



MEMORIA DE CÁLCULO PARA EL DISEÑO DEL SITIO CRÍTICO K28+900 TALUD EXTERNO

MEMORIA DE CÁLCULO- VERSIÓN 1

CONTRATO DE OBRA -2096-2022



INVIAS
INSTITUTO NACIONAL DE VIAS

MAYO DE 2022

TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	6
2	LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	6
3	DOCUMENTOS DE REFERENCIA	8
3.1	Regulaciones locales e internacionales	8
3.2	Informe geotécnico	8
4	UNIDADES DE MEDIDA	8
5	MATERIALES	8
6	PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	9
6.1	Parámetros muro en cantiléver	9
6.2	Capacidad portante caisson	10
7	DESCRIPCIÓN	14
8	MÉTODO DE DISEÑO	17
9	COMBINACIONES DE CARGA	18
10	EVALUACIÓN DE CARGAS	20
10.1	Barrera New Jersey (NJ)	20
10.2	Colisión vehicular CT	20
10.3	Empuje estático – muro (EH)	21
10.4	Empuje dinámico – muro (EQ)	21
10.5	Sobrecarga viva (LS)	22
10.6	Relleno (EV)	22
10.7	Análisis sísmico	23
11	ENTRADA DE DATOS AL PROGRAMA	25
11.1	Modelo matemático	25
11.2	Definición del material	26
11.3	Definición de secciones	27
11.3.1	Caisson D=1.20m 40#8	27
11.3.2	Caisson D=1.20m 40#7	28
11.3.3	Caisson D=1.20m 40#6	29
11.3.4	Vástago 0.50m	30
11.3.5	Vástago 0.35m	31

11.3.6	Zarpa 1.00m	32
11.3.7	Módulo de reacción horizontal kh y restricciones	33
11.4	Asignación de cargas	34
11.4.1	Carga barrera NJ	34
11.4.2	Colisión vehicular CT	35
11.4.3	Empuje estático EH	38
11.4.4	Empuje dinámico EQ	41
11.4.5	Sobrecarga viva LS	44
11.4.6	Relleno EV	47
11.4.7	Espectro	50
12	DATOS DE SALIDA	51
12.1.1	Caissons M1	51
12.1.2	Caissons M2	63
12.1.3	Caissons M3	75
12.1.4	Zarpa M1	87
12.1.5	Zarpa M2	96
12.1.6	Zarpa M3	105
12.1.7	Vástago M1	114
12.1.8	Vástago M2	121
12.1.9	Vástago M3	128
13	DISEÑO ELEMENTOS	135
13.1.1	Caissons muro M1	135
13.1.2	Caissons muro M2	147
13.1.3	Caissons muro M3	160
13.1.4	Zarpa muro M1	172
13.1.5	Zarpa muro M2	178
13.1.6	Zarpa muro M3	184
13.1.7	Vástago muro M1	190
13.1.8	Vástago muro M2	195
13.1.9	Vástago muro M3	199
13.1.10	Barrera New Jersey – zona central	205
13.1.11	Barrera New Jersey – zona en extremos	0

ÍNDICE DE TABLAS Y FIGURAS

Imagen 1. Castilla – Coyaima - Ataco	6
Ilustración 1 Parámetros sísmicos.....	9
Ilustración 2 Parámetros de diseño muros	9
Ilustración 3 Capacidad de carga vertical Estado límite de Resistencia.	10
Ilustración 4 Capacidad de carga vertical Estado límite de Evento Extremo.	11
Ilustración 5 Capacidad de carga lateral.	12
Ilustración 6 Resistencia a la tracción.	12
Ilustración 7 Valores resorte horizontal (Kh).	13
Ilustración 8 Valores resorte vertical (Kv).	13
Ilustración 9 Módulo del muro M1 PR 28+900	14
Ilustración 10 Módulo del muro M2 PR 28+900	15
Ilustración 11 Módulo del muro M3 PR 28+900	15
Ilustración 12 Sección transversal muro PR 28+900	16
Ilustración 13 Cargas.....	19
Ilustración 14 Factores de carga permanentes.....	19
Ilustración 15 Fuerzas de diseño para barandas vehiculares.....	20
Ilustración 16 Análisis mediante líneas de fluencia de un muro de hormigón para el caso de un.....	20
Ilustración 17 Esquema asignación de carga estática	21
Ilustración 18 Esquema asignación de carga estática	21
Ilustración 19 Tabla alturas equivalentes de suelo	22
Ilustración 20 Modelo matemático 3D	25
Ilustración 21 Definición del material.....	26
Ilustración 22 Definición de caisson 40#8.....	27
Ilustración 23 Definición de caisson 40#7.....	28
Ilustración 24 Definición de caisson 40#6.....	29
Ilustración 25 Definición de vástago 0.50m	30
Ilustración 26 Definición de vástago 0.35m	31
Ilustración 27 Definición de zarpa 1.00m.....	32
Ilustración 28 Restricciones y resortes	33
Ilustración 29 Restricciones y resortes k29+780-k29+840 (kN/m).....	33
Ilustración 30 Carga barrera NJ – kN/m	34
Ilustración 31 Colisión vehicular T1– kN/m.....	35
Ilustración 32 Colisión vehicular T2– kN/m.....	36
Ilustración 33 Colisión vehicular T3– kN/m.....	37
Ilustración 34 Empuje dinámico en muro M1 – EH – kN/m ²	38
Ilustración 35 Empuje dinámico en muro M2 – EH – kN/m ²	39
Ilustración 36 Empuje dinámico en muro M3 – EH – kN/m ²	40
Ilustración 37 Empuje dinámico en muro M1 – EQ – kN/m ²	41
Ilustración 38 Empuje dinámico en muro M2 – EQ – kN/m ²	42
Ilustración 39 Empuje dinámico en muro M3 – EQ – kN/m ²	43
Ilustración 40 Sobre carga viva en muro M1 – LS – kN/m ²	44
Ilustración 41 Sobre carga viva en muro M2 – LS – kN/m ²	45
Ilustración 42 Sobre carga viva en muro M3 – LS – kN/m ²	46

Ilustración 43 Relleno en muro M1 – EV – kN/m ²	47
Ilustración 44 Relleno en muro M2 – EV – kN/m ²	48
Ilustración 45 Relleno en muro M3 – EV – kN/m ²	49
Ilustración 46 Espectro	50
Ilustración 47 Numeración de caissons	135
Ilustración 48 Índices de esfuerzos caissons.muro M1	136
Ilustración 49 Curva interacción 0° muro M1	137
Ilustración 50 Curva interacción 90° muro M1	137
Ilustración 51 Numeración de caissons	147
Ilustración 52 Índices de esfuerzos caissons.muro M2	148
Ilustración 53 Curva interacción 0° muro M2	149
Ilustración 54 Curva interacción 90° muro M2	149
Ilustración 55 Numeración de caissons	160
Ilustración 56 Índices de esfuerzos caissons.muro M3	161
Ilustración 57 Curva interacción 0° muro M3	162
Ilustración 58 Curva interacción 90° muro M3	162
Tabla 1 Valores capacidad de carga vertical Estado límite de Resistencia	10
Tabla 2 Valores capacidad de carga vertical Estado límite de Evento Extremo	11
Tabla 3 Valores capacidad de carga lateral.	11
Tabla 4 Valores resistencia a la tracción.	12
Tabla 5 Combinaciones de carga	18
Tabla 6 Parámetros sísmicos CC-14	23
Tabla 7 Solicitaciones en caisson muro M1	139
Tabla 8 Revisión capacidad portante muro M1	145
Tabla 9 Valores capacidad de carga lateral.	146
Tabla 10 Solicitaciones en caisson muro M2	152
Tabla 11 Revisión capacidad portante muro M2	158
Tabla 12 Valores capacidad de carga lateral.	159
Tabla 13 Solicitaciones en caisson muro M3	164
Tabla 14 Revisión capacidad portante muro M3	170
Tabla 15 Valores capacidad de carga lateral.	171

1 INTRODUCCIÓN

La vía que conecta los municipios de Ataco y Planadas hace parte de la red vial secundaria del departamento del Tolima, la cual requiere mejoramiento, rehabilitación, la adecuación de su sección transversal junto con la intervención en zonas de inestabilidad geotécnica, para garantizar la normal operación en el corredor. Estas últimas han sido motivo de re nivelaciones y pérdidas de banca parcial o total, que a la fecha las dejan en condiciones de vulnerabilidad, que compromete la seguridad de los usuarios y obligan a proveer una solución. Por tal razón La Gobernación del Tolima y El Instituto Nacional de Vías INVIAS delegó al CONSORCIO VIAS Y EQUIPOS TOLIMA SUR 2023 mediante el contrato No. 2096 de 2022 “El Mejoramiento de la vía Ataco – Planadas en el departamento del Tolima”. Que a cargo de su departamento técnico realizó la inspección de la información existente, verificación de las condiciones de capacidad, deformabilidad y estabilidad al momento de ejecución del contrato.

Los estudios y diseños mostrados en el presente documento contemplan análisis geotécnicos basados en el plan de exploración del subsuelo, información secundaria, visita diagnóstica y levantamiento topográfico, evaluación de la condición de capacidad deformabilidad y estabilidad, proponiendo finalmente el sistema de cimentación más favorable en razón a las condiciones de terreno y proceso constructivo.

2 LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El objeto del presente estudio se localiza en el departamento del Tolima, específicamente en la vía que conecta a los municipios de Planadas – Ataco (ver **Imagen 1**), a la que se puede acceder desde el interior del país a través de la ruta 40, por el segmento Bogotá - Ibagué, desviando a la altura del municipio de Espinal, este último en dirección sur en ruta 45 con rumbo al municipio de Natagaima, y derivando al occidente a la altura del Corregimiento de Castilla en busca de los municipios de Coyaima y ataco respectivamente.

Imagen 1. Castilla – Coyaima - Ataco



Fuente: Instituto Nacional de Vías (INVIAS)

En el sector objeto de estudio se encuentra localizado en la abscisa K28+900, de la vía ataco – Planadas:



Fotografías 1, 2 y 3. Panorama general del sector inestable K28+900

Fuente: Diseños Geotécnicos S.A.S

3 DOCUMENTOS DE REFERENCIA

3.1 REGULACIONES LOCALES E INTERNACIONALES

- ✓ Norma Colombiana de diseño sísmico de puentes – CCP-14.
- ✓ Standard Specifications For Highway Bridges. AASHTO.

3.2 INFORME GEOTÉCNICO

Memorando técnico JPV-187-1337D-22, denominado “Remisión de resultados para el diseño de las estructuras de contención que se proyectan en el sector inestable localizado entre las abscisas K29+750 y K29+840 de la vía Ataco – Planadas en el departamento del Tolima.”, con fecha abril de 2022.

4 UNIDADES DE MEDIDA

Los diseños y cálculos serán desarrollados usando las siguientes Unidades:

✓ Longitud:	Metro	m
	Milímetro	mm
✓ Área:	Metro cuadrado	m ²
	Milímetro cuadrado	mm ²
✓ Volumen:	Metro cúbico	m ³
	Milímetro cúbico	mm ³
✓ Fuerza:	Kilo newton	kN
	Kilogramo	kgf
✓ Masa:	Kilogramo	kg
✓ Presión:	Kilo pascal	kPa=KN/m ²
	Mega pascal	MPa=N/mm ²
✓ Peso específico:	Kilo newton/ metro cúbico	kN/m ³
✓		

5 MATERIALES

El diseño se efectuó utilizando los siguientes materiales:

Concreto	f _c = 28 MPa (280 kgf/cm ²)	:	Zarpa, vástago y caissons.
Concreto	f _c = 21 MPa (210 kgf/cm ²)	:	Pared caisson y barrera New Jersey
Refuerzo	f _y = 420 MPa (4200 kgf/cm ²)	:	NTC 2289 Todo el acero de refuerzo.

