



ESTUDIO PARA EL DISEÑO DEL SITIO CRÍTICO K22+200 al K22+400 al K22+600

**INFORME DISEÑO ESTRUCTURAL MURO H=6.5M CAISSON
10.0M - VERSIÓN 0.**

CONTRATO DE OBRA -2096-2022





DISEÑO SITIO CRÍTICO
K22+200 al K22+400 al K22+600

1	INTRODUCCIÓN	3
2	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	3
2.1	MODELO NUMÉRICO	3
2.2	MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN	4
2.3	MATERIALES DE RELLENO (ESTUDIO SUELOS)	4
2.4	CARGAS Y COMBINACIONES	5
3	DISEÑO ESTRUCTURAL	9
3.1	CARGAS	9
3.1.1	CARGA MUERTA.	10
3.1.2	PRESIÓN LATERAL DE TIERRA. (EH)	10
3.1.3	EMPUJE SÍSMICO.	11
3.1.4	SOBRECARGA.	11
3.1.5	EV.	12
3.1.6	FUERZA DE COLISIÓN VEHICULAR (CT)	12
3.1.7	SOLICITACIONES VÁSTAGO	13
3.1.8	SOLICITACIONES ZARPA	14
3.1.9	SOLICITACIONES ELEMENTOS VERTICALES ELE	15
3.1.10	DISEÑO CAISSON	16
3.1.11	VERIFICACIÓN REFUERZO TRANSVERSAL ZONA DE CONFINAMIENTO:	21
3.1.12	DISEÑO VÁSTAGO	22
3.1.13	DISEÑO ZARPA	23
3.1.14	DESPLAZAMIENTO NIVEL SUPERIOR DE LA SOLUCIÓN	24

1 INTRODUCCIÓN

Se presenta el diseño estructural de un muro de 6.50 m de altura sobre caissons de 10 m de longitud y 1.2 m de diámetro separados cada 3.6 m. El dimensionamiento obedece a las condiciones de estabilidad según se establece en el estudio geotécnico.

2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En este capítulo se presentan los datos de entrada y salida del modelo realizado, las verificaciones de desplazamientos y de capacidad del suelo para asegurar su buen funcionamiento. A partir de los datos obtenidos se realiza la revisión de los elementos en concreto reforzado.

2.1 MODELO NUMÉRICO

El análisis estructural se realizó en un programa de elementos finitos en unidades de t-m. Donde se modelaron la pantalla y las zarpas con elementos Shell tipo Thick y para los caissons y/o pilotes elementos tipo frame.

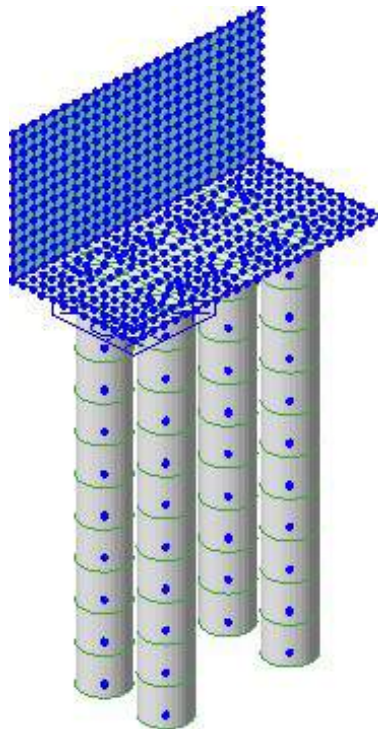


Figura 1 Modelo general

Los módulos de reacción tenidos en cuenta para el modelo son (estudio suelos):

Profundidad (m)			Módulo Horizontal K_{sh} (ton/m ³)	Kfh (ton/m)
0.00	-	1.00	0	0
1.00	-	2.00	500	600
2.00	-	3.00	750	900
3.00	-	4.00	1000	1200
4.00	-	5.00	1100	1320
5.00	-	6.00	1300	1560
6.00	-	7.00	8400	10080
7.00	-	8.00	9900	11880
8.00	-	9.00	11000	13200
9.00	-	10.00	12100	14520

Tabla 1 Módulos reacción

En los modelos numéricos se tuvo en cuenta las propiedades de los materiales, secciones y cargas, las cuales fueron proporcionadas en el estudio geotécnico.

2.2 MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Las especificaciones de los materiales de construcción para el proyecto son:

1. Concretos y Acero de Refuerzo:

- De limpieza: $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$ (14 MPa)
- Muro y pilotes $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (28MPa)
- 3/8" y mayores: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (420 MPa) NTC-2289
- 1/4" y menores: $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ (240 MPa) NTC-2289

2.3 MATERIALES DE RELLENO (estudio suelos)

- Aceleración A_g : 0,25
- Peso unitario del material de relleno: 2,0 t/m³
- Angulo de fricción interna: 30°
- Coeficiente de presión activa (K_a): 0,333
- Coeficiente de presión activa en condición dinámica, según planteamiento de Mononobe Okabe: 0,5082 (0,25g)
- Sobrecarga tránsito vehicular: 1,50 t/m²

2.4 CARGAS Y COMBINACIONES

Las combinaciones de carga usadas en los modelos se tomaron de la Norma Colombiana de diseño de Puentes CCP-14 se presentan en la Tabla 2.

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Use One of These at a Time			
										EQ	IC	CF	CV
STRENGTH I (unless noted)	γ_D	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TC}	Yes	—	—	—	—
STRENGTH II	γ_D	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TC}	Yes	—	—	—	—
STRENGTH III	γ_D	—	1.00	1.40	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TC}	Yes	—	—	—	—
STRENGTH IV	γ_D	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—
STRENGTH V	γ_D	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TC}	Yes	—	—	—	—
EXTREME EVENT I	γ_D	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—
EXTREME EVENT II	γ_D	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00
SERVICE I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TC}	Yes	—	—	—	—
SERVICE II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—
SERVICE III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TC}	Yes	—	—	—	—
SERVICE IV	1.00	—	1.00	0.70	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—
FATIGUE— LL, IM & CE ONLY	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments		1.25	0.90
DC: Strength IV only		1.50	0.90
DD: Downdrag	Piles, α Termination Method	1.4	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (1999) Method	1.25	0.35
DW: Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• AEP for anchored walls		1.35	N/A
EL: Locked-in Erection Stresses		1.00	1.00
EV: Vertical Earth Pressure			
• Overall Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures other than Metal Box Culverts		1.95	0.90
• Flexible Metal Box Culverts		1.50	0.90
ES: Earth Surcharge		1.50	0.75

Tabla 2 Combinaciones de carga.



