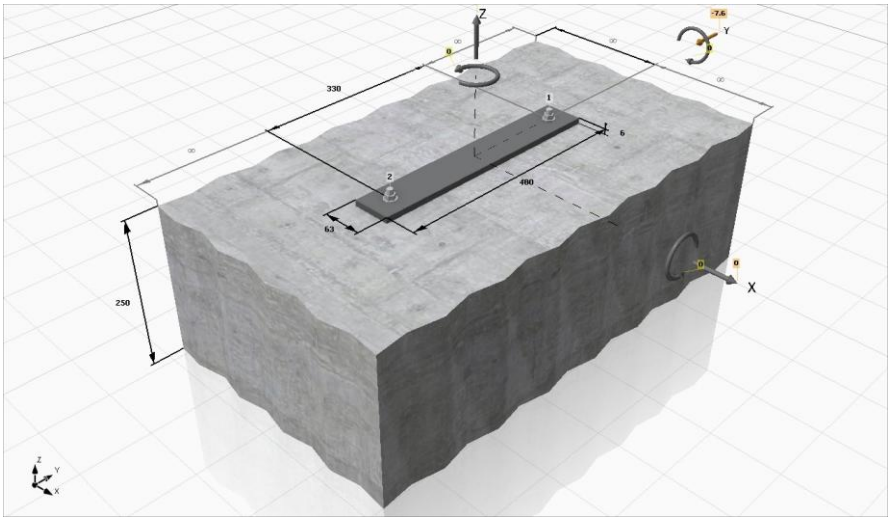
Perfil: Ninguno

Condición del orificio: Agujero seco

Max. Temperatura de servicio: Largo plazo: 43 °C Corto plazo: 54 °C

Los datos de entrada y los resultados deben verificarse para que concuerden con las condiciones, estándares y pautas existentes y deben verificarse para ver si son plausibles.

5.Condiciones geométricas



h_{slab}	250	mm	h_{min}	110.325	mm
Borde Cx-	∞	mm	c_{min}	41.275	mm
Borde Cx +	∞	mm	c_{ac}	136.074	mm
Borde Cy-	∞	mm	s_{min}	47.625	mm
Borde Cy +	∞	mm			

6.Resumen de resultados

Carga de tensión

Prueba de diseño	Demanda(kN)	Capacidad(kN)	Utilización	estatus	Crítico

Carga de cizallamiento

Prueba de diseño	Demanda(kN)	Capacidad(kN)	Utilización	estatus	Crítico
Prueba de diseño	3.80	7.80	0.487	OK	controles
Resistencia de ruptura posterior	7.60	58.59	0.130	OK	

Los datos de entrada y los resultados deben verificarse para que concuerden con las condiciones, estándares y pautas existentes y deben verificarse para ver si son plausibles.

7.Advertencias y observaciones

SE CUMPLEN LOS CRITERIOS DE DISEÑO DEL ANCLAJE

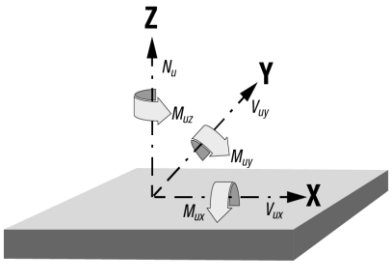
- Los resultados de los cálculos realizados con el software DDA se basan esencialmente en los datos que ha introducido. Por lo tanto, usted es el único responsable de la ausencia de errores, la integridad y la relevancia de los datos que se deben implementar. Además, usted asume la responsabilidad exclusiva de que un profesional / ingeniero de diseño verifique y apruebe los resultados del cálculo, especialmente con respecto al cumplimiento de las normas, estándares y permisos aplicables, antes de usarlos para su proyecto específico. El software DDA se utiliza únicamente para interpretar estándares, normas y permisos sin ninguna garantía en cuanto a la ausencia de errores, la exactitud y relevancia de los resultados o la idoneidad para una aplicación específica.