6 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

La información mínima suministrada por el estudio geotécnico denominado “Memorando técnico JPV-187-1337D-22” incluye:

6.1 PARÁMETROS MURO EN CANTILÉVER

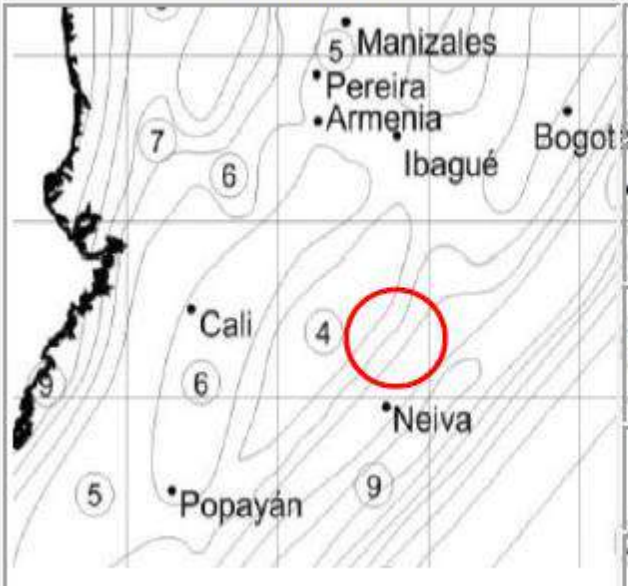
UBICACION	PARAMETRO	VALOR
	Coeficiente de aceleración pico Horizontal del terreno PGA (Región 5)	0,25
	Coeficiente de aceleración espectral horizontal periodo corto Ss	0,50
	Coeficiente de aceleración espectral horizontal periodo largo S1	0,25
	Valor del factor de sitio Fpga	1,3
	Perfil suelo de Cimentación	D

Ilustración 1 Parámetros sísmicos

Fuente: Informe “Memorando técnico JPV-187-1337D-22”.

- Aceleración A_a : 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

Ilustración 2 Parámetros de diseño muros

Fuente: Informe “Memorando técnico JPV-187-1337D-22”.

6.2 CAPACIDAD PORTANTE CAISSON

Diam (m)	Carga de trabajo (ton)				
	Longitud (m)				
	15	16	18	19	20
1,20	893,04	926,735	994,123	1027,817	1061,510
1,3	1048,083	1087,527	1166,71	1206,257	1245,80
1,4	1215,529	1261,390	1353,112	1398,973	1444,834
1,5	1395,38	1448,024	1553,32	1605,964	1658,610
1,6	1587,629	1647,529	1767,330	1827,230	1887,130

Tabla 1 Valores capacidad de carga vertical Estado límite de Resistencia.
Fuente: Informe “Memorando técnico JPV-187-1337D-22”.

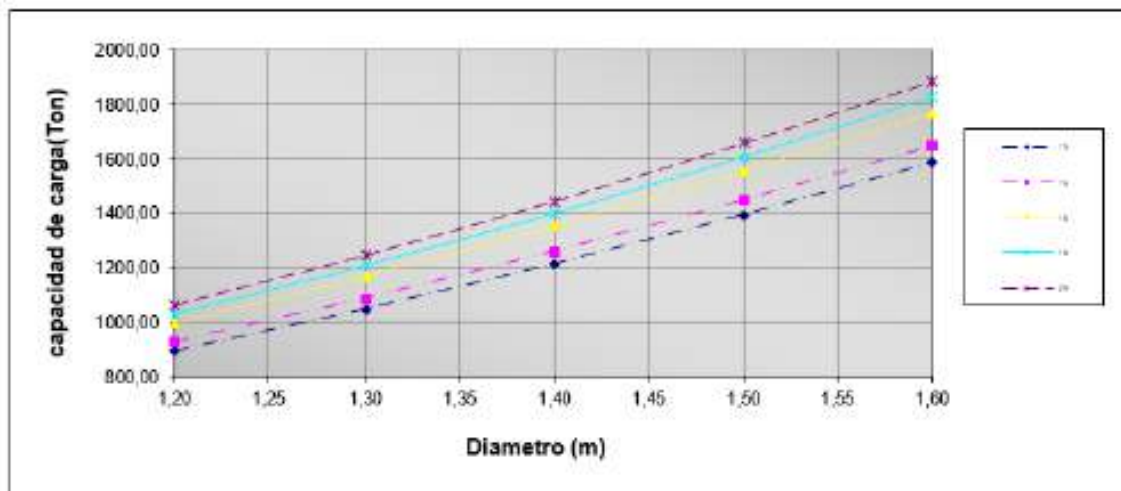


Ilustración 3 Capacidad de carga vertical Estado límite de Resistencia.
Fuente: Informe “Memorando técnico JPV-187-1337D-22”.

Diam (m)	Carga de trabajo (ton)				
	Longitud (m)				
	15	16	18	19	20
1,20	2679,12	2780,206	2982,369	3083,450	3184,531
1,3	3144,250	3262,880	3500,14	3618,771	3737,40
1,4	3646,586	3784,159	4059,335	4196,918	4334,501
1,5	4186,13	4344,071	4659,95	4817,891	4975,830
1,6	4762,888	4942,588	5301,989	5481,689	5661,389

Tabla 2 Valores capacidad de carga vertical Estado límite de Evento Extremo.
Fuente: Informe "Memorando técnico JPV-187-1337D-22".

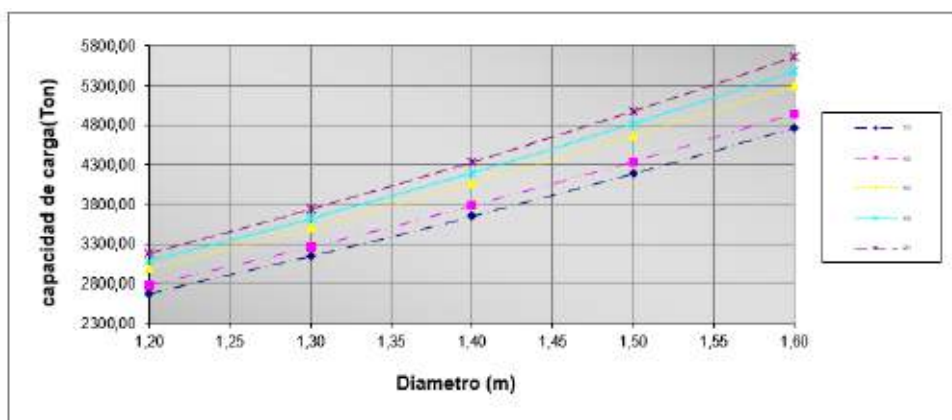


Ilustración 4 Capacidad de carga vertical Estado límite de Evento Extremo.
Fuente: Informe "Memorando técnico JPV-187-1337D-22".

Diam (m)	Longitud (m)				
	15	16	18	19	20
1,2	727,76	821,20	1016,82	1117,56	1218
1,3	788,41	889,63	1101,56	1212,27	1325
1,4	849,06	958,06	1186,29	1305,52	1428
1,5	909,70	1026,49	1271,03	1398,77	1530
1,7	970,35	1094,93	1355,76	1492,02	1632

Tabla 3 Valores capacidad de carga lateral.
Fuente: Informe "Memorando técnico JPV-187-1337D-22".

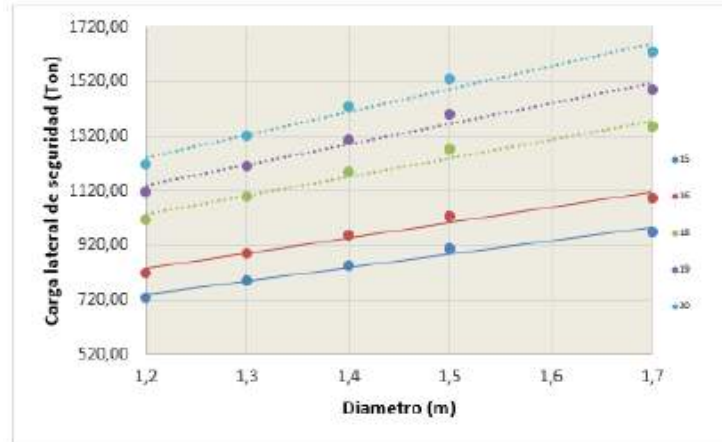


Ilustración 5 Capacidad de carga lateral.
Fuente: Informe "Memorando técnico JPV-187-1337D-22".

Diam (m)	Longitud (m)				
	15	16	18	19	20
1,2	261,10	285,55	336,54	362,73	388,92
1,3	286,53	313,27	369,00	397,99	427,36
1,4	312,53	341,59	402,13	433,62	465,92
1,5	339,10	370,51	435,95	469,96	504,85
1,6	366,23	400,04	470,44	507,03	544,54

Tabla 4 Valores resistencia a la tracción.
Fuente: Informe "Memorando técnico JPV-187-1337D-22".

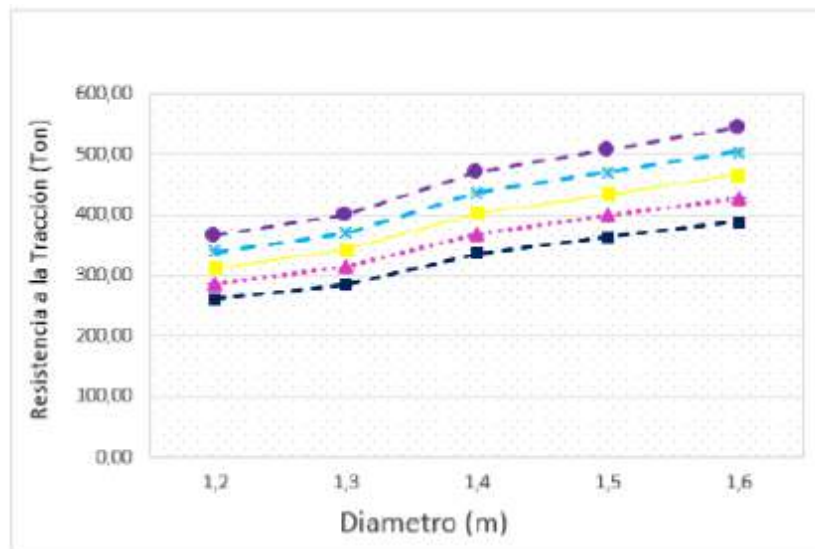


Ilustración 6 Resistencia a la tracción.
Fuente: Informe "Memorando técnico JPV-187-1337D-22".

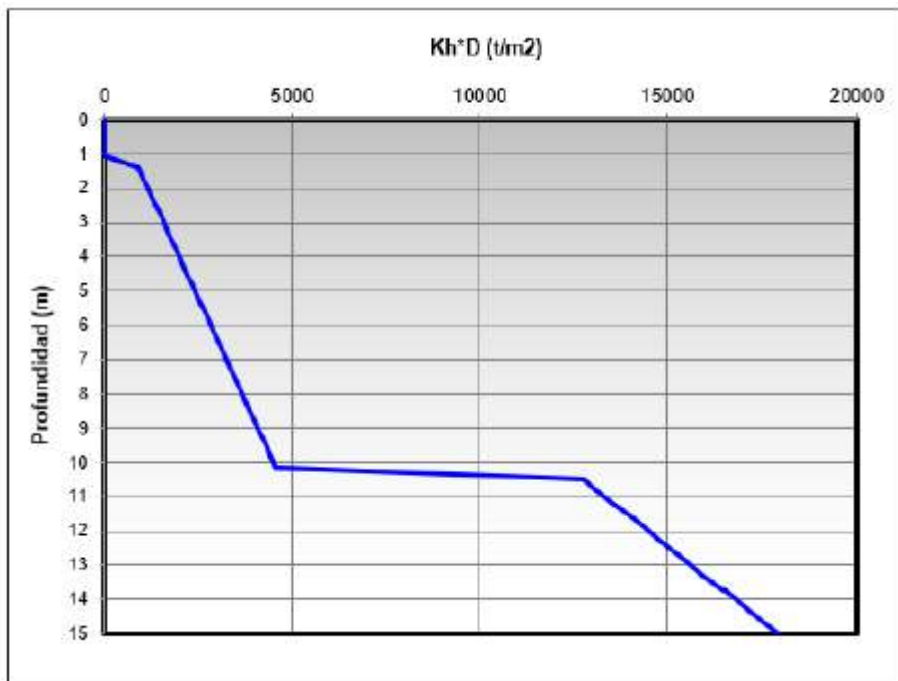


Ilustración 7 Valores resorte horizontal (Kh).
Fuente: Informe “Memorando técnico JPV-187-1337D-22”.

Coefficiente de reacción vertical (Kv)

En caso de emplear un solo resorte en la base de los caisson el valor correspondiente será de 14969,40 ton/m, si es de preferencia del Ingeniero Estructural utilizar los resortes repartidos cada metro a lo largo del fuste el valor de dicho resorte será de 1221,97ton/m³.

Ilustración 8 Valores resorte vertical (Kv).
Fuente: Informe “Memorando técnico JPV-187-1337D-22”.