DISEÑO SITIO CRÍTICO K22+200 al K22+400 al K22+600

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE	TYPE	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR)
1	cLCB1	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) + LS(1.750)	EH(1.500) + EV(1.350)
2	cLCB2	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) + LS(1.750)	EH(1.500) + EV(1.000)
3	cLCB3	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) + LS(1.750)	EH(0.900) + EV(1.350)
4	cLCB4	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) + LS(1.750)	EH(0.900) + EV(1.000)
5	cLCB5	Strength/Stress	Add	ppropio(0.900) + LS(1.750)	EH(1.500) + EV(1.350)
6	cLCB6	Strength/Stress	Add	ppropio(0.900) + LS(1.750)	EH(1.500) + EV(1.000)
7	cLCB7	Strength/Stress	Add	ppropio(0.900) + LS(1.750)	EH(0.900) + EV(1.350)
8	cLCB8	Strength/Stress	Add	ppropio(0.900) + LS(1.750)	EH(0.900) + EV(1.000)
9	cLCB9	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) + LS(1.350)	EH(1.500) + EV(1.350)
10	cLCB10	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) + LS(1.350)	EH(1.500) + EV(1.000)
11	cLCB11	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) + LS(1.350)	EH(0.900) + EV(1.350)
12	cLCB12	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) + LS(1.350)	EH(0.900) + EV(1.000)
13	cLCB13	Strength/Stress	Add	ppropio(0.900) + LS(1.350)	EH(1.500) + EV(1.350)
14	cLCB14	Strength/Stress	Add	ppropio(0.900) + LS(1.350)	EH(1.500) + EV(1.000)
15	cLCB15	Strength/Stress	Add	ppropio(0.900) + LS(1.350)	EH(0.900) + EV(1.350)
16	cLCB16	Strength/Stress	Add	ppropio(0.900) + LS(1.350)	EH(0.900) + EV(1.000)
17	cLCB17	Strength/Stress	Add	ppropio(1.250) +	EH(1.500) + EV(1.350)



DISEÑO SITIO CRÍTICO K22+200 al K22+400 al K22+600

18	cLCB18	Strength/Stress ppropio(1.250) +	Add EH(1.500) +	EV(1.000)
19	cLCB19	Strength/Stress ppropio(1.250) +	Add EH(0.900) +	EV(1.350)
20	cLCB20	Strength/Stress ppropio(1.250) +	Add EH(0.900) +	EV(1.000)
21	cLCB21	Strength/Stress ppropio(0.900) +	Add EH(1.500) +	EV(1.350)
22	cLCB22	Strength/Stress ppropio(0.900) +	Add EH(1.500) +	EV(1.000)
23	cLCB23	Strength/Stress ppropio(0.900) +	Add EH(0.900) +	EV(1.350)
24	cLCB24	Strength/Stress ppropio(0.900) +	Add EH(0.900) +	EV(1.000)
25	cLCB25	Strength/Stress ppropio(1.500) +	Add EH(1.500) +	EV(1.350)
26	cLCB26	Strength/Stress ppropio(1.500) +	Add EH(1.500) +	EV(1.000)
27	cLCB27	Strength/Stress ppropio(1.500) +	Add EH(0.900) +	EV(1.350)
28	cLCB28	Strength/Stress ppropio(1.500) +	Add EH(0.900) +	EV(1.000)
29	cLCB29	Strength/Stress ppropio(1.000) + + LS(0.500) +	Add EH(1.500) + eq(1.000)	EV(1.350)
30	cLCB30	Strength/Stress ppropio(1.000) + + EV(1.350) +	Add LS(0.500) + eq(1.000)	EH(1.500)
31	cLCB31	Strength/Stress ppropio(1.000) + + LS(0.500) +	Add EH(1.500) + eq(1.000)	EV(1.000)
32	cLCB32	Strength/Stress ppropio(1.000) + + EV(1.000) +	Add LS(0.500) + eq(1.000)	EH(1.500)
33	cLCB33	Strength/Stress ppropio(1.000) + + LS(0.500) +	Add EH(0.900) + eq(1.000)	EV(1.350)
34	cLCB34	Strength/Stress ppropio(1.000) + + EV(1.350) +	Add LS(0.500) + eq(1.000)	EH(0.900)
35	cLCB35	Strength/Stress ppropio(1.000) + + LS(0.500) +	Add EH(0.900) + eq(1.000)	EV(1.000)
36	cLCB36	Strength/Stress ppropio(1.000) + + EV(1.000) +	Add LS(0.500) + eq(1.000)	EH(0.900)
37	cLCB37	Strength/Stress ppropio(1.250) + + LS(0.500) +	Add EH(1.500) + CT(1.000)	EV(1.350)
38	cLCB38	Strength/Stress ppropio(1.250) + + LS(0.500) +	Add EH(1.500) + CT(1.000)	EV(1.000)



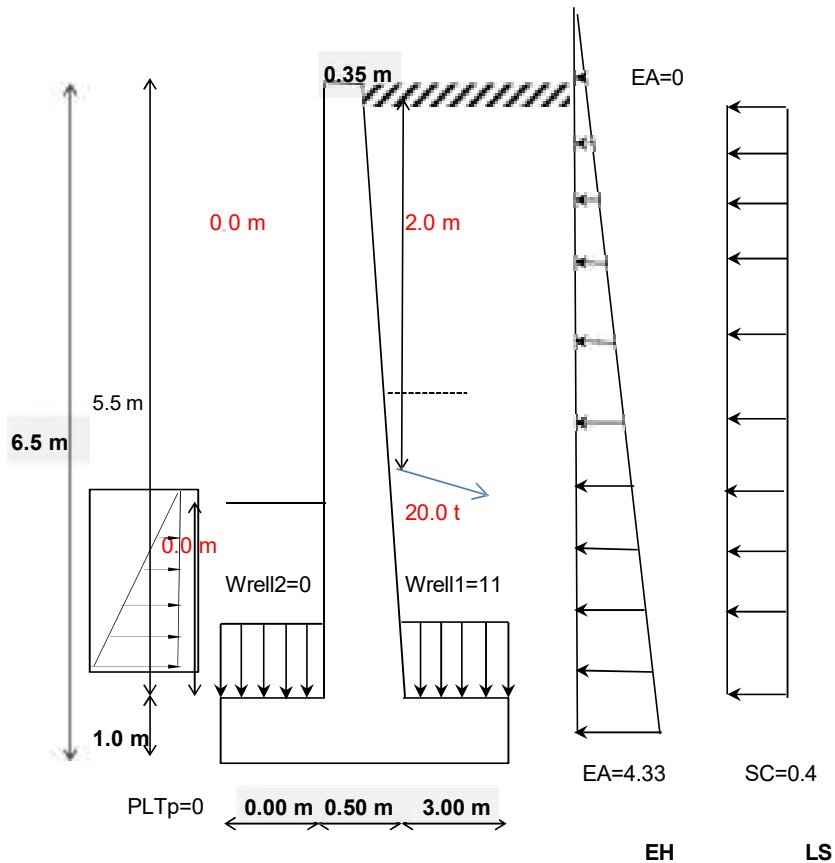
DISEÑO SITIO CRÍTICO K22+200 al K22+400 al K22+600

39	cLCB39	Strength/Stress	Add	
		ppropio(1.250) +	EH(0.900) +	EV(1.350)
	+	LS(0.500) +	CT(1.000)	
40	cLCB40	Strength/Stress	Add	
		ppropio(1.250) +	EH(0.900) +	EV(1.000)
	+	LS(0.500) +	CT(1.000)	
41	cLCB41	Strength/Stress	Add	
		ppropio(0.900) +	EH(1.500) +	EV(1.350)
	+	LS(0.500) +	CT(1.000)	
42	cLCB42	Strength/Stress	Add	
		ppropio(0.900) +	EH(1.500) +	EV(1.000)
	+	LS(0.500) +	CT(1.000)	
43	cLCB43	Strength/Stress	Add	
		ppropio(0.900) +	EH(0.900) +	EV(1.350)
	+	LS(0.500) +	CT(1.000)	
44	cLCB44	Strength/Stress	Add	
		ppropio(0.900) +	EH(0.900) +	EV(1.000)
	+	LS(0.500) +	CT(1.000)	

3 DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño realizado sigue los lineamientos de la Norma Colombiana de diseño de Puentes CCP-14 para estructuras en concreto reforzado. El diseño se realizó para las combinaciones últimas antes descritas, considerando las cargas máximas para los elementos. **Para el diseño de los elementos se obtienen los momentos máximos de las combinaciones últimas en los sentidos principales y a partir de estos valores se asignan aceros de refuerzo en los dos sentidos.**