8.Condición de carga

Cargas / acciones de diseño

Nu	0.0	kN	Vux	0.0	kN	Vuy	-7.6	kN
Muz	0.0	kNm	Mux	0.0	kNm	Muy	0.0	kNm

Considere la inversión de carga Dirección X 0% Dirección Y 0%



9.Distribución de la carga

Max. deformación por compresión del hormigón:	0.000	%	Excentricidad del ancla				
Max. tensión de compresión del hormigón:	0.000	(N/mm²)	ex	0	mm	ey	0 mm
Fuerza de tensión resultante:	0.000	kN	Excentricidad de perfil				
Fuerza de compresión resultante:	0.000	kN	ex	0	mm	ey	0 mm

Fuerzas del anclaje resultantes / distribución de carga:

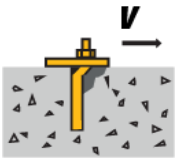
Ancla	Carga de tensión (kN)	Cargas de cizallamiento (kN)	Cargas de cizallamiento (kN) del componente Cizalla X	Cizalla Y	Coordenadas de ancla (mm) X	Y
1	0.00	3.8	0.0	-3.8	0.000	165.000
2	0.00	3.8	0.0	-3.8	0.000	-165.000

Los datos de entrada y los resultados deben verificarse para que concuerden con las condiciones, estándares y pautas existentes y deben verificarse para ver si son plausibles.

11.Carga de corte a prueba de diseño

Reference

Prueba de diseño



ACI 318-14 17.5.1

Variables

V_{sa} (kN)	φ
12.00	0.65

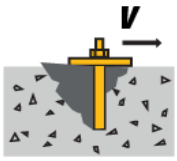
Resultados

φv_{sa}	=	7.8	kN	
V_{ua}	=	3.8	kN	Table 17.3.1.1
Utilización	=	48.7%		

Los datos de entrada y los resultados deben verificarse para que concuerden con las condiciones, estándares y pautas existentes y deben verificarse para ver si son plausibles.

Resistencia de ruptura posterior

ACI 318-14 17.5.3



Ecuaciones

$V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cpg}$ Eqn. 17.5.3.1b

$N_{cbg} = (A_{Nc} / A_{Nc0}) \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{ed,N} \cdot \Psi_{c,N} \cdot \Psi_{cp,N} \cdot N_b$ Eqn. 17.4.2.1b

Variables

A_{Nc} (mm²)	A_{Nc0} (mm²)	$\Psi_{ec,N}$	$\Psi_{ed,N}$	$\Psi_{c,N}$	$\Psi_{cp,N}$
116137.901	58068.951	1.000	1.000	1.000	1.000

c_{ac} (mm)	k_c	λ_a	h'_{ef} (mm)	f'_c (MPa)
136.074	7.000	1.000	80.320	17.240

N_b (kN)	k_{cp}	N_{cpg} (kN)	φ
20.924	2.000	41.848	0.70

Resultados

φV_{cpg}	=	58.59	kN	Table 17.3.1.1
V_{ua}	=	7.6	kN	
Utilización	=	13.0%		

SE CUMPLEN LOS CRITERIOS DE DISEÑO DEL ANCLAJE

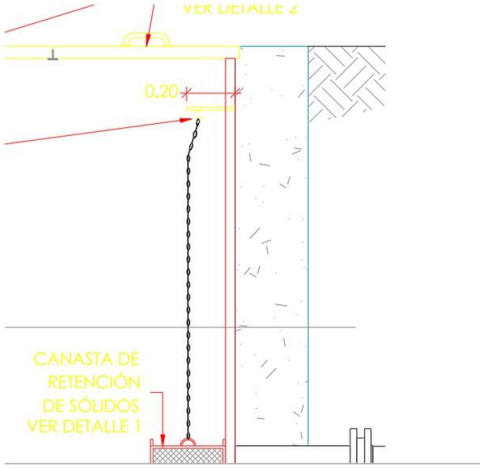
Los datos de entrada y los resultados deben verificarse para que concuerden con las condiciones, estándares y pautas existentes y deben verificarse para ver si son plausibles.

ANEXO 2

CHEQUEO DE GANCHO

GANCHO CANASTA DE LIMPIEZA

1. AVALUO DE CARGAS



Volumen canasta $Vc := 0.5\ m \cdot .5\ m \cdot .3\ m = 0.075\ m^3$

Peso canasta $Pc := 10\ kgf$

Peso de solidos $Ps := 550\ \frac{kgf}{m^3} \cdot Vc = 41.25\ kgf$

Peso propio

$$Pp := \pi \cdot \left(\frac{\frac{8}{8}\ in}{2} \right)^2 \cdot .2\ m \cdot 7930\ \frac{kgf}{m^3} = 0.8036\ kgf$$

$$Pu := 1.4 \cdot (Pc + Ps) = 71.75\ kgf$$

2. CHEQUEO DE CORTANTE Y FLEXIÓN

Se toma como una viga en voaldizo con una carga Pu en su extremo

$Vu := Pu + 1.4 \cdot Pp = 72.8751\ kgf$ $\quad Vu = 714.6605\ N$ Cortante máxima