7 DESCRIPCIÓN

Se diseñarán tres módulos de 7.20m de ancho, y alturas de 5.80m, 5.25m, 4.50m conformado por un vástago de 0.50m de espesor para los más altos y 0.35m para el más bajo, el vástago está soportado por una zarpa de 4.00m de ancho y espesor de 1.00m, que a su vez estará apoyada por un sistema de caisson en tres bolillos separados 1.60m en el sentido longitudinal del muro y de 1.80m en el sentido transversal. Los caisson tendrán 1.20m de diámetros y 15.00m de longitud. Adicionalmente en la base de la zarpa se colocará una capa de 5cm de concreto de limpieza.

Un aspecto importante a destacar, es la indicación sobre la calidad del concreto del muro, particularmente en lo referente a la adopción de concretos de baja relación agua/cemento ($A/C = 0.50$) buscando obtener una mayor durabilidad en esta estructura. Se recomienda la inclusión de fibras de nylon en el vástago del muro, buscando obtener una mayor durabilidad en esta estructura. Igualmente se recomiendan juntas de dilatación.

En la corona del muro se conformará una barrera new jersey de 0.90m de altura. Por último, se recomienda la instalación de juntas de dilatación entre módulos.

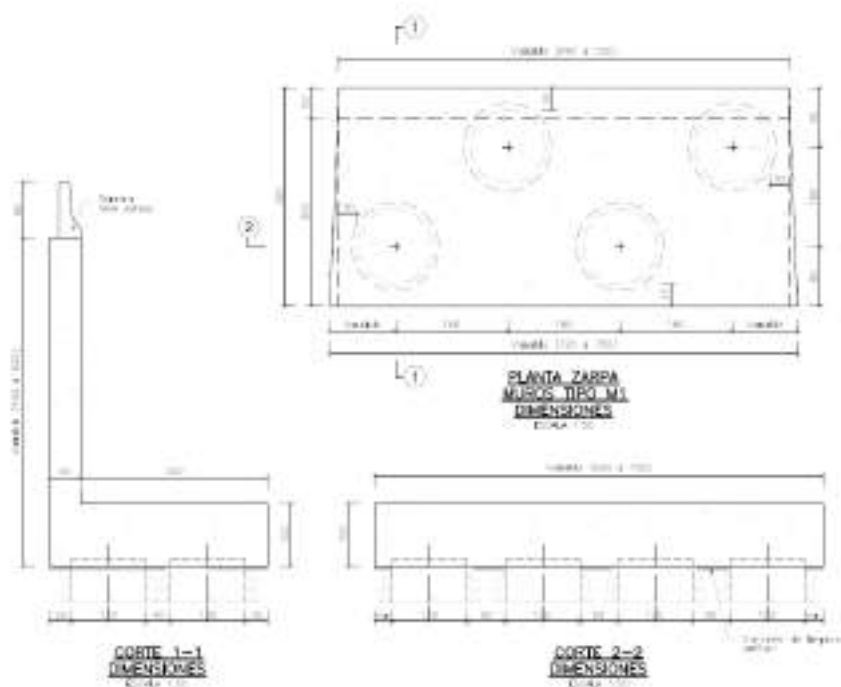


Ilustración 9 Módulo del muro M1 PR 28+900

Fuente: Elaboración propia

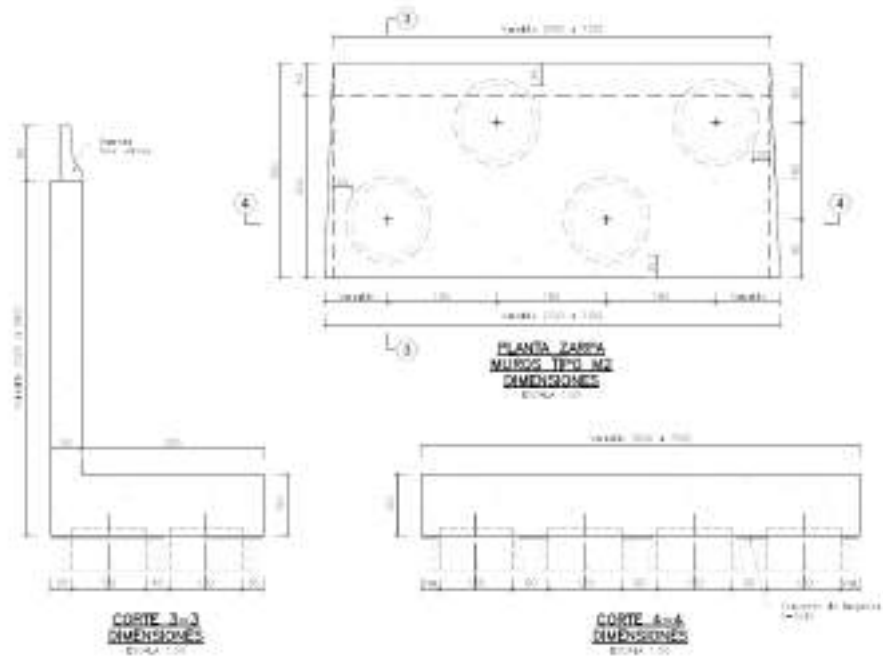


Ilustración 10 Módulo del muro M2 PR 28+900
Fuente: Elaboración propia

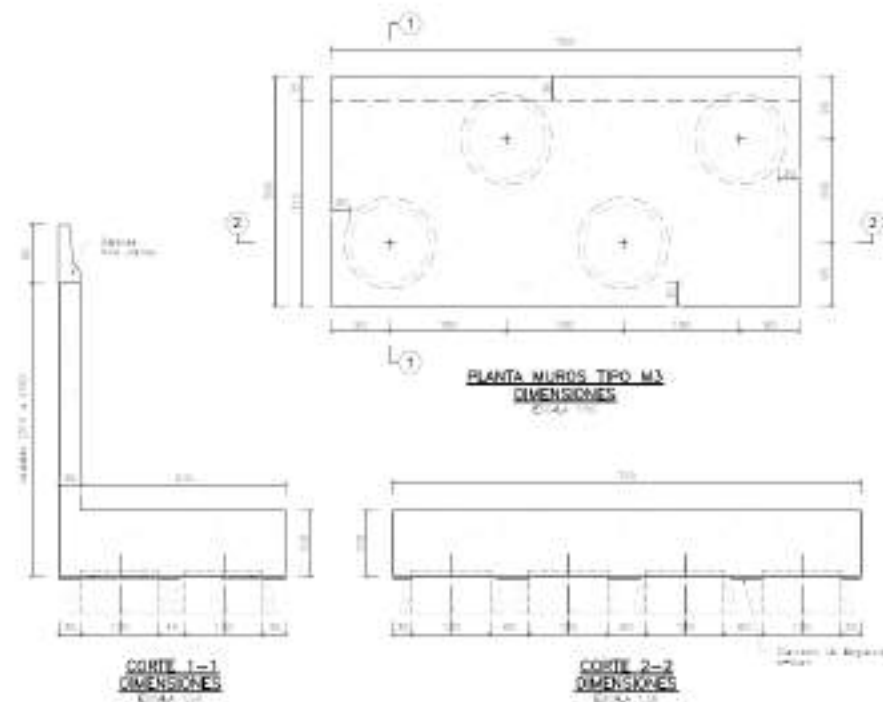


Ilustración 11 Módulo del muro M3 PR 28+900
Fuente: Elaboración propia

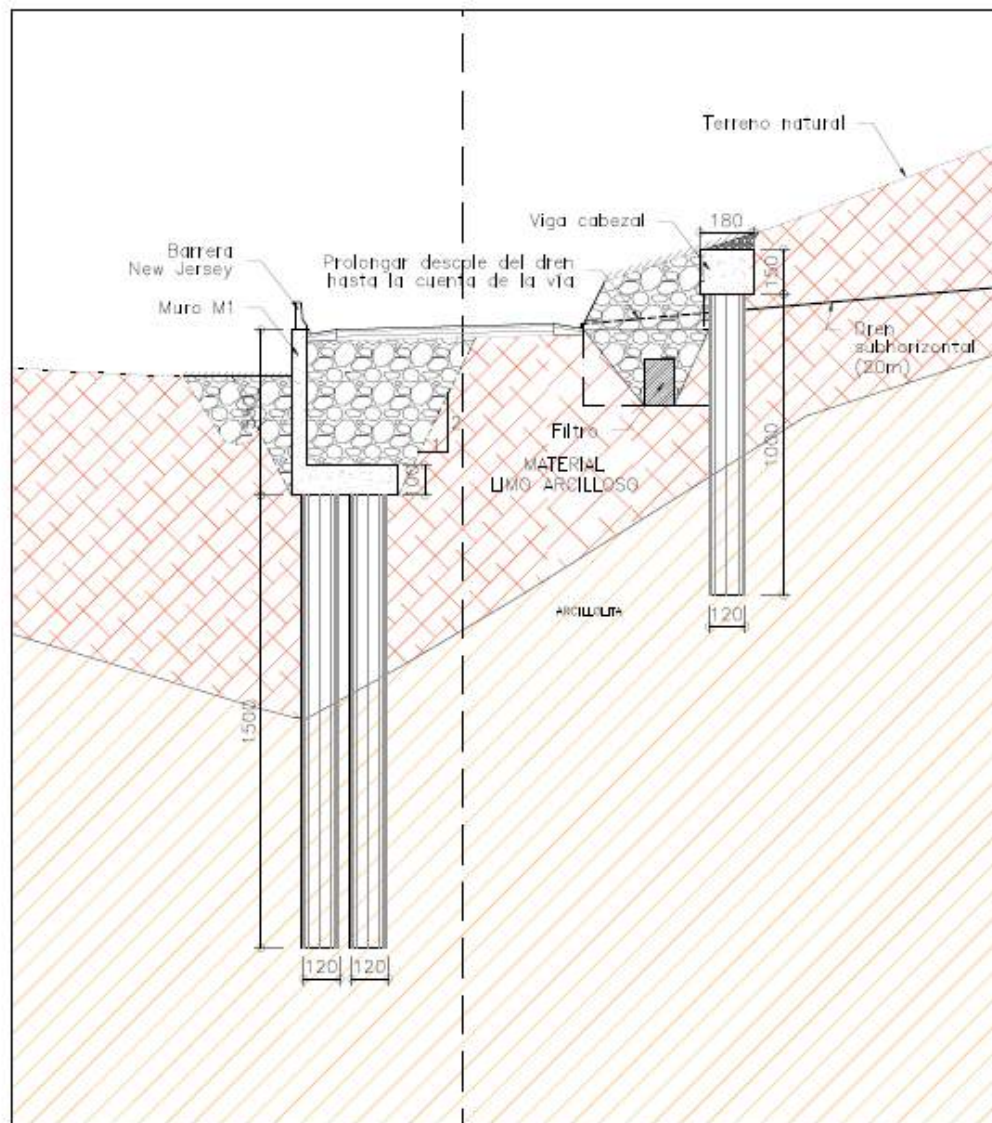


Ilustración 12 Sección transversal muro PR 28+900
Fuente: Elaboración propia

8 MÉTODO DE DISEÑO

Se procedió a realizar el modelo matemático en el programa SAP2000 V.23.1.0., el cual incluye el vástago apoyado sobre la zarpa y la zarpa soportada sobre caissons del cual se obtuvieron los esfuerzos con los cuales se diseñó el acero de refuerzo.

El muro de contención se diseñará de tal forma que sea capaz de resistir las solicitaciones a las cuales se encontrará sometida la estructura, tales como:

- ✓ Peso Propio
- ✓ Empuje estático
- ✓ Empuje dinámico
- ✓ Solicitación Sísmica (PGA=0.25)

Se calculó la envolvente de las cargas con los coeficientes de mayoración establecidos en el CCP-14 y se diseñaron los elementos para estas fuerzas actuantes.

Para el diseño del muro de contención se utilizó un modelo:

La zarpa y el vástago se modelaron con elementos Shell thick y thin respectivamente adicionalmente se consideraron las cargas muertas, empuje estático y dinámico. Los pesos propios de los elementos son calculados directamente por el programa de análisis.

Para el diseño de los muros se tuvo en cuenta la geometría y los parámetros geotécnicos, los cuales se ingresaron a hojas de cálculo elaboradas en el programa Excel, donde se analizaron los estados límites de servicio, resistencia y evento extremo.

Teniendo los resultados del análisis de los modelos, se procedió al diseño de cada uno de los elementos, teniendo en cuenta las solicitaciones máximas a las que estaban sometidos.

9 COMBINACIONES DE CARGA

Para el análisis y diseño de los elementos que componen el muro con anclajes se tuvieron en cuenta las combinaciones de acuerdo al CCP-14.