3.1 Cargas





Cargas sísmicas

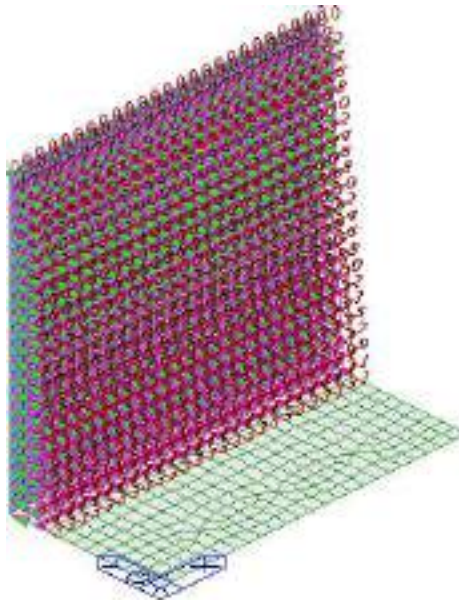
DISEÑO SITIO CRÍTICO
K22+200 al K22+400 al K22+600

EQ		h=
Eeq _{mo}	74.02 kN	4.33 m
W _m	129.90 kN	
W _s	330.00 kN	
DPae	74.02	
Pir=	Kh(W _m +W _s)	68.99 kN
Pae=		214.71 kN
Dpae+.5Pir=	108.51 kN	2.60 m
.5DPae+Pir=	139.33 kN	2.60 m

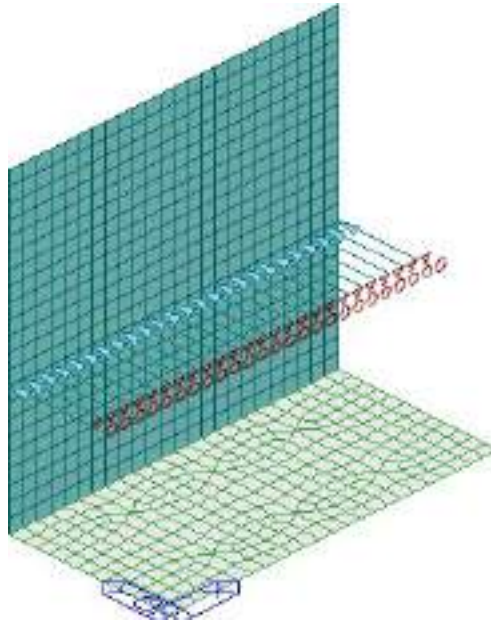
3.1.1 Carga Muerta.

La carga muerta se obtiene del peso propio de los elementos y es calculado por el programa de análisis.

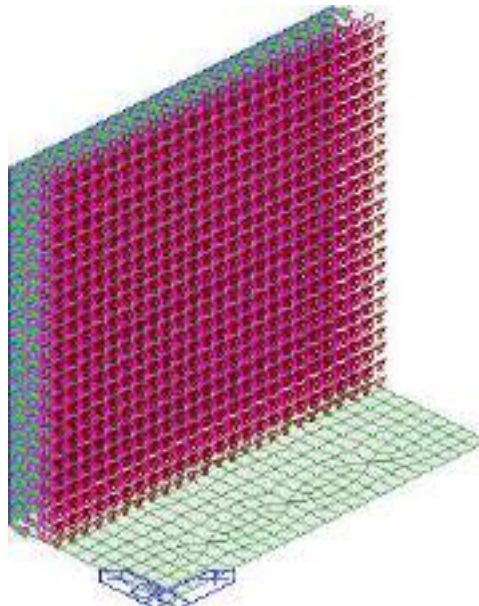
3.1.2 Presión lateral de tierra. (EH)



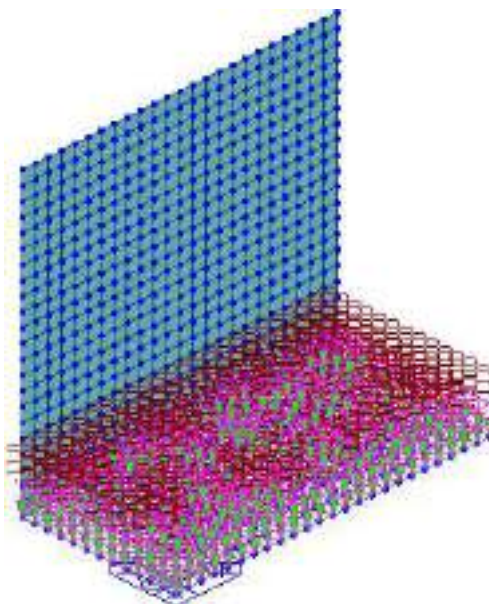
3.1.3 Empuje sísmico.



3.1.4 Sobrecarga.



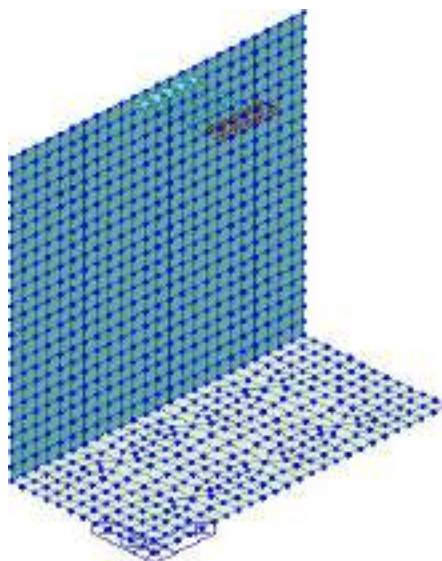
3.1.5 EV.



3.1.6 Fuerza de Colisión vehicular (CT)

Por tratarse de una vía principal, las barreras del puente se diseñan para un nivel de prueba 4 (TL4). De este modo los parámetros de diseño son los presentados a continuación:

$F_T =$	240 KN	$L_T =$	1070 mm
$F_L =$	80 KN	$L_L =$	1070 mm
$F_v =$	80 KN	$L_v =$	5500 mm



3.1.7 Solicitaciones vástago

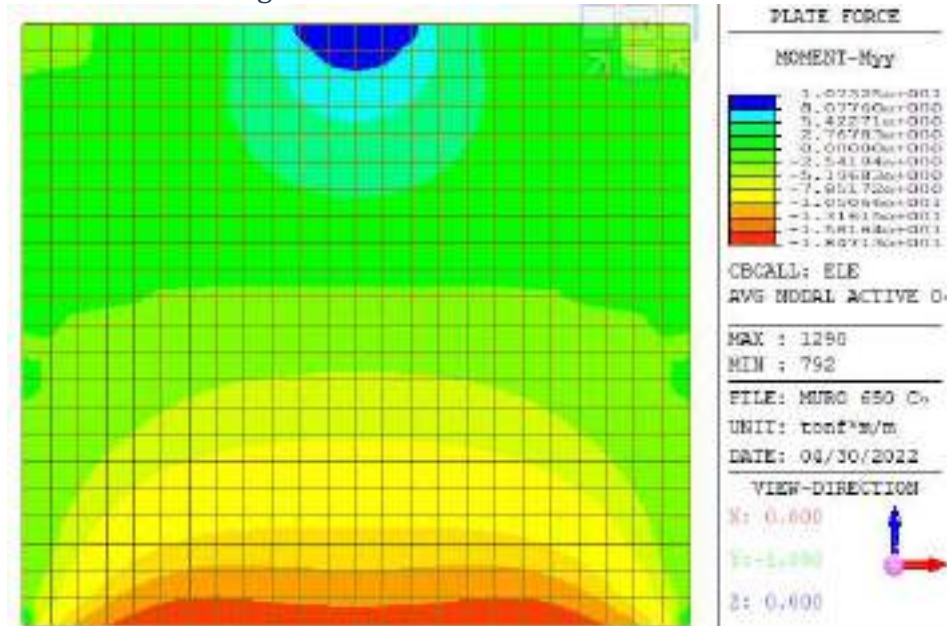


Ilustración 1 Momentos Myy (t.m)