$Mu := 1.4 \cdot (Pc + Ps) \cdot .2\ m + 1.4 \cdot Pp \cdot .1\ m = 14.4625\ kgf\ m$ Momento maximo

$Fy := 36\ ksi$ Resistencia Acero

$Mu = 0.1418\ kN\ m$

$Fv := 0.6 \cdot Fy = 1.4893 \cdot 10^8\ Pa$ Esfuerzo al corte

$Db := \frac{6}{8}\ in$ Diametro de barra

$Ab := \pi \cdot \left(\frac{Db}{2} \right)^2 = 2.8502\ cm^2$ Area de barra

$Vn := Ab \cdot Fv = 42.4475\ kN$ Cortante resistente de viga

$ISE := \frac{Vu}{0.75 \cdot Vn} = 0.0224$ Indice de sobre esfuerzo de cortante

$Sx := \frac{\pi \cdot Db^3}{32} = 0.6787\ cm^3$ Modulo elastico de sección

$Mn := Fy \cdot Sx = 17.1785\ kgf\ m$ Momento resistente

$ISE := \frac{Mu}{0.9 \cdot Mn} = 0.9354$ Indice de sobre esfuerzo de flexion

No se esperan deflexiones permanentes, ya que .la barra se deforma dentro de su rango elástico

GANCHO

24/07/2026

1.Project Information

Empresa:
Ingeniero de proyectos:
Dirección: VALLE DEL CAUCA 760050
Teléfono: M: P:
Correo electrónico:
Nombre del proyecto: Intitulado
Dirección del proyecto: Intitulado
Notas:

2.Información de ancla seleccionada

Ancla seleccionada: Pure220+
Marca: DEWALT
Mtaérial: 3/4" Ø Varilla roscada ASTM F593 grupo 2 - CW2
incrustación: h_{ef} 88.90 mm h_{nom} 88.9 mm
Aprobación: ICC-ES ESR-5144
Emitido / Revisión: nov.,2025 -
Método de perforación: Martillo perforado



3.Criterios de diseño

Método de diseño: ACI 318-14
Combinaciónes de carga: Sección 5.3 Cargas definidas por el usuario

4.Información del material base

Hormigón:
TIPO: Agrietado Hormigón de peso normal
Fuerza 17.24 MPa

Refuerzo:

Espaciamiento	TENSIÓN	No (condición B)	cizallar	No (condición B)
Controles de ruptura de hormigón	TENSIÓN	False	cizallar	False

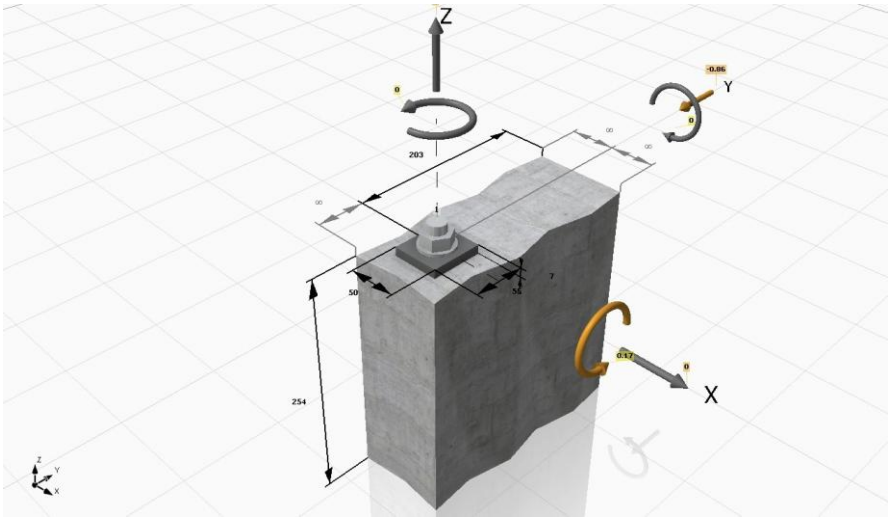
Plato base:
Dimensionamiento Espesor 7 mm Largo 55 mm Ancho 50 mm
separación Ninguno Altura 0 mm
Fuerza 248 (N/mm²)

Perfil: Ninguno

Condición del orificio: Agujero seco
Max. Temperatura de servicio: Largo plazo: 43 °C Corto plazo: 54 °C

Los datos de entrada y los resultados deben verificarse para que concuerden con las condiciones, estándares y pautas existentes y deben verificarse para ver si son plausibles.