Estado Límite de la Combinación de carga	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use uno de estos a la vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (a menos que se indique)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1.00	1.40 0	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	0.40 0	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
Evento Extremo II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.30 0	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio IV	1.00	-	1.00	0.70 0	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-	-
Fatiga I- Sólo LL, IM & CE	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga II- Sólo LL, IM & CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 5 Combinaciones de carga
Fuente: Norma Colombiana de diseño sísmico de puentes – CCP-14

• Cargas permanentes

CR = fuerzas debidas al flujo plástico
DD = fuerza de fricción negativa
DC = peso propio de los componentes estructurales y de los accesorios no estructurales
DW = peso propio carpeta de rodamiento y de las instalaciones
EH = empuje horizontal del suelo
EL = fuerzas misceláneas resultantes del proceso de construcción, incluyendo el izaje de voladizos en construcción por segmentos
ES = sobrecarga de suelo
EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno
PS = fuerzas secundarias debidas a pretensado
SH = fuerzas debidas a retracción

• Cargas transitorias

BL = carga de explosión
BR = fuerza de frenado vehicular
CE = fuerza centrífuga vehicular
CT = fuerza de colisión vehicular
CV = fuerza de colisión de embarcaciones
EQ = carga sísmica
FR = carga de fricción
IC = carga de hielo
IM = incremento de carga dinámica vehicular
LL = carga viva vehicular
LS = sobrecarga de carga viva
PL = carga viva peatonal
SE = fuerzas debidas a asentamiento
TG = fuerzas debidas a gradiente de temperatura
TU = fuerza debida a temperatura uniforme
WA = carga de agua y presión de la corriente
WL = carga de viento sobre la carga viva
WS = carga de viento sobre la estructura

Ilustración 13 Cargas

Fuente: Norma Colombiana de diseño sísmico de puentes – CCP-14

Tipo de Carga, tipo de Cimentación, y Método para Calcular la fricción negativa		Factor de Carga	
		Máximo	Mínimo
<i>DC</i> : Componentes y Accesorios		1.25	0.90
<i>DC</i> : Sólo Resistencia IV		1.50	0.90
<i>DD</i> : Fricción negativa	Pilas, Método α Tomlinson	1.4	0.25
	Pilas, Método λ	1.05	0.30
	Pozos perforados, Método O'Neill and Reese (1999)	1.25	0.35
<i>DW</i> : Superficie de rodadura e instalaciones		1.50	0.65
<i>EH</i> : Presión horizontal de suelo			
• Activa		1.50	0.90
• En reposo		1.35	0.90
• <i>AEP</i> para muros anclados		1.35	N/A
<i>EL</i> : Tensiones residuales de Construcción		1.00	1.00
<i>EV</i> : Presión vertical de suelo			
• Estabilidad general		1.00	N/A
• Muros de Contención y Estribos		1.35	1.00
• Estructuras Rígidas Enterradas		1.30	0.90
• Marcos Rígidos		1.35	0.90
• Estructuras Flexibles Enterradas			
o Alcantarillas Metálicas y Alcantarillas Armadas Estructurales Corrugadas Profundas		1.5	0.9
o Alcantarillas Termoplásticas		1.3	0.9
o Todas las demás		1.95	0.9
<i>ES</i> : Sobrecarga de suelo		1.50	0.75

Ilustración 14 Factores de carga permanentes

Fuente: Norma Colombiana de diseño sísmico de puentes – CCP-14

10 EVALUACIÓN DE CARGAS

10.1 BARRERA NEW JERSEY (NJ)

$$0.21 \text{ m}^2 \times 24.0 \text{ kN/m}^3 = 5.0 \text{ kN/m}$$

10.2 COLISIÓN VEHICULAR CT

El caso de carga por colisión se analizó en el centro del muro en la longitud de distribución de la fuerza de impacto y en los extremos del muro, de manera que para la barrera TL-4 se debe considerar en una distancia de 1.07m, dicha carga se aplicó como se muestra a continuación:

Esta carga se considera para el diseño del NJ y el muro de contención, a continuación, se plantea la siguiente carga de colisión vehicular en el NJ.

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal F_T (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal F_L (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente F_V (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
L_x y L_y (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
L_z (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
H_g (mín.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel H (mm)	685	685	685	810	1070	2290

Ilustración 15 Fuerzas de diseño para barandas vehiculares

Fuente: Norma Colombiana de diseño sísmico de puentes – CCP-14

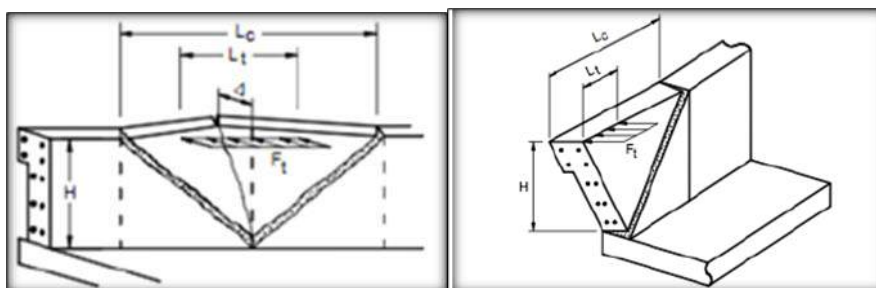


Ilustración 16 Análisis mediante líneas de fluencia de un muro de hormigón para el caso de un impacto dentro de un segmento de muro y cerca del extremo de un muro

Fuente: Norma Colombiana de diseño sísmico de puentes – CCP-14

$$CT = F_t / L_t$$

$$CT = 240 \text{ kN} / 1.07 \text{ m} = 224.3 \text{ kN/m}$$

10.3 EMPUJE ESTÁTICO – MURO (EH)

La carga considerada por empuje de tierra sobre el muro se calculó así:

$$h_0 = 0 \text{ m}$$

$$h_1 = 5.8 \text{ m}$$

$$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$k_a = 0.33$$

$$\gamma \times h_0 \times k_a = 20 \text{ KN/m}^3 \times 0 \text{ m} \times 0.33 = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$\gamma \times h_1 \times k_a = 20 \text{ KN/m}^3 \times 2.5 \text{ m} \times 0.33 = 38.28 \text{ KN/m}^2$$

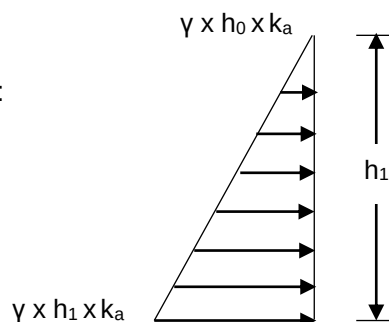


Ilustración 17 Esquema asignación de carga estática

Fuente: Elaboración propia

	H [m]	EH [kN/m²]
M1	5.2	34.32
M2	5.8	38.28
M3	4.5	29.70

10.4 EMPUJE DINÁMICO – MURO (EQ)

La carga considerada por empuje dinámico sobre el muro se calculó así:

$$h_0 = 0 \text{ m}$$

$$h_1 = 5.8 \text{ m}$$

$$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$k_a = 0.33$$

$$k_{ae} = 0.5082$$

$$\gamma \times h_0 \times (k_{ae} - k_a) = 20 \text{ KN/m}^3 \times 0 \text{ m} \times (0.5082 - 0.33) = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$\gamma \times h_1 \times (k_{ae} - k_a) = 20 \text{ KN/m}^3 \times 2.5 \text{ m} \times (0.5082 - 0.33) = 20.32 \text{ KN/m}^2$$

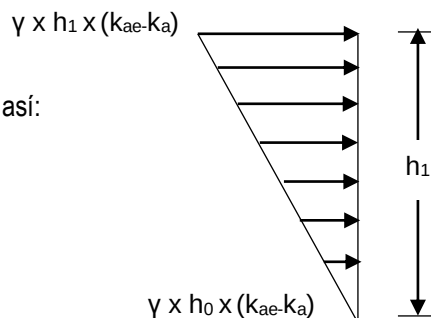


Ilustración 18 Esquema asignación de carga estática

Fuente: Elaboración propia

	H [m]	EQ [kN/m²]
M1	5.2	18.22
M2	5.8	20.32
M3	4.5	15.70

10.5 SOBRECARGA VIVA (LS)

$$h = 5.8\text{m}$$

$$h' = 0.60\text{m}$$

$$k_a = 0.33$$

$$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$(0.60\text{m} \times 20\text{KN/m}^3 \times 0.33) = 4.00\text{KN/m}^2$$

Tabla 3.11.6.4-2 — Alturas equivalentes de suelo para carga vehicular sobre muros de contención paralelos al tráfico

Altura del Muro de Contención (mm)	h_{eq} (m)	
	Distancia desde el respaldo del muro al borde del tráfico	
	0.0 mm	300 mm o más
1500	1500	600
3000	1000	600
≥ 6000	600	600

Ilustración 19 Tabla alturas equivalentes de suelo

Fuente: Norma Colombiana de diseño sísmico de puentes – CCP-14

10.6 RELLENO (EV)

$$h = 5.8\text{m}$$

$$EV = \gamma \times h = 20 \text{ KN/m}^3 \times 5.8\text{m} = 96\text{KN/m}^2$$

	H [m]	LS [kN/m ²]
M1	5.2	84.00
M2	5.8	96.00
M3	4.5	70.00

10.7 ANÁLISIS SÍSMICO

Tabla 3.10.3.2-1 CCP-14

Valores del factor de sitio F_{PGA} , en el período de vibración cero del espectro de aceleración

Tipo de perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$PGA \leq 0.1$	$PGA = 0.2$	$PGA = 0.3$	$PGA = 0.4$	$PGA \geq 0.5$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
F	Véase nota 2	Véase nota 2	Véase nota 2	Véase nota 2	Véase nota 2

Nota 2: Para el perfil tipo F debe utilizarse una investigación geotécnica particular para el

lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda.

Tabla 3.10.3.2-2 CCP-14

Valores del factor de sitio F_a , en el intervalo de períodos de vibración cortos del espectro de aceleraciones

Tipo de perfil	Coeficiente de aceleración espectral para período de vibración $ce \ 0.2 \ s$				
	$S_s < 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s \geq 1.25$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
F	Véase nota 2	Véase nota 2	Véase nota 2	Véase nota 2	Véase nota 2

Nota 2: Para el perfil tipo F debe utilizarse una investigación geotécnica particular para el

lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda.

Tabla 3.10.3.2-3 CCP-14

Valores del factor de sitio F_v , en el intervalo de períodos de vibración largos del espectro de aceleraciones

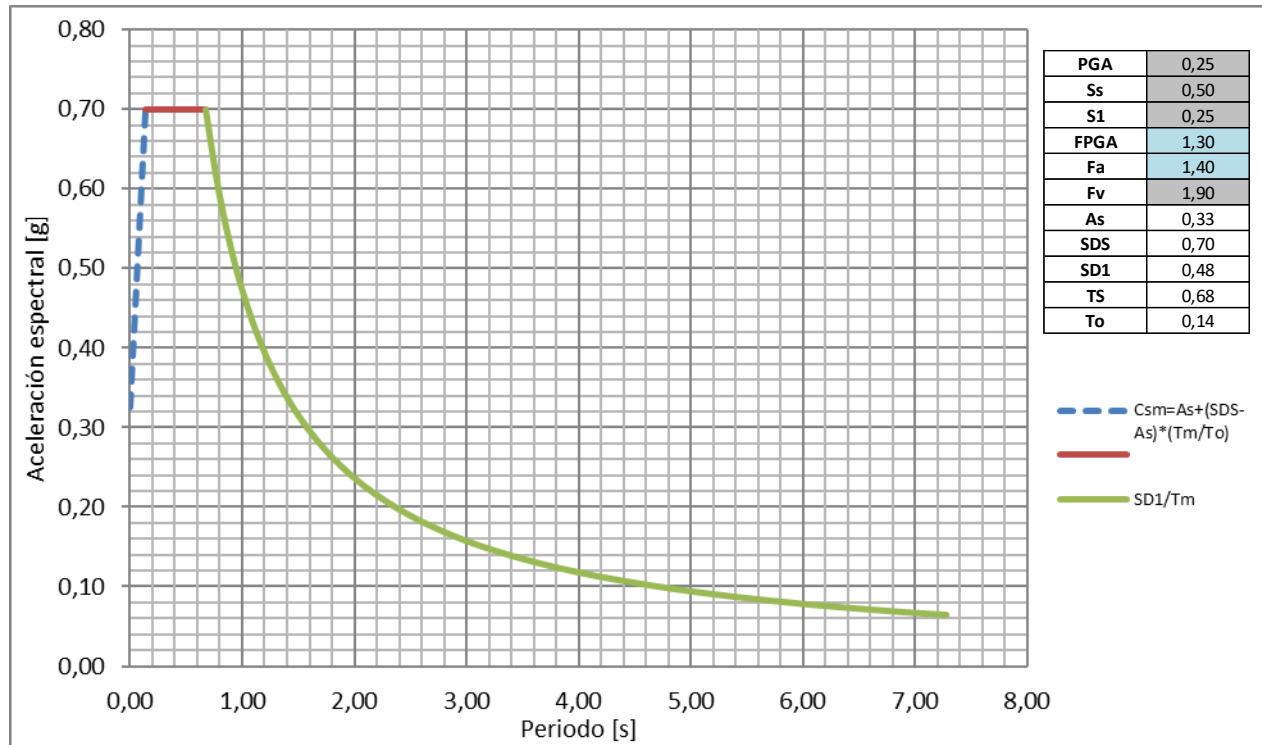
Tipo de perfil	Coeficiente de aceleración espectral para período de vibración de $1.0 \ s$				
	$S_1 < 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 \geq 0.50$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
D	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
E	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
F	Véase nota 2	Véase nota 2	Véase nota 2	Véase nota 2	Véase nota 2

Nota 2: Para el perfil tipo F debe utilizarse una investigación geotécnica particular para el

lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda.