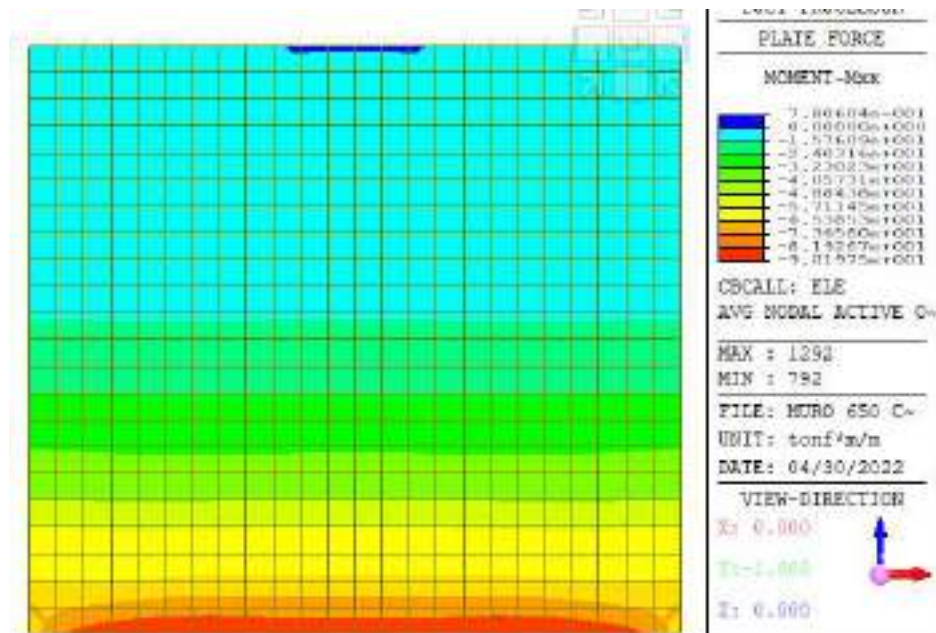


Ilustración 2 Momentos Mxx (t.m)

3.1.8 Solicitaciones zarpa

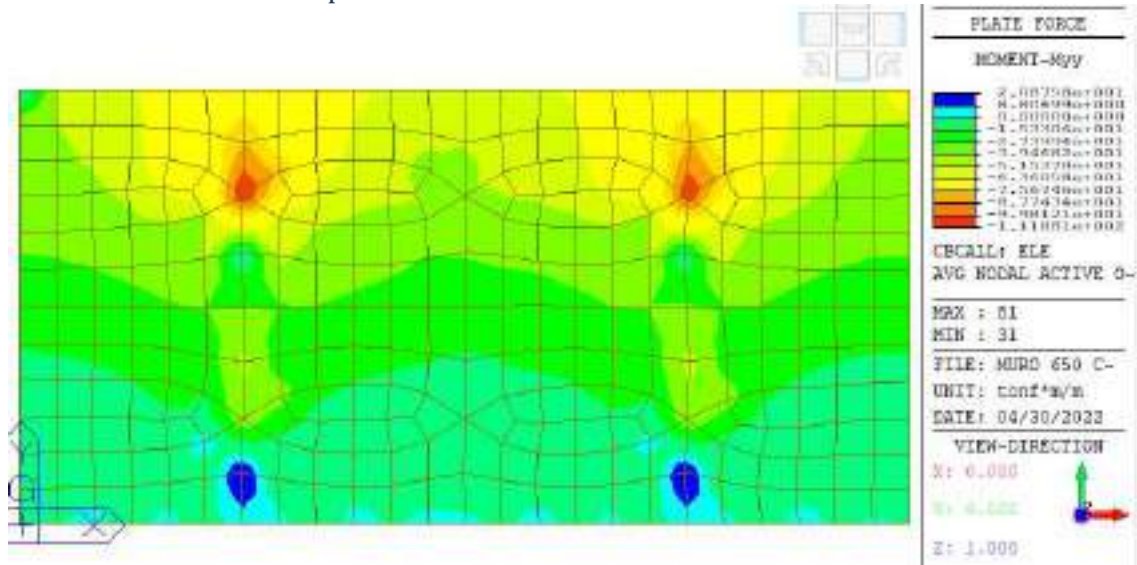


Ilustración 3 Momentos Myy (t.m)

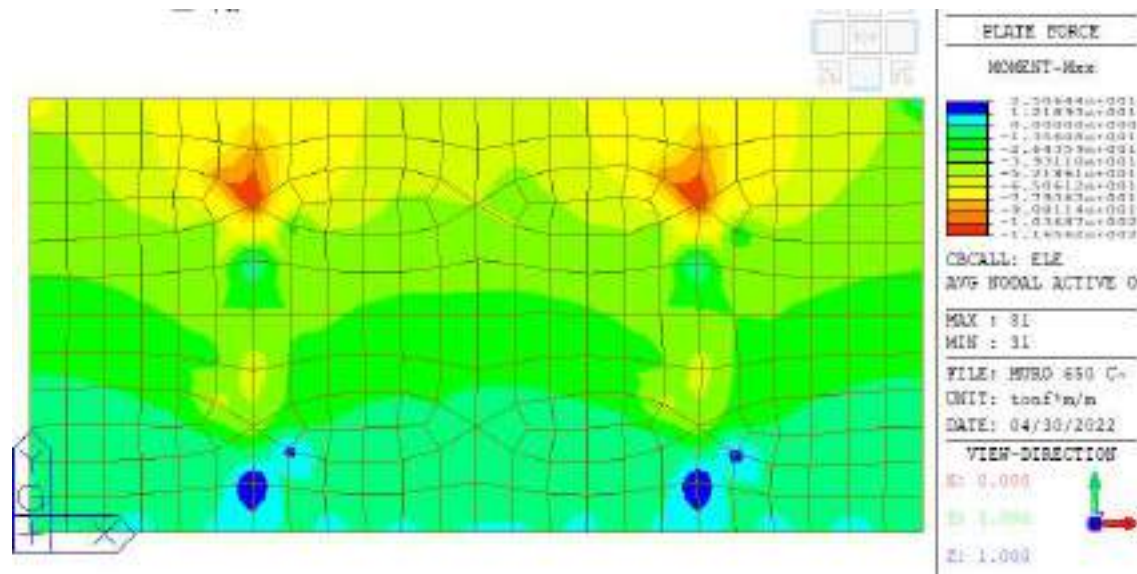
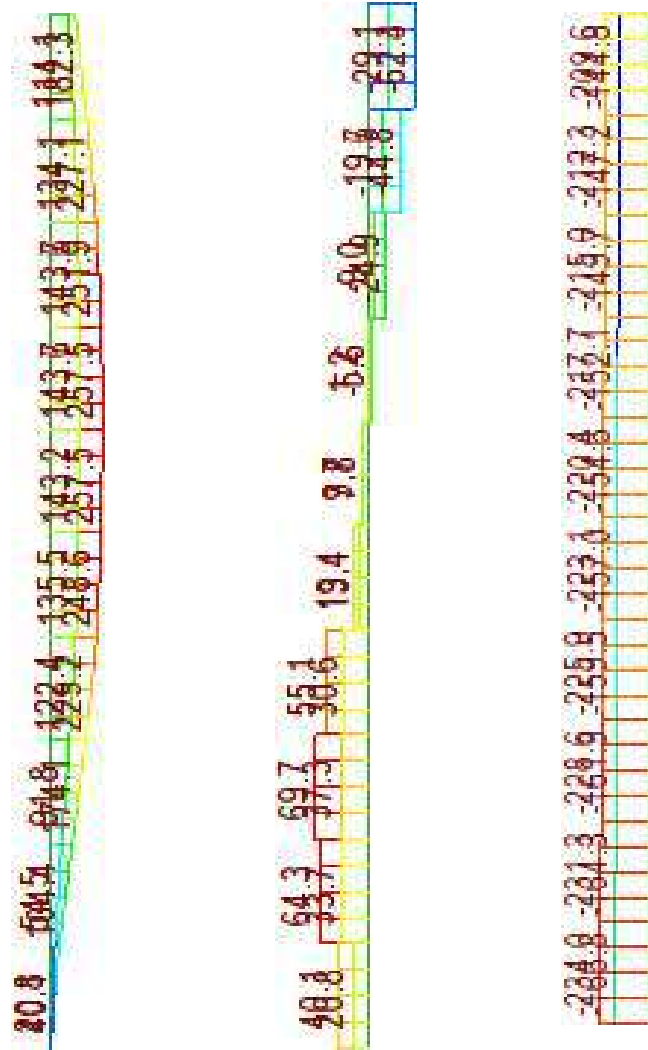
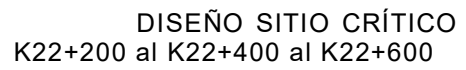