5.Condiciones geométricas



h_{slab}	254	mm	h_{min}	133.350	mm
Borde Cx-	∞	mm	c_{min}	44.450	mm
Borde Cx +	∞	mm	c_{ac}	116.473	mm
Borde Cy-	∞	mm	s_{min}	95.250	mm
Borde Cy +	203	mm			

6.Resumen de resultados

Carga de tensión

Prueba de diseño	Demanda(kN)	Capacidad(kN)	Utilización	estatus	Crítico
Prueba de diseño:	8.23	82.21	0.100	OK	
Resistencia de ruptura del concreto:	8.23	15.84	0.520	OK	controles
Fuerza de adherencia	8.23	31.07	0.265	OK	

Carga de cizallamiento

Prueba de diseño	Demanda(kN)	Capacidad(kN)	Utilización	estatus	Crítico
Prueba de diseño	0.86	45.53	0.019	OK	
Resistencia de ruptura posterior	0.86	34.11	0.025	OK	controles

Los datos de entrada y los resultados deben verificarse para que concuerden con las condiciones, estándares y pautas existentes y deben verificarse para ver si son plausibles.

7.Advertencias y observaciones

SE CUMPLEN LOS CRITERIOS DE DISEÑO DEL ANCLAJE

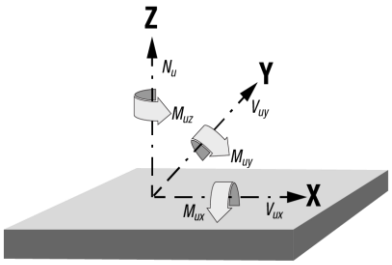
- Los resultados de los cálculos realizados con el software DDA se basan esencialmente en los datos que ha introducido. Por lo tanto, usted es el único responsable de la ausencia de errores, la integridad y la relevancia de los datos que se deben implementar. Además, usted asume la responsabilidad exclusiva de que un profesional / ingeniero de diseño verifique y apruebe los resultados del cálculo, especialmente con respecto al cumplimiento de las normas, estándares y permisos aplicables, antes de usarlos para su proyecto específico. El software DDA se utiliza únicamente para interpretar estándares, normas y permisos sin ninguna garantía en cuanto a la ausencia de errores, la exactitud y relevancia de los resultados o la idoneidad para una aplicación específica.

8.Condición de carga

Cargas / acciones de diseño

Nu	0.0	kN	Vux	0.0	kN	Vuy	-0.9	kN
Muz	0.0	kNm	Mux	0.2	kNm	Muy	0.0	kNm

Considere la inversión de carga Dirección X 0% Dirección Y 0%



9.Distribución de la carga

Max. deformación por compresión del hormigón:	0.535	%	Excentricidad del ancla				
Max. tensión de compresión del hormigón:	16.040	(N/mm²)	ex	0	mm	ey	0 mm
Fuerza de tensión resultante:	8.231	kN	Excentricidad de perfil				
Fuerza de compresión resultante:	8.231	kN	ex	0	mm	ey	0 mm

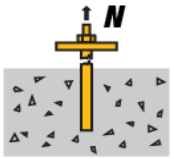
Fuerzas del anclaje resultantes / distribución de carga:

Ancla	Carga de tensión (kN)	Cargas de cizallamiento (kN)	Cargas de cizallamiento (kN) del componente Cizalla X	Cizalla Y	Coordenadas de ancla (mm) X	Y
1	8.23	0.9	0.0	-0.9	0.000	0.000

Los datos de entrada y los resultados deben verificarse para que concuerden con las condiciones, estándares y pautas existentes y deben verificarse para ver si son plausibles.

10.Carga de tensión a prueba de diseño

Prueba de diseño



ACI 318-14 17.4.1

Variables

N_{sa} (kN)	φ
126.474	0.65

Resultados

φN_{sa}	=	82.2	kN	Table 17.3.1.1
N_{ua}	=	8.2	kN	
Utilización	=	10.0%		

Resistencia de ruptura del concreto



ACI 318-14 17.4.2

Ecuaciones

$N_{cb} = (A_{Nc} / A_{Nc0}) . \Psi_{ed,N} . \Psi_{c,N} . \Psi_{cp,N} . N_b$ Eqn. 17.4.2.1a

$N_b = k_c . \lambda_a . (f'_c)^{0.5} . h_{ef}^{1.5}$ Eqn. 17.4.2.2a

Variables

A_{Nc} (mm²)	A_{Nc0} (mm²)	$\Psi_{ec,N}$	$\Psi_{ed,N}$	$\Psi_{c,N}$	$\Psi_{cp,N}$
71129.000	71129.000	1.000	1.000	1.000	1.000

c_{ac} (mm)	k_c	λ_a	f'_c (MPa)	h_{ef} (mm)	C_{amin} (mm)
116.473	7.000	1.000	17.24	88.90	203

N_b (kN)	φ
24.360	0.65

Resultados

φN_{cb}	=	15.84	kN	Table 17.3.1.1
N_{ua}	=	8.2	kN	
Utilización	=	52.0%		

Los datos de entrada y los resultados deben verificarse para que concuerden con las condiciones, estándares y pautas existentes y deben verificarse para ver si son plausibles.