Tabla 6 Parámetros sísmicos CC-14

Fuente: Norma Colombiana de diseño sísmico de puentes – CCP-14



Gráfica 1 Espectro
Fuente: Elaboración propia

11 ENTRADA DE DATOS AL PROGRAMA

11.1 MODELO MATEMÁTICO

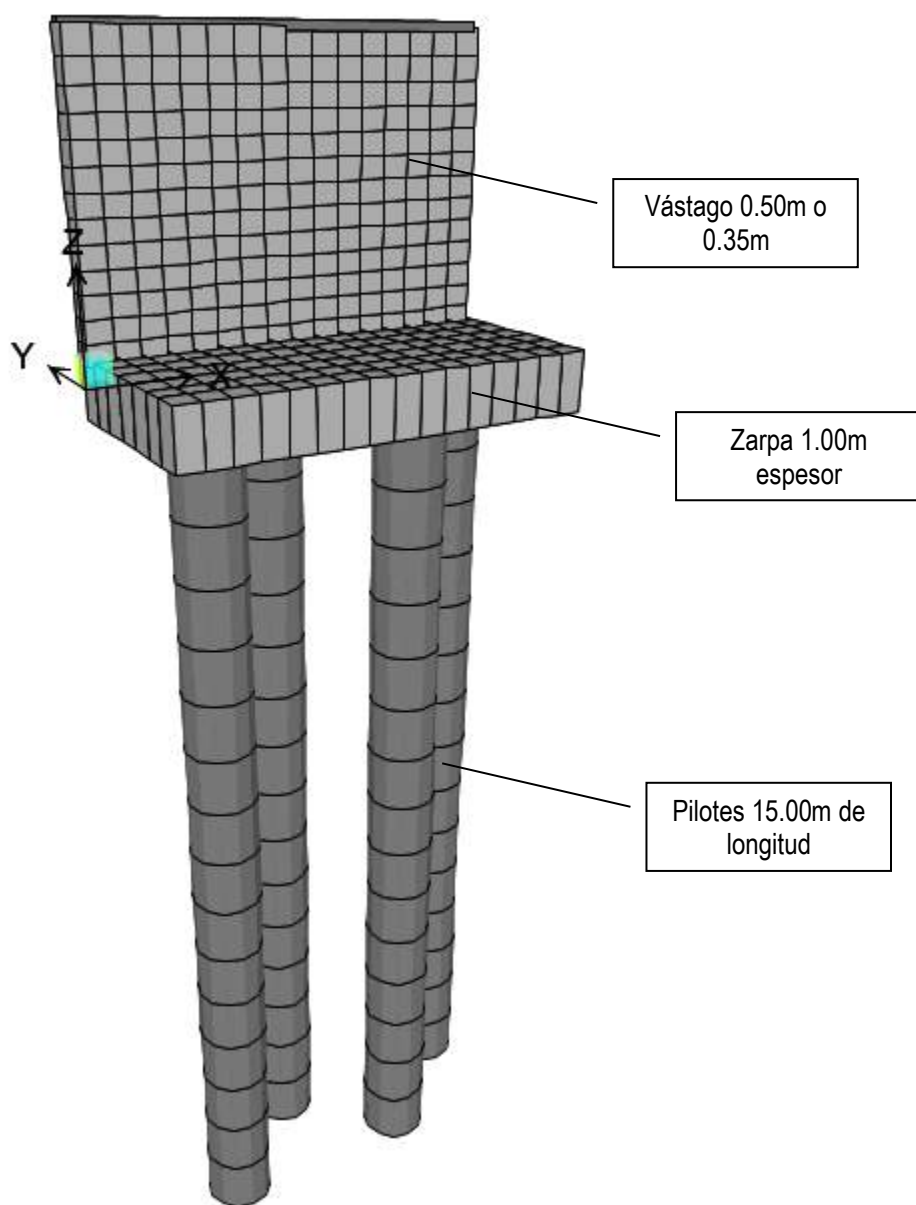


Ilustración 20 Modelo matemático 3D

11.2 DEFINICIÓN DEL MATERIAL



Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: 4000Psi

Material Type: Concrete

Material Grade: Fc 4000 psi

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 22.5621

Mass per Unit Volume: 2.4025

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 20640000

Poisson, U: 0.2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9.900E-06

Shear Modulus, G: 8000000

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c: 27579.032

Expected Concrete Compressive Strength: 27579.032

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Ilustración 21 Definición del material

11.3 DEFINICIÓN DE SECCIONES

11.3.1 Caisson D=1.20m 40#8

Para un caisson de 1.20 m de diámetro para ambas longitudes, en los primeros metros se colocó un refuerzo de 40#7, con flejes N°5 cada 7.5 cm y se revisó.

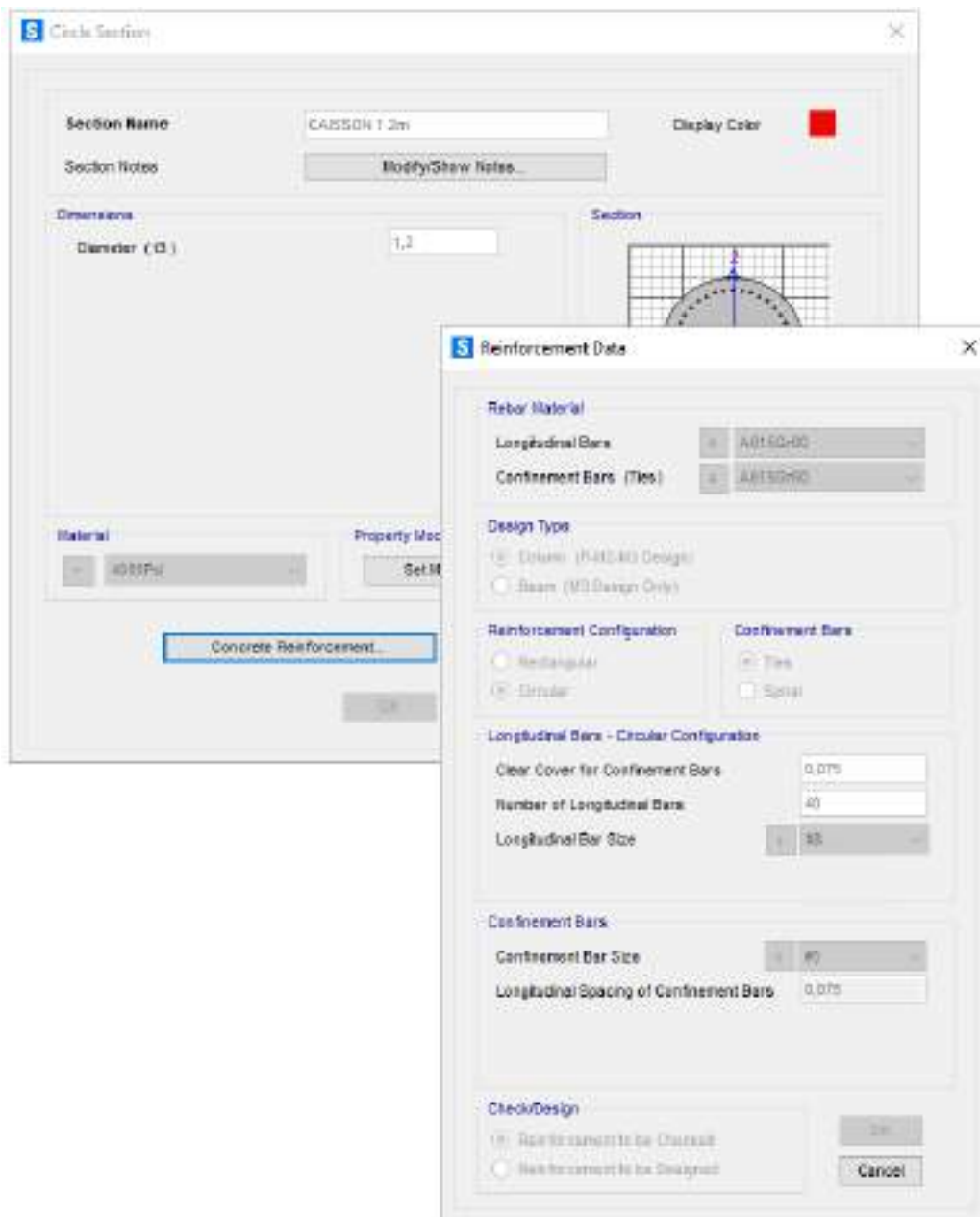


Ilustración 22 Definición de caisson 40#8

11.3.2 Caisson D=1.20m 40#7

Para un caisson de 1.20 m de diámetro para ambas longitudes, en los primeros metros se colocó un refuerzo de 40#7, con flejes N°5 cada 7.5 cm y se revisó.



Ilustración 23 Definición de caisson 40#7

11.3.3 Caisson D=1.20m 40#6

Para un caisson de 1.20 m de diámetro para ambas longitudes, en los primeros metros se colocó un refuerzo de 40#7, con flejes N°5 cada 7.5 cm y se revisó.