Ilustración 4 Momentos Mxx (t.m)



y axial (t, m)

Figura 2 Solicitaciones elementos verticales.



DISEÑO SITIO CRÍTICO K22+200 al K22+400 al K22+600

3.1.10 Diseño Caisson

MIDAS/Civil - RC-Column Design [AASHTO-LRFD17]

Civil 2021

*.DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.

LCB	C	Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)
1	1	ppropio(1.250) + EH(1.500) + EV(1.350)
	+	LS(1.750)
2	1	ppropio(1.250) + EH(1.500) + EV(1.000)
	+	LS(1.750)
3	1	ppropio(1.250) + EH(0.900) + EV(1.350)
	+	LS(1.750)
4	1	ppropio(1.250) + EH(0.900) + EV(1.000)
	+	LS(1.750)
5	1	ppropio(0.900) + EH(1.500) + EV(1.350)
	+	LS(1.750)
6	1	ppropio(0.900) + EH(1.500) + EV(1.000)
	+	LS(1.750)
7	1	ppropio(0.900) + EH(0.900) + EV(1.350)
	+	LS(1.750)
8	1	ppropio(0.900) + EH(0.900) + EV(1.000)
	+	LS(1.750)
9	1	ppropio(1.250) + EH(1.500) + EV(1.350)
	+	LS(1.350)
10	1	ppropio(1.250) + EH(1.500) + EV(1.000)
	+	LS(1.350)
11	1	ppropio(1.250) + EH(0.900) + EV(1.350)
	+	LS(1.350)
12	1	ppropio(1.250) + EH(0.900) + EV(1.000)
	+	LS(1.350)
13	1	ppropio(0.900) + EH(1.500) + EV(1.350)
	+	LS(1.350)
14	1	ppropio(0.900) + EH(1.500) + EV(1.000)
	+	LS(1.350)
15	1	ppropio(0.900) + EH(0.900) + EV(1.350)
	+	LS(1.350)
16	1	ppropio(0.900) + EH(0.900) + EV(1.000)
	+	LS(1.350)
17	1	ppropio(1.250) + EH(1.500) + EV(1.350)
18	1	ppropio(1.250) + EH(1.500) + EV(1.000)
19	1	ppropio(1.250) + EH(0.900) + EV(1.350)
20	1	ppropio(1.250) + EH(0.900) + EV(1.000)
21	1	ppropio(0.900) + EH(1.500) + EV(1.350)
22	1	ppropio(0.900) + EH(1.500) + EV(1.000)
23	1	ppropio(0.900) + EH(0.900) + EV(1.350)
24	1	ppropio(0.900) + EH(0.900) + EV(1.000)
25	1	ppropio(1.500) + EH(1.500) + EV(1.350)
26	1	ppropio(1.500) + EH(1.500) + EV(1.000)
27	1	ppropio(1.500) + EH(0.900) + EV(1.350)
28	1	ppropio(1.500) + EH(0.900) + EV(1.000)
29	1	ppropio(1.000) + EH(1.500) + EV(1.350)
	+	LS(0.500) + eq(1.000)
30	1	ppropio(1.000) + LS(0.500) + EH(1.500)
	+	EV(1.350) + eq(1.000)
31	1	ppropio(1.000) + EH(1.500) + EV(1.000)
	+	LS(0.500) + eq(1.000)
32	1	ppropio(1.000) + LS(0.500) + EH(1.500)
	+	EV(1.000) + eq(1.000)
33	1	ppropio(1.000) + EH(0.900) + EV(1.350)
	+	LS(0.500) + eq(1.000)
34	1	ppropio(1.000) + LS(0.500) + EH(0.900)
	+	EV(1.350) + eq(1.000)
35	1	ppropio(1.000) + EH(0.900) + EV(1.000)
	+	LS(0.500) + eq(1.000)
36	1	ppropio(1.000) + LS(0.500) + EH(0.900)
	+	EV(1.000) + eq(1.000)



DISEÑO SITIO CRÍTICO K22+200 al K22+400 al K22+600

37	1	ppropio(1.250) +	EH(1.500) +	EV(1.350)
		+ LS(0.500) +	CT(1.000)	
38	1	ppropio(1.250) +	EH(1.500) +	EV(1.000)
		+ LS(0.500) +	CT(1.000)	
39	1	ppropio(1.250) +	EH(0.900) +	EV(1.350)
		+ LS(0.500) +	CT(1.000)	
40	1	ppropio(1.250) +	EH(0.900) +	EV(1.000)
		+ LS(0.500) +	CT(1.000)	
41	1	ppropio(0.900) +	EH(1.500) +	EV(1.350)
		+ LS(0.500) +	CT(1.000)	
42	1	ppropio(0.900) +	EH(1.500) +	EV(1.000)
		+ LS(0.500) +	CT(1.000)	
43	1	ppropio(0.900) +	EH(0.900) +	EV(1.350)
		+ LS(0.500) +	CT(1.000)	
44	1	ppropio(0.900) +	EH(0.900) +	EV(1.000)
		+ LS(0.500) +	CT(1.000)	

*.PROJECT :
 *.DESIGN CODE : AASHTO-LRFD17, *.UNIT SYSTEM : tonf, m
 *.MEMBER : Member Type = COLUMN , MEMB = 701, LCB = 32, POS = I

*.DESCRIPTION OF COLUMN DATA (iSEC = 2) : caisson
 Column Height (L) = 1.000 m.

Section Type : SOLID ROUND (SR)
 Section Diameter (D) = 1.200 m.
 Concrete Strength (fc) = 2812.279 tonf/m².
 Main Rebar Strength (fy) = 42184.188 tonf/m².
 Ties/Spirals Strength (fys) = 42184.188 tonf/m².
 Modulus of Elasticity (Es) = 20389024.157 tonf/m².