Fuerza de adherencia:



ACI 318-14 17.4.5

Ecuaciones

$$N_a = (A_{Na} / A_{Na0}) \cdot \psi_{ed,Na} \cdot \psi_{cp,Na} \cdot N_{ba}$$ Eqn. 17.4.5.1a

$$N_{ba} = \lambda_a \cdot \tau_{K,cr} \cdot \pi \cdot d_a \cdot h_{ef}$$ Eqn. 17.4.5.2

Variables

A_{Na} (mm²)	A_{Na0} (mm²)	$\Psi_{ec,Na}$	$\Psi_{ed,Na}$	$\Psi_{cp,Na}$
236790.000	264698.000	1.000	0.937	1.000

λ_a	$\tau_{K,cr}$ (KN/mm²)	h_{ef} (mm)	c_{Na} (mm)	c_{ac} (mm)	C_{amin} (mm)
1.000	10.721	88.900	257.244	116.473	203.000

N_{ba} (kN)	$\Psi_{g,Na}$	φ
57.040	1.000	0.65

Resultados

φN_a	=	31.07	kN
N_{ua}	=	8.23	kN
Utilización	=	26.5%	

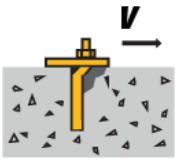
Table 17.3.1.1

Los datos de entrada y los resultados deben verificarse para que concuerden con las condiciones, estándares y pautas existentes y deben verificarse para ver si son plausibles.

11.Carga de corte a prueba de diseño

Reference

Prueba de diseño



ACI 318-14 17.5.1

Variables

V_{sa} (kN)	φ
75.88	0.60

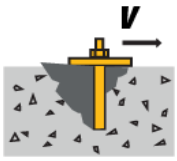
Resultados

φv_{sa}	=	45.53	kN	
V_{ua}	=	0.86	kN	Table 17.3.1.1
Utilización	=	1.9%		

Los datos de entrada y los resultados deben verificarse para que concuerden con las condiciones, estándares y pautas existentes y deben verificarse para ver si son plausibles.

Resistencia de ruptura posterior

ACI 318-14 17.5.3



Ecuaciones

$V_{cp} = k_{cp} \cdot N_{cp}$ Eqn. 17.5.3.1a

$N_{cb} = (A_{Nc} / A_{Nc0}) \cdot \Psi_{ed,N} \cdot \Psi_{c,N} \cdot \Psi_{cp,N} \cdot N_b$ Eqn. 17.4.2.1a

Variables

A_{Nc} (mm²)	A_{Nc0} (mm²)	$\Psi_{ec,N}$	$\Psi_{ed,N}$	$\Psi_{c,N}$	$\Psi_{cp,N}$
71128.890	71128.890	1.000	1.000	1.000	1.000

c_{ac} (mm)	k_c	λ_a	h_{ef} (mm)	f'_c (MPa)	C_{amin} (mm)
116.473	7.000	1.000	88.90	17.240	203.000

N_b (kN)	k_{cp}	N_{cp} (kN)	φ
24.362	2.000	24.362	0.70

Resultados

φV_{cp}	=	34.11	kN	Table 17.3.1.1
V_{ua}	=	0.86	kN	
Utilización	=	2.5%		

Los datos de entrada y los resultados deben verificarse para que concuerden con las condiciones, estándares y pautas existentes y deben verificarse para ver si son plausibles.

12.Interacción de cargas de tensión y cargas de cizallamiento

Reference

ACI 318-14 17.6

Ecuaciones

$$(N_{ua} / \varphi \cdot N_n)^{5/3} + (V_{ua} / \varphi \cdot V_n)^{5/3} <= 1.0 \qquad \text{Eqn. 17.6.3}$$

Variables

$N_{ua} / \varphi \cdot N_n$	$V_{ua} / \varphi \cdot V_n$
0.520	0.025

Resultados

0.338	≤	1.0
estatus	:	OK

SE CUMPLEN LOS CRITERIOS DE DISEÑO DEL ANCLAJE

Los datos de entrada y los resultados deben verificarse para que concuerden con las condiciones, estándares y pautas existentes y deben verificarse para ver si son plausibles.