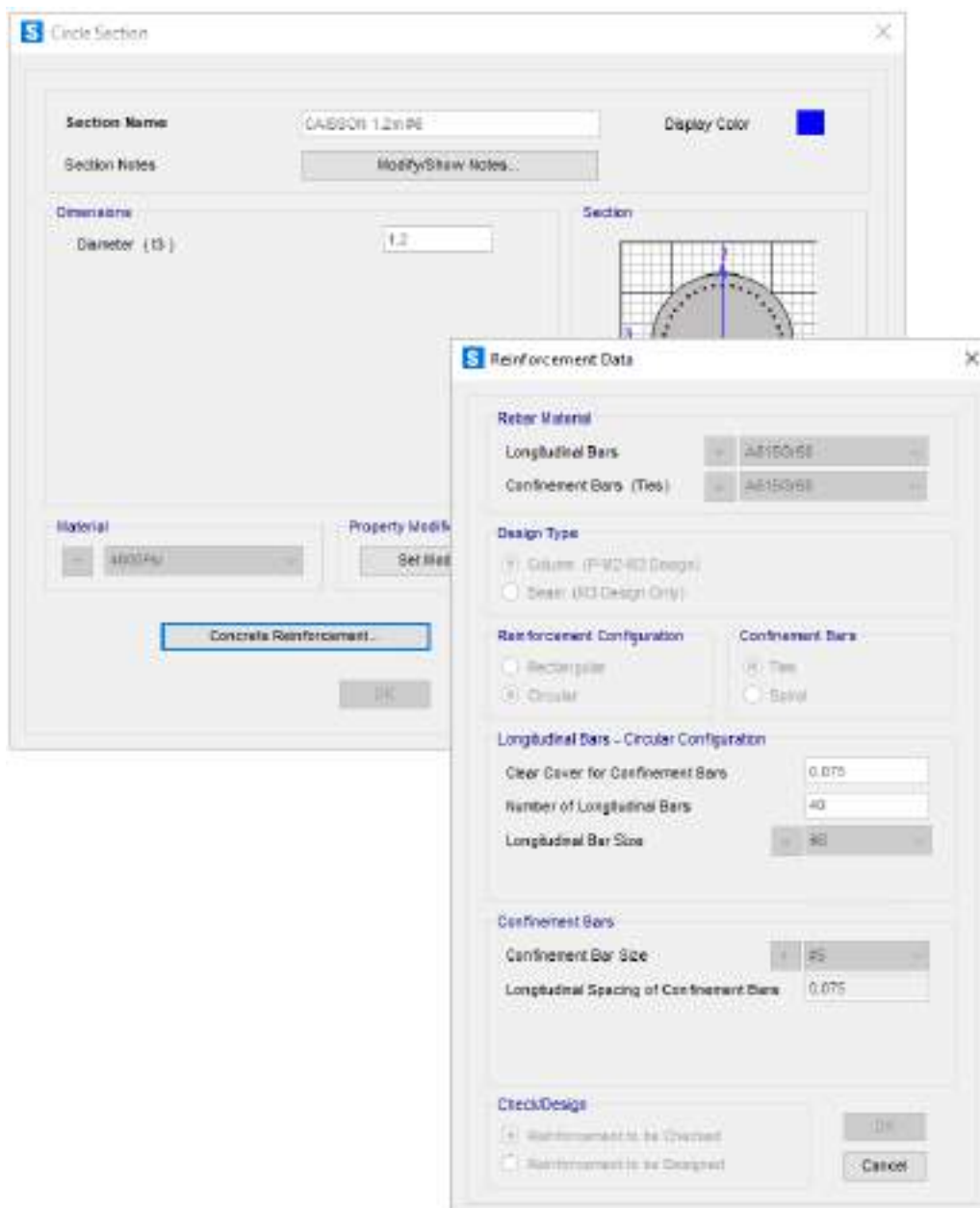
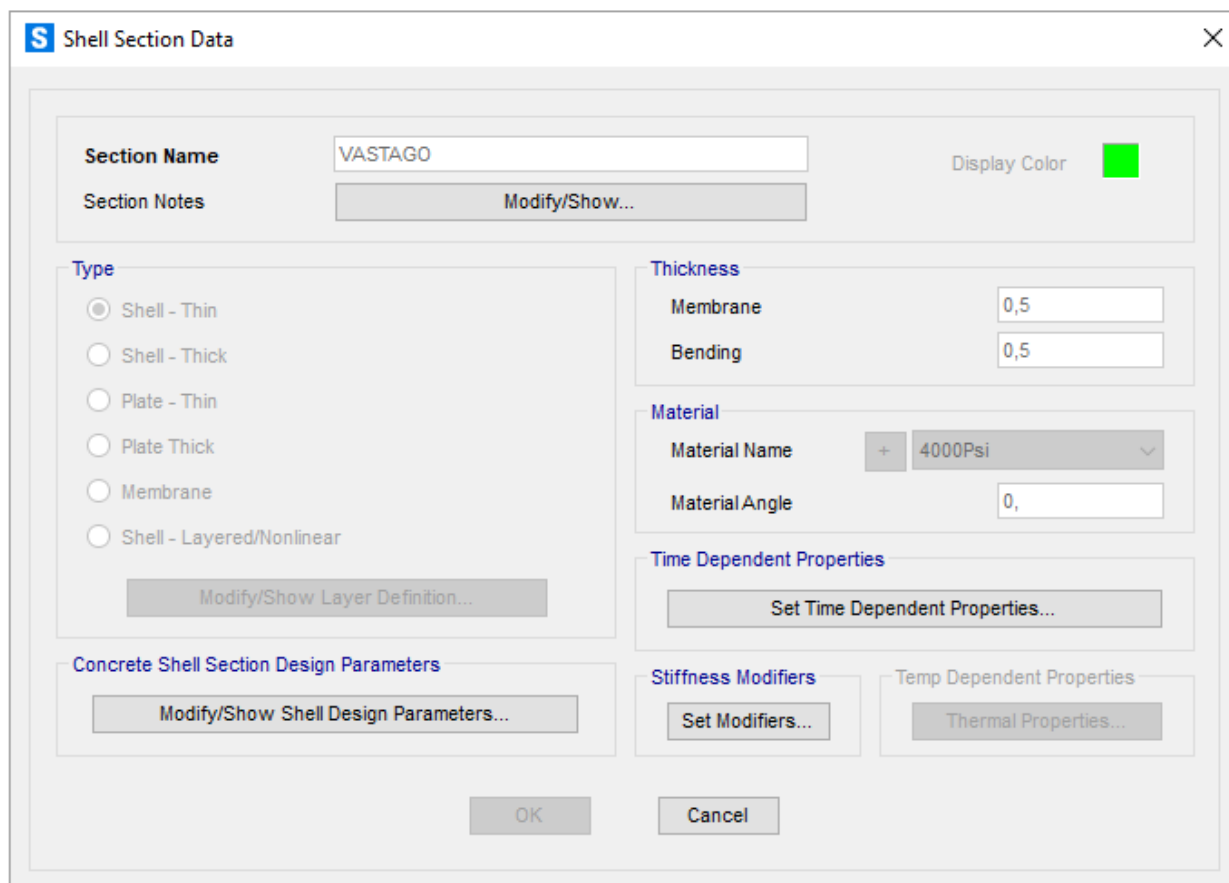


Ilustración 24 Definición de caisson 40#6

11.3.4 Vástago 0.50m



S Shell Section Data

Section Name: VASTAGO

Section Notes: Modify/Show...

Display Color: ■

Type

- ☒ Shell - Thin
- ☐ Shell - Thick
- ☐ Plate - Thin
- ☐ Plate Thick
- ☐ Membrane
- ☐ Shell - Layered/Nonlinear

Modify/Show Layer Definition...

Thickness

Membrane: 0,5

Bending: 0,5

Material

Material Name: + 4000Psi

Material Angle: 0,

Time Dependent Properties

Set Time Dependent Properties...

Concrete Shell Section Design Parameters

Modify/Show Shell Design Parameters...

Stiffness Modifiers

Set Modifiers...

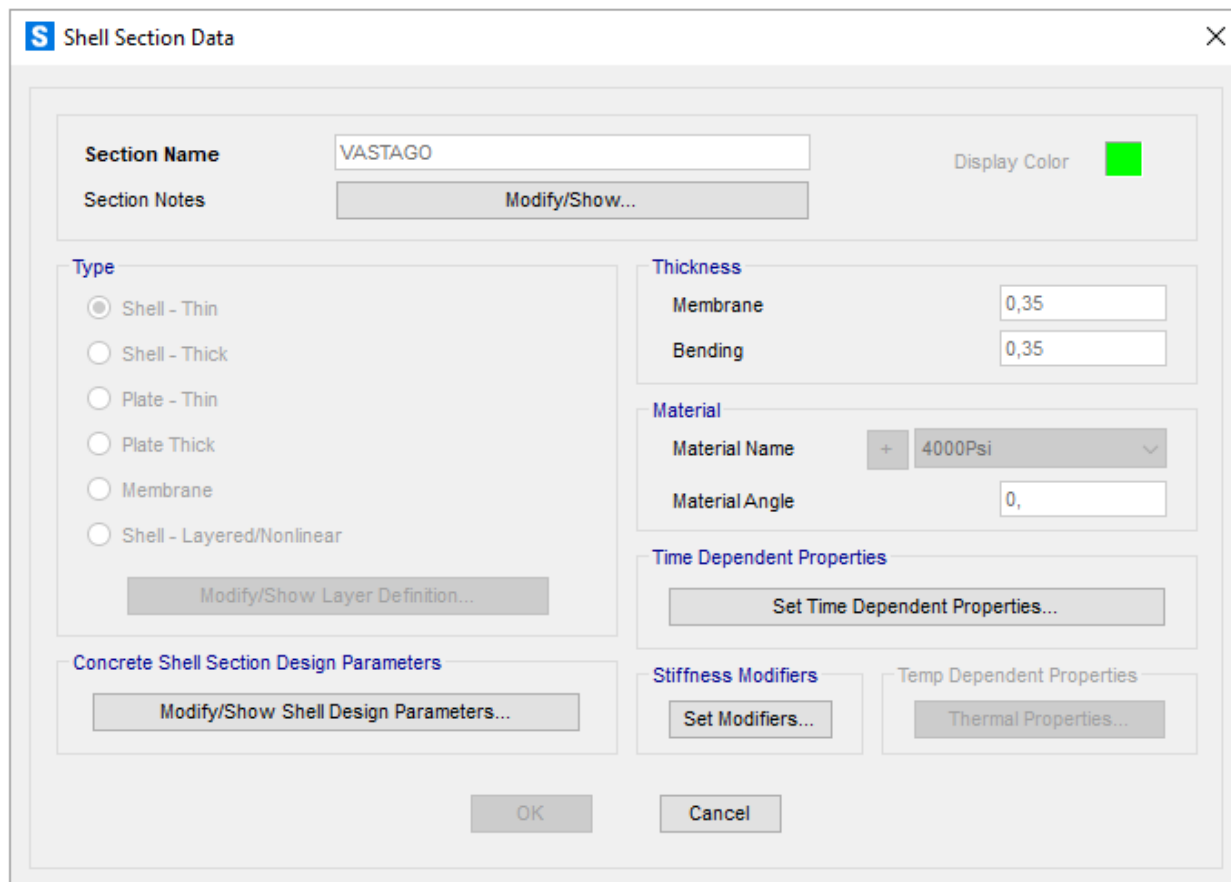
Temp Dependent Properties

Thermal Properties...

OK Cancel

Ilustración 25 Definición de vástago 0.50m

11.3.5 Vástago 0.35m



S Shell Section Data

Section Name: VASTAGO

Section Notes: Modify/Show...

Display Color: [Green Box]

Type

- ☒ Shell - Thin
- ☐ Shell - Thick
- ☐ Plate - Thin
- ☐ Plate Thick
- ☐ Membrane
- ☐ Shell - Layered/Nonlinear

Modify/Show Layer Definition...

Thickness

Membrane: 0,35

Bending: 0,35

Material

Material Name: + 4000Psi

Material Angle: 0,

Time Dependent Properties

Set Time Dependent Properties...

Concrete Shell Section Design Parameters

Modify/Show Shell Design Parameters...

Stiffness Modifiers

Set Modifiers...

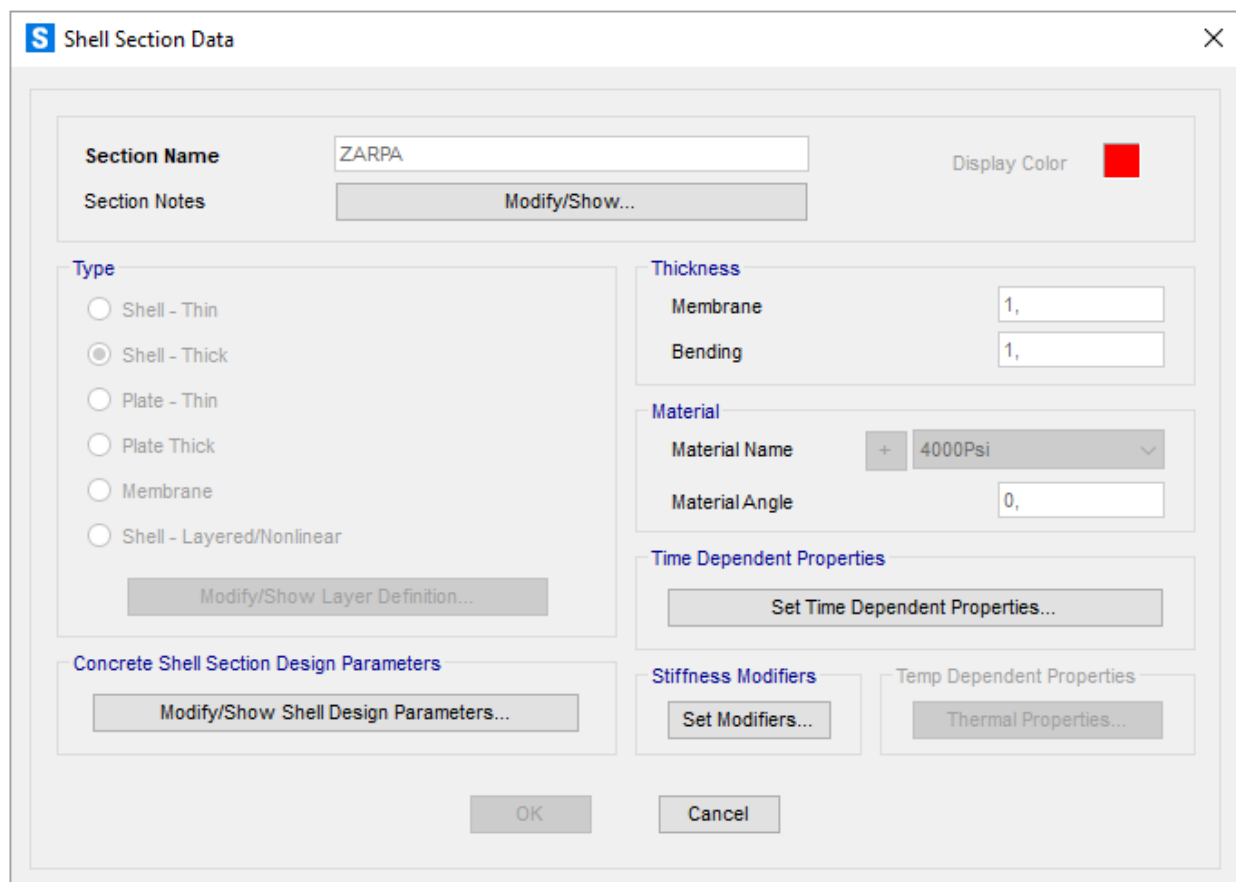
Temp Dependent Properties

Thermal Properties...