*.REINFORCEMENT PATTERN :
 Concrete Cover to C.O.R. (do) = 0.075 m.
 Total Rebar Area = 0.01389 m².

*.Ties : 2.0-#3 @600

=====
 [[[*]]] CALCULATE SLENDERNESS RATIOS, MAGNIFIED FORCES/MOMENTS.
 =====

(). Factored forces/moments caused by unit load case. Unit : tonf., m.

*.Load combination ID = 32

Load Case	Pu_max	Myi	Myj	Mzi	Mzj
DL	34.11	-0.14	-0.08	14.32	12.13
LL	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
DL+LL	34.11	-0.14	-0.08	14.32	12.13
Others	-10.23	0.30	0.15	233.30	231.35
DL+LL+Others	23.88	0.15	0.08	247.61	243.48

(). Check slenderness ratios of BRACED/UNBRACED frame.

- End Moments (My1) = 0.08 tonf-m.
 - End Moments (My2) = 0.15 tonf-m.
 - Slenderness ratio limits.
 SRy(Unbraced) = 22.00
 - Radii of gyration (Roy) = 0.300 m.
 - Unbraced lengths (Ly) = 1.000 m.
 - Effective length factors (Ky) = 1.000
 - SLENy = Ky*Ly/Roy = 3.333 < SRy ----> NOT SLENDER.

(). Compute moment magnification factors for major axis(DBy,DSy).

- DBy = 1.00 (Default value)

(). Compute magnified moments.

- No sidesway moments.
 QMb_y = My_G = -0.14 tonf-m.



DISEÑO SITIO CRÍTICO K22+200 al K22+400 al K22+600

- Sidesway moments.
 $QMs_y = My_S = 0.30 \text{ tonf-m.}$
- Compute magnified moments.
 $Mcy = DB_y * QMb_y + DS_y * QMs_y = 0.15 \text{ tonf-m.}$

(). Check slenderness ratios of BRACED/UNBRACED frame.

- End Moments ($Mz1$) = 243.48 tonf-m.
- End Moments ($Mz2$) = 247.61 tonf-m.
- Slenderness ratio limits.
 $SRz(\text{Unbraced}) = 22.00$
- Radii of gyration (Roz) = 0.300 m.
- Unbraced lengths (Lz) = 1.000 m.
- Effective length factors (Kz) = 1.000
- $SLEnz = Kz * Lz / Roz = 3.333 < SRz \rightarrow \text{NOT SLENDER.}$

(). Compute moment magnification factors for minor axis (DBz, DSz).

- $DBz = 1.00$ (Default value)

(). Compute magnified moments.

- No sidesway moments.
 $QMb_z = Mz_G = 14.32 \text{ tonf-m.}$
- Sidesway moments.
 $QMs_z = Mz_S = 233.30 \text{ tonf-m.}$
- Compute magnified moments.
 $Mcz = DBz * QMb_z + DSz * QMs_z = 247.61 \text{ tonf-m.}$

=====

[[[*]]] ANALYZE CAPACITY OF BIAXIALLY LOADED RC-COLUMN.

=====

(). Compute design parameter.

- $\phi = 0.90$
- $\alpha = 0.85$
- $\beta = 0.85$
- $\text{ecu} = 0.0030$

(). Compute maximum and minimum reinforcement.

- $\text{Rhomax1} = 0.0300$ (User Input)
- $\text{Rhomax} = \text{MIN}[\text{Rhomax1}, 0.08] = 0.0300$
- $\text{Rhomin} = 0.135 * f_c' / f_y = 0.0090$
- $\text{As_max} = \text{Rhomax} * A_g = 0.0339 \text{ m}^2.$
- $\text{As_min} = \text{Rhomin} * A_g = 0.0102 \text{ m}^2.$

(). Check moment capacity.

- $\text{Pr_max} = 1953.748 \text{ tonf.}$
- $\text{Pr} = 24.589 \text{ tonf.}$
- $\text{Mry} = 0.188 \text{ tonf-m.}$
- $\text{Mrz} = 255.645 \text{ tonf-m.}$
- $\text{Mr} = 255.645 \text{ tonf-m.}$
- $\text{Pu/Pr} = 0.971 \rightarrow \text{O.K !}$
- $\text{Muy/Mry} = 0.803 \rightarrow \text{O.K !}$
- $\text{Muz/Mrz} = 0.969 \rightarrow \text{O.K !}$
- $\text{Mu/Mr} = 0.971 \rightarrow \text{O.K !}$
- $\text{Ratio} = 0.971 \rightarrow \text{O.K !}$

=====

[[[*]]] ANALYZE SHEAR CAPACITY OF BIAXIALLY LOADED RC-COLUMN.

=====

(). Compute shear parameter. (LCB = 38, POS = I)

- $\phi = 0.90$
- $\text{Av} = 0.0001 \text{ m}^2.$
- $\text{Pu} = 51.53 \text{ tonf.}$
- $\text{Vuz} = 0.05 \text{ tonf.}$
- $\text{Muy} = -0.10 \text{ tonf-m.}$
- $\text{bvz} = 1.20 \text{ m.}$
- $\text{dvz} = \text{MAX}[\text{dvz_calc}, 0.9 * dz, 0.72 * H_c] = 1.01 \text{ m.}$
- $\text{thetaz} = 34.79 \text{ Deg.}$ [Clause 5.7.3.4.2]
- $\text{betaz} = 2.14$
- $\text{Vuy} = 5.66 \text{ tonf.}$



DISEÑO SITIO CRÍTICO K22+200 al K22+400 al K22+600

- Muz = 194.17 tonf-m.
- bvy = 1.20 m.
- dvy = MAX[dvy_calc, 0.9*dy, 0.72*Bc] = 1.01 m.
- thetay = 34.79 Deg. [Clause 5.7.3.4.2]
- betay = 2.14

(). Compute shear strength of concrete.

- Vuz = 0.05 tonf.
- Vcz = $0.0316 \cdot \text{betaz} \cdot \text{SQRT}[f_c] \cdot \text{bvz} \cdot \text{dvz} = 115.65 \text{ tonf.}$
- phiVcz = $\phi \cdot Vcz = 104.08 \text{ tonf.}$
- Vuy = 5.66 tonf.
- Vcy = $0.0316 \cdot \text{betay} \cdot \text{SQRT}[f_c] \cdot \text{bvy} \cdot \text{dvy} = 115.65 \text{ tonf.}$
- phiVcy = $\phi \cdot Vcy = 104.08 \text{ tonf.}$

(). Compute maximum spacing of ties.

- Maximum spacing $s_{\text{max_z}} = \text{MIN}[0.8 \cdot \text{dvz}, 24 \text{ in}] = 0.610 \text{ m.}$
- $Vuz < \phi Vcz / 2 \rightarrow$ Not required shear reinforcement.
- Applied spacing $s_z = s_{\text{max_z}} = 0.610 \text{ m.}$
- Maximum spacing $s_{\text{max_y}} = \text{MIN}[0.8 \cdot \text{dvy}, 24 \text{ in}] = 0.610 \text{ m.}$
- $Vuy < \phi Vcy / 2 \rightarrow$ Not required shear reinforcement.
- Applied spacing $s_y = s_{\text{max_y}} = 0.610 \text{ m.}$
- Applied spacing $s = \text{MIN}[s_y, s_z] = 0.610 \text{ m.}$

(). Compute shear strength of reinforcement.