OK Cancel

Ilustración 26 Definición de vástago 0.35m

11.3.6 Zarpa 1.00m



S Shell Section Data

Section Name ZARPA **Display Color** ■

Section Notes Modify/Show...

Type

☐ Shell - Thin

☒ Shell - Thick

☐ Plate - Thin

☐ Plate Thick

☐ Membrane

☐ Shell - Layered/Nonlinear

Modify/Show Layer Definition...

Thickness

Membrane 1,

Bending 1,

Material

Material Name + 4000Psi

Material Angle 0,

Time Dependent Properties

Set Time Dependent Properties...

Concrete Shell Section Design Parameters

Modify/Show Shell Design Parameters...

Stiffness Modifiers

Set Modifiers...

Temp Dependent Properties

Thermal Properties...

OK Cancel

Ilustración 27 Definición de zarpa 1.00m

11.3.7 Módulo de reacción horizontal kh y restricciones

De acuerdo a los resortes reportados por el componente geotécnico, para el modelo de contraste se consideró 1m libre de pilote.

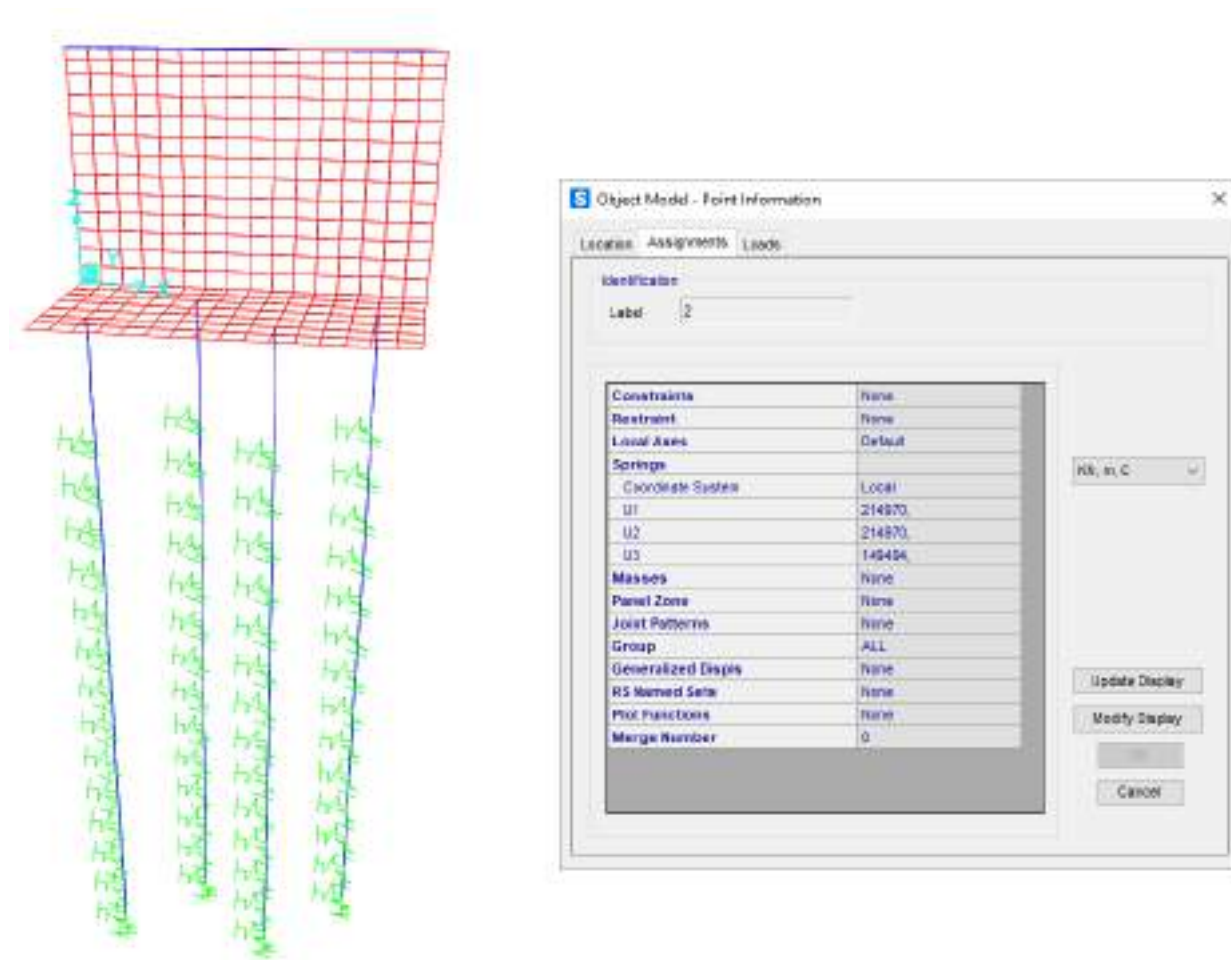


Ilustración 28 Restricciones y resortes

Ilustración 29 Restricciones y resortes k29+780-k29+840 (kN/m)