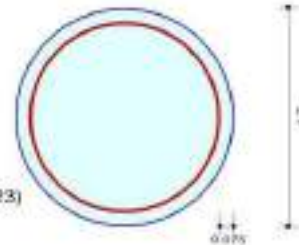
- $Vsz = Av \cdot f_{ys} \cdot \text{dvz} \cdot \cot(\text{thetaz}) / s = 14.31 \text{ tonf.}$
- $Vsz_{\text{lim}} = 0.25 \cdot f_c \cdot \text{bvz} \cdot \text{dvz} - Vcz = 738.58 \text{ tonf.}$
- $Vsz = \text{MIN}[Vsz, Vsz_{\text{lim}}] = 14.31 \text{ tonf.}$
- $\phi Vsz = \phi \cdot Vsz = 12.88 \text{ tonf.}$
- $\phi Vsz > (Vuz - \phi Vcz) \rightarrow$ O.K !
- $Av_{\text{req}} / s = Vsz / (f_{ys} \cdot \text{dvz} \cdot \cot(\text{thetaz})) = 0.0002 \text{ m}^2/\text{m.}$
- $Vsy = Av \cdot f_{ys} \cdot \text{dvy} \cdot \cot(\text{thetay}) / s = 14.31 \text{ tonf.}$
- $Vsy_{\text{lim}} = 0.25 \cdot f_c \cdot \text{bvy} \cdot \text{dvy} - Vcy = 738.58 \text{ tonf.}$
- $Vsy = \text{MIN}[Vsy, Vsy_{\text{lim}}] = 14.31 \text{ tonf.}$
- $\phi Vsy = \phi \cdot Vsy = 12.88 \text{ tonf.}$
- $\phi Vsy > (Vuy - \phi Vcy) \rightarrow$ O.K !
- $Av_{\text{req}} / s = Vsy / (f_{ys} \cdot \text{dvy} \cdot \cot(\text{thetay})) = 0.0002 \text{ m}^2/\text{m.}$
- Vu = 5.662 tonf.
- Vr = 116.964 tonf.
- Ratio = $Vu / Vr = 0.048 \rightarrow$ O.K !

(). Compute minimum longitudinal reinforcement by shear.

- phia = 0.75
- phib = 0.90
- phiv = 0.90
- $Vs1y = \text{MIN}[Vsy, Vuy / \text{phiv}] = 6.29 \text{ tonf.}$
- $Vs1z = \text{MIN}[Vsz, Vuz / \text{phiv}] = 6.29 \text{ tonf.}$
- $Asy_{\text{req}} = [Muz / (\text{phib} \cdot \text{dvy}) - 0.5 \cdot Pu / \text{phia} + (Vuy / \text{phiv} - 0.5 \cdot Vs1y) \cdot \cot(\text{thetay})] / f_y = 0.0043 \text{ m}^2.$
- $Asz_{\text{req}} = [Muy / (\text{phib} \cdot \text{dvz}) - 0.5 \cdot Pu / \text{phia} + (Vuz / \text{phiv} - 0.5 \cdot Vs1z) \cdot \cot(\text{thetaz})] / f_y = 0.0043 \text{ m}^2.$
- $As_{\text{req}} = \text{MAX}[Asy_{\text{req}}, Asz_{\text{req}}] = 0.0043 \text{ m}^2.$
- As = 0.0102 m².
- $As_{\text{req}} < As \rightarrow$ O.K !

1. Design Condition

Design Code AASHTO-LRFD17
Unit System tonf, m
Member Number 701
Material Data $f_c = 2812.28$, $f_y = 42184.2$, $f_{ys} = 42184.2$ tonf/m²
Column Height 1 m
Section Property caisson (No. 2)
Rebar Pattern Total Rebar Area $A_{st} = 0.0138898$ m² ($R_{hoist} = 0.0123$)



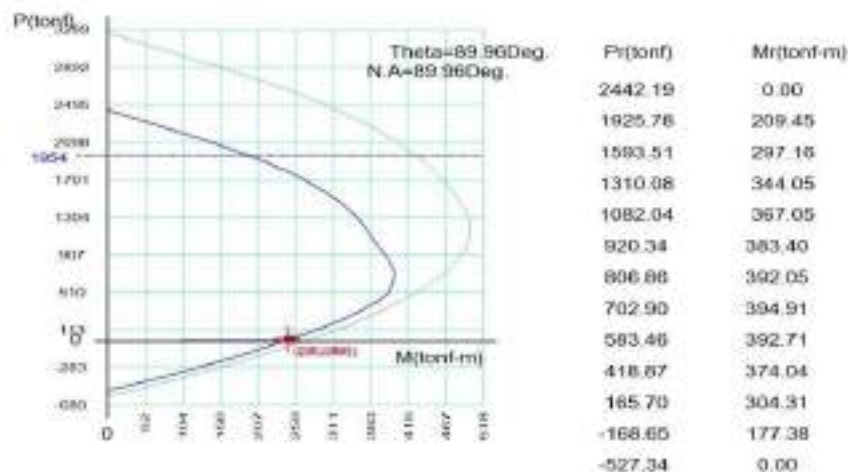
2. Applied Loads

Load Combination 32 AT (I) Point
 $P_u = 23.8751$ tonf, $M_{cy} = 0.15088$, $M_{cz} = 247.610$, $M_c = 247.610$ tonf-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	$P_r\text{-max}$	= 1053.75 tonf	
Axial Load Ratio	P_u/P_r	= 23.8751 / 24.5890	= 0.971 < 1.000 O.K
Moment Ratio	M_{cy}/M_{ry}	= 0.15088 / 0.18794	= 0.803 < 1.000 O.K
	M_{cz}/M_{rz}	= 247.610 / 255.645	= 0.969 < 1.000 O.K
	M_c/M_r	= 247.610 / 255.645	= 0.969 < 1.000 O.K

4. P-M Interaction Diagram



5. Shear Force Capacity Check

Applied Shear Force	V_u	= 5.66193 tonf (Load Combination 38)
Shear Strength by Conc	ϕV_c	= 104.082 tonf
Shear Strength by Rebar	ϕV_s	= 12.8823 tonf (2 D-#3 @600)
Shear Ratio	V_u/V_r	= 5.66193 / 116.964 = 0.048 < 1.000 O.K

Suministrar 28 varillas No 8



3.1.11 Verificación refuerzo transversal zona de confinamiento:

Cuantía volumétrica	
ps $0.12f_c/f_y$	0.00800
rs .45	0.00570
rs real	0.00960

TIPO DE REFUERZO TRANSVERSAL

Estribos (A)/ Espiral (S)	s
Barra	4
$F_{yh} \text{ (kg/cm}^2\text{)}=$	4200
$\phi V_c \text{ (T)}=$	76.62

RESISTENCIA AL CORTE CON M_{pr}

$M_{pr} \text{ (Tm)}=$	135.48
$V_u = 2M_{pr}/h_c \text{ (T)}=$	112.90
$Av/S_{req.} \text{ (cm}^2\text{/cm)} =$	0.090
$S_{m\acute{a}x} \text{ (cm)}=$	28.2

SOLICITACIÓN DE CORTE V_u

$V_u = 2M_{pr}/h_c \text{ (T)}=$	72
$Av/S_{req.} \text{ (cm}^2\text{/cm)} =$	-0.015
$S_{m\acute{a}x} \text{ (cm)}=$	0.0

RESUMEN ESPACIAMIENTO

$L : S_o : S_{m\acute{a}x} \text{ (cm)}=$	No 5	9.0	OK
Fuera Lo: $S_{m\acute{a}x} \text{ (cm)}=$	No 4	15.0	OK



DISEÑO SITIO CRÍTICO K22+400

3.1.12 Diseño vástago

Materiales		Geometría	
$f_y =$	4200 kg/cm ²	$b =$	100 cm
$f'_c =$	280 kg/cm ²	$h =$	60 cm
β_1	0.85	$\phi =$	0.9
$E_c =$	25426.08 MPa		

Resistencia Última

	d' (cm)	d (cm)	M _u (ton.m)	ρ	A _s (cm ² /m)	A _{s min} (cm ² /m)	1.33A _s	M _{cr}	A _{s mcr}	A _{s ryt} cm ²
M _{ppal} ⁺	7.50	52.50	57.80	0.0059	30.72	8.75	40.95	11.84	6.03	7.20
M _{ppal} ⁻	7.50	52.50	11.56	0.0011	5.88	8.75	7.84	11.84	6.03	1.44
M _{hor} ⁺	7.50	52.50	10.50	0.0010	5.34	8.75	7.12	11.84	6.03	7.20
M _{hor} ⁻	7.50	52.50	11.00	0.0011	5.60	8.75	7.46	11.84	6.03	1.44

REFUERZO

Calculado			Suministrado		
A _s calculada (cm ² /m)	A _s barra (cm ²)	ϕ Barra	Refuerzo	ϕ Barra	Refuerzo
30.72	3.87	7/8	# 7 c./ 0.12	7/8	# 7 c./ 0.12
7.84	1.27	1/2	# 4 c./ 0.16	1/2	# 4 c./ 0.15
7.12	1.27	1/2	# 4 c./ 0.17	1/2	# 4 c./ 0.15
7.46	1.27	1/2	# 4 c./ 0.17	1/2	# 4 c./ 0.15

CORTE

V _{ud} =	11.60	ton
d =	52.50	cm
$\beta =$	1.47	

$$\phi v_c = \phi 0.083 B \cdot \sqrt{f'_c (Mpa)} = 6.4348 \text{ kg/cm}^2 \quad v_{ud} = \frac{V_u}{b \cdot d} = 2.21 \text{ kg/cm}^2 \quad v_n < \phi v \text{ CUMPLE}$$

5.7.3.4 Control de agrietamiento

γ_e	1
Bs	1.2041
s<	294.43 mm
	29.443 cm
	OK

5.7.3.3.2 Refuerzo mínimo

γ_1	1.6
γ_3	0.75
M _{cr}	118.4 kN m

5.10.8 Retracción y temperatura

A _s >=	334.82 mm ² /m
A _s >=	334.82 mm ² /m



DISEÑO SITIO CRÍTICO K22+400

3.1.13 Diseño zarpa

Materiales			Geometría	
$f_y =$	4200	kg/cm ²	$b =$	100 cm
$f'_c =$	280	kg/cm ²	$h =$	100 cm
β_1	0.85		$\phi =$	0.9
$E_c =$	25426.08	MPa		

Resistencia Última

	d' (cm)	d (cm)	M _u (ton.m)	ρ	A _s (cm ² /m)	A _{s min} (cm ² /m)	1.33A _s	M _{cr}	A _{s mcr}
M _{ppal} ⁺	7.50	92.50	58.50	0.0018	17.01	18.50	22.68	52.49	15.234709
M _{ppal} ⁻	7.50	92.50	23.00	0.0007	6.62	18.50	8.83	52.49	15.234709
M _{hor} ⁺	7.50	92.50	58.40	0.0018	16.98	18.50	22.64	52.49	15.234709
M _{hor} ⁻	7.50	92.50	20.42	0.0006	5.87	18.50	7.83	52.49	15.234709

REFUERZO

Calculado				Suministrado	
A _s calculada (cm ² /m)	A _{barra} (cm ²)	ϕ Barra	Cantidad	ϕ Barra	Refuerzo
18.50	2.84	3/4	# 6 c./ 0.15	3/4	#6 c./ 0.15
15.23	2.84	3/4	# 6 c./ 0.18	3/4	#6 c./ 0.15
18.50	2.84	3/4	# 6 c./ 0.15	3/4	#6 c./ 0.15
15.23	2.84	3/4	# 6 c./ 0.18	3/4	#6 c./ 0.15

CORTE

V _{ud} =	42.30	ton
d =	92.50	cm
$\beta =$	1.11	

$$\phi v_c = \phi 0.083 B \cdot \sqrt{f'_c (Mpa)} = 4.88 \text{ kg/cm}^2 \quad v_{ud} = \frac{V_u}{b \cdot d} = 4.57 \text{ kg/cm}^2 \quad v_n < \phi v \text{ CUMPLE}$$

5.7.3.4 Control de agrietamiento

γ_e	1
Bs	1.1158
s<	286.46 mm
	28.646 cm
	OK

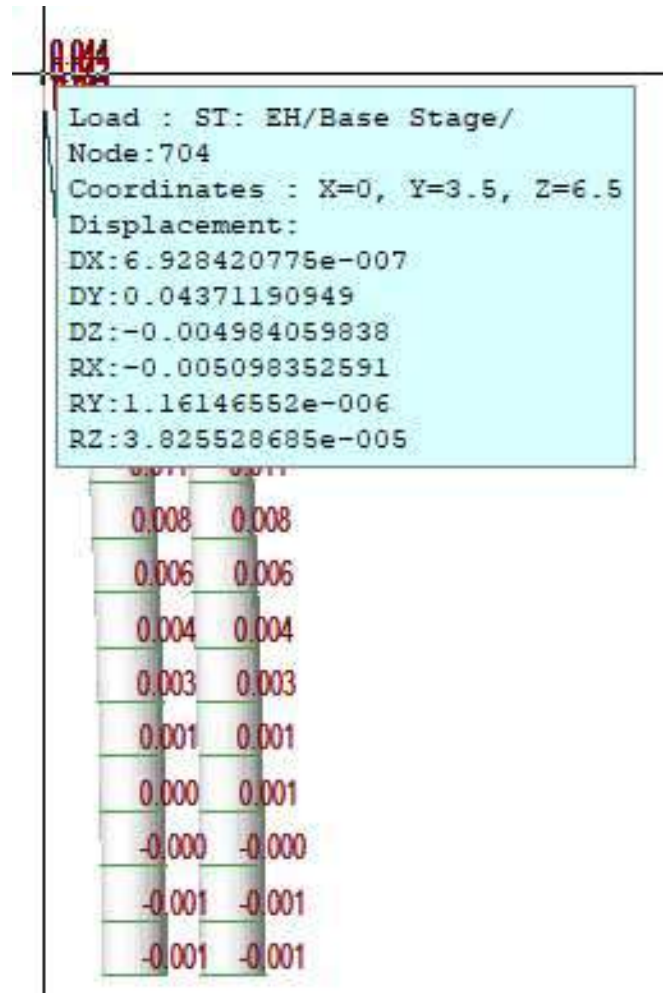
5.7.3.3.2 Refuerzo mínimo

γ_1	1.6
γ_3	0.75
M _{cr}	524.9 kN m

5.10.8 Retracción y temperatura

A _s >=	446.43 mm ² /m
A _s >=	446.43 mm ² /m

3.1.14 Desplazamiento nivel superior de la solución



Desplazamiento 4.3 cm

Este documento no podrá ser alterado o modificado sin autorización explícita del autor y en caso de encontrar condiciones diferentes a las aquí expuestas se deberá dar aviso oportuno al departamento de diseño de Ingeniería de Vías para tomar las medidas correspondientes.