11.4 ASIGNACIÓN DE CARGAS

11.4.1 Carga barrera NJ

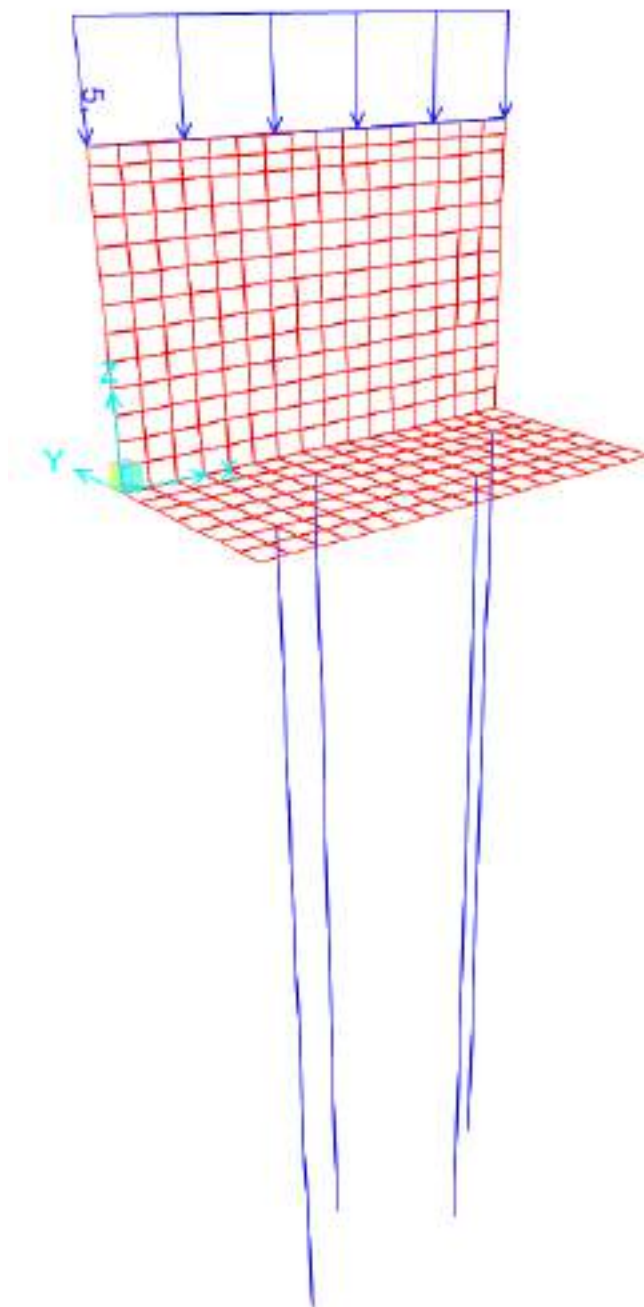


Ilustración 30 Carga barrera NJ – kN/m

11.4.2 Colisión vehicular CT

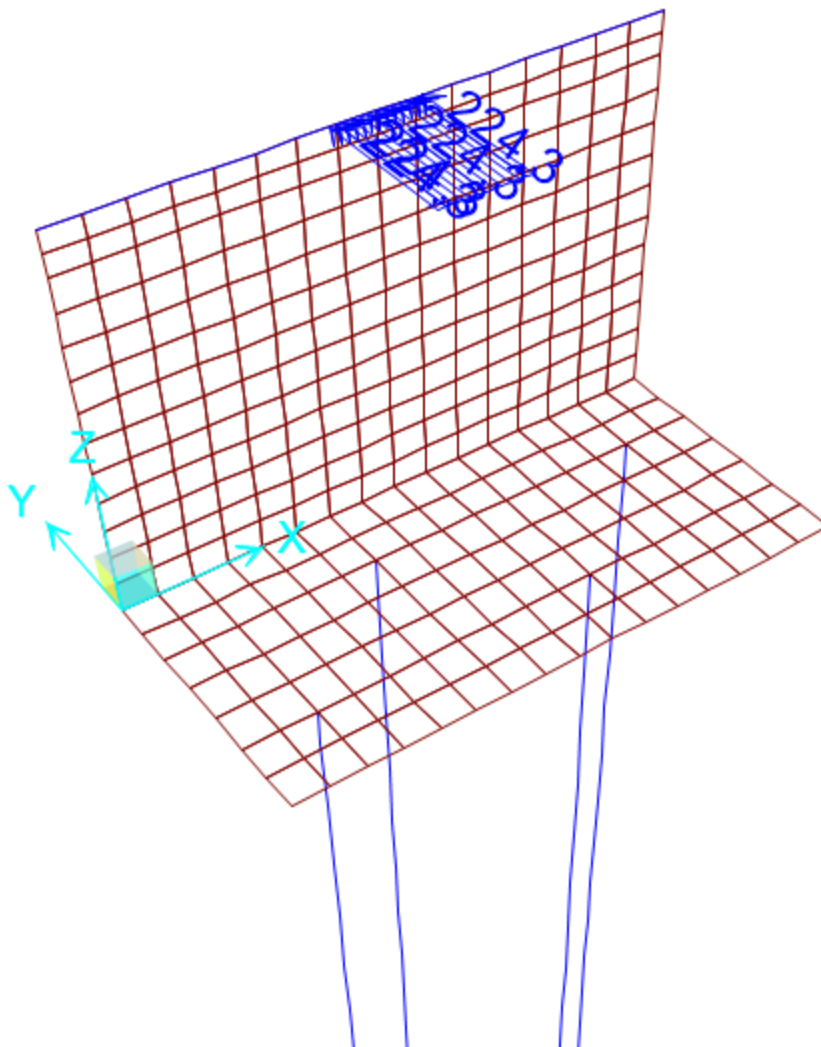


Ilustración 31 Colisión vehicular T1– kN/m

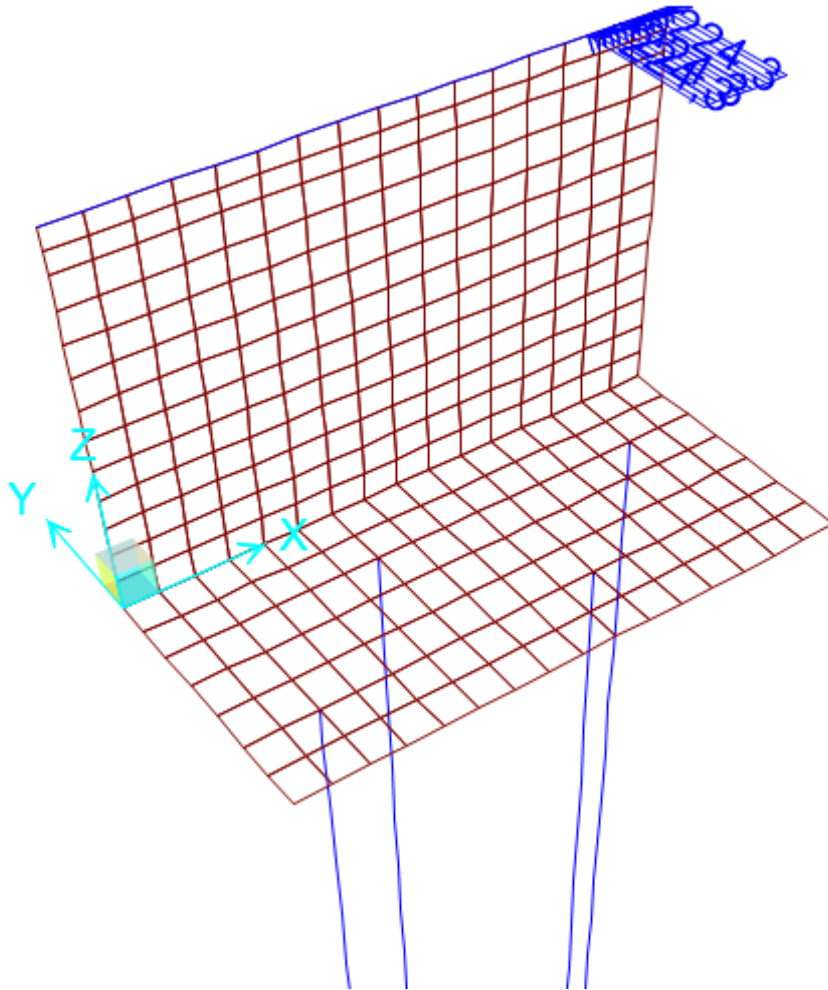


Ilustración 32 Colisión vehicular T2– kN/m

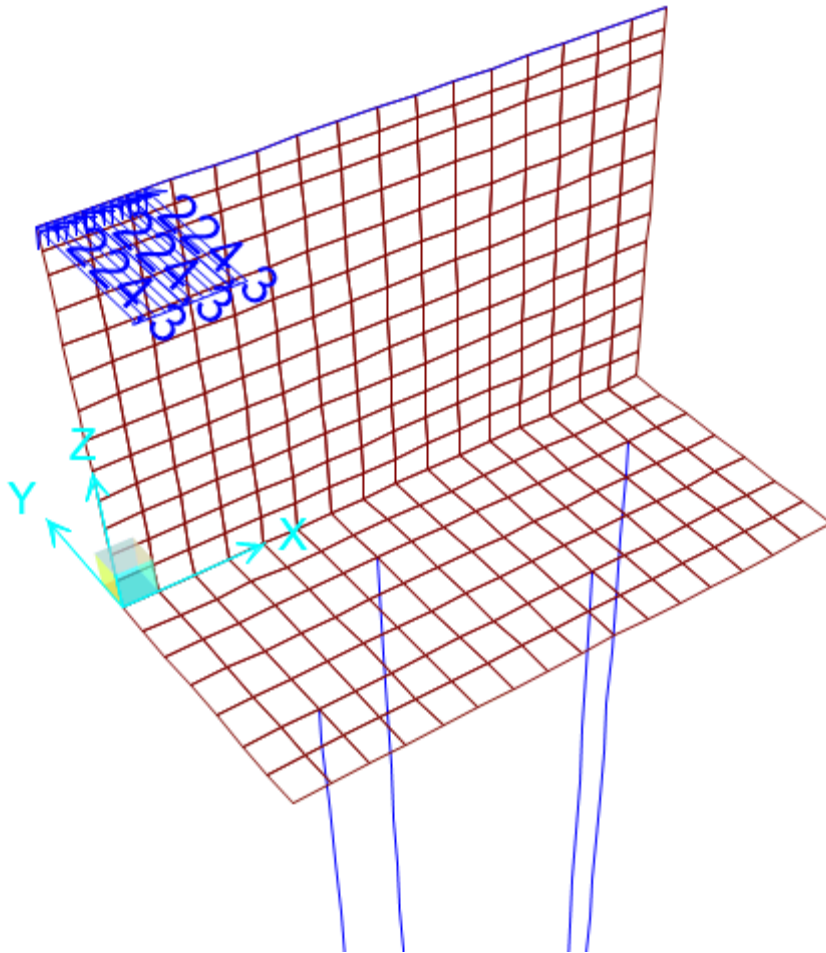


Ilustración 33 Colisión vehicular T3– kN/m

11.4.3 Empuje estático EH

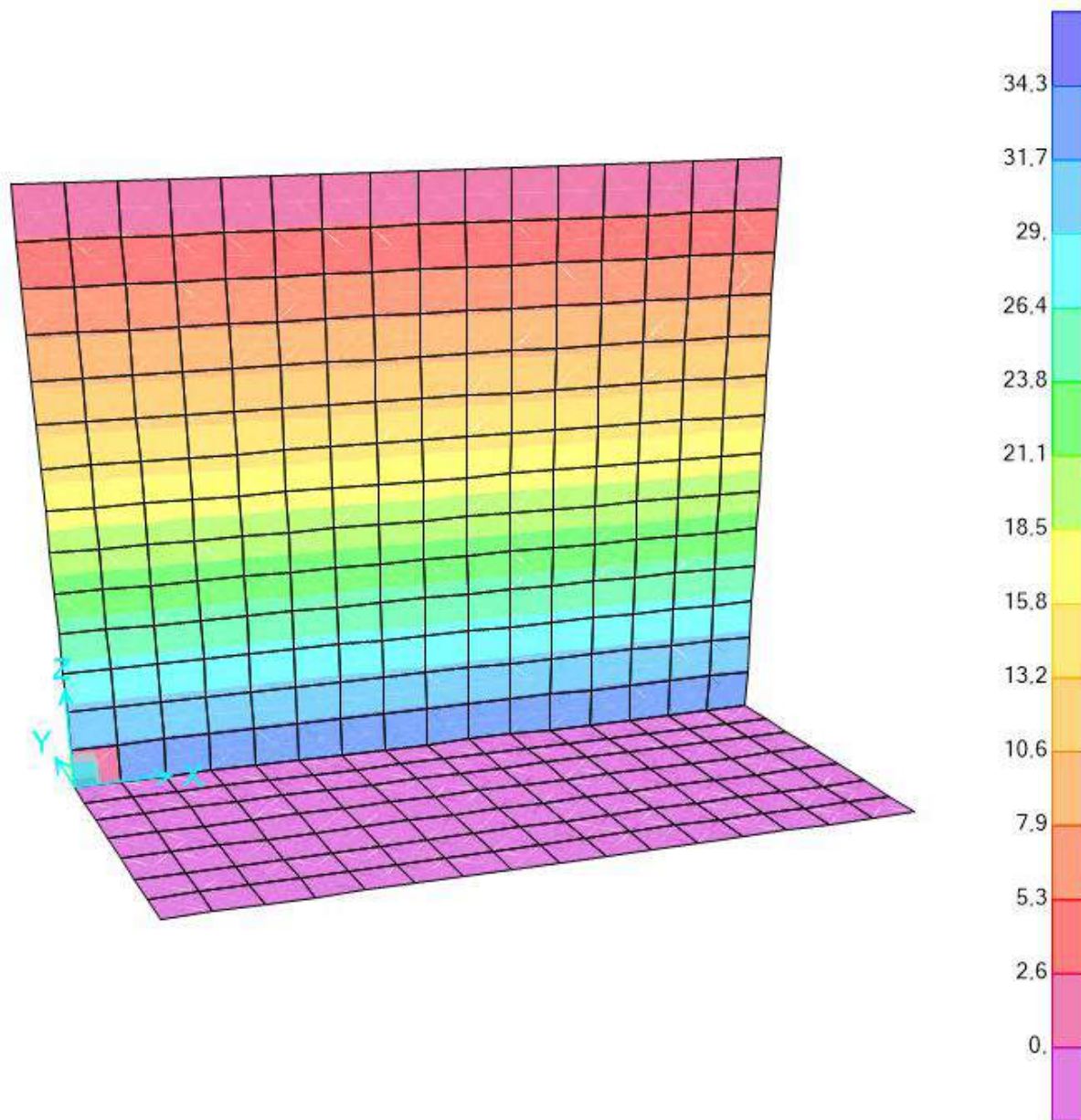


Ilustración 34 Empuje dinámico en muro M1 – EH – kN/m²

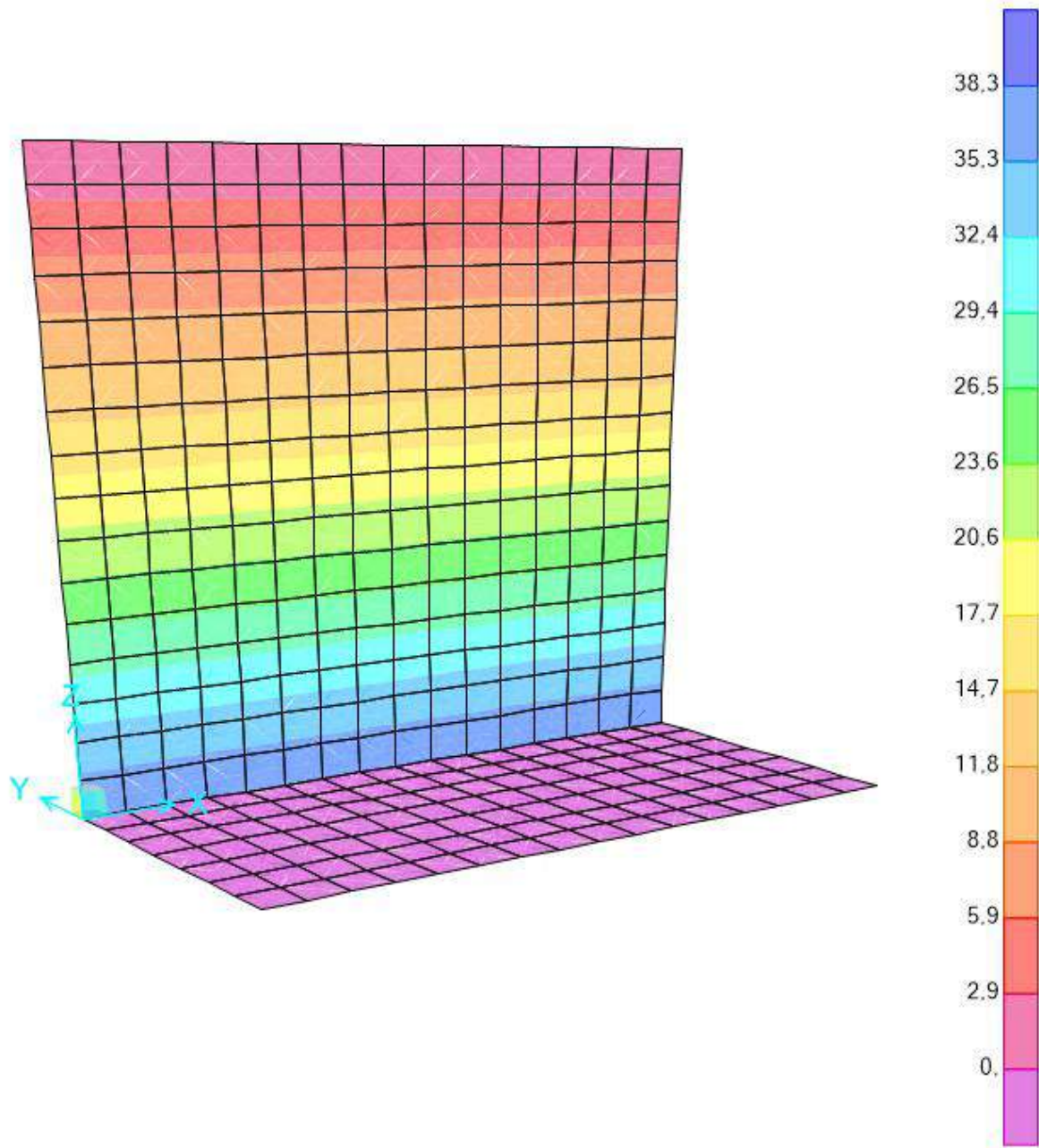


Ilustración 35 Empuje dinámico en muro M2 – EH – kN/m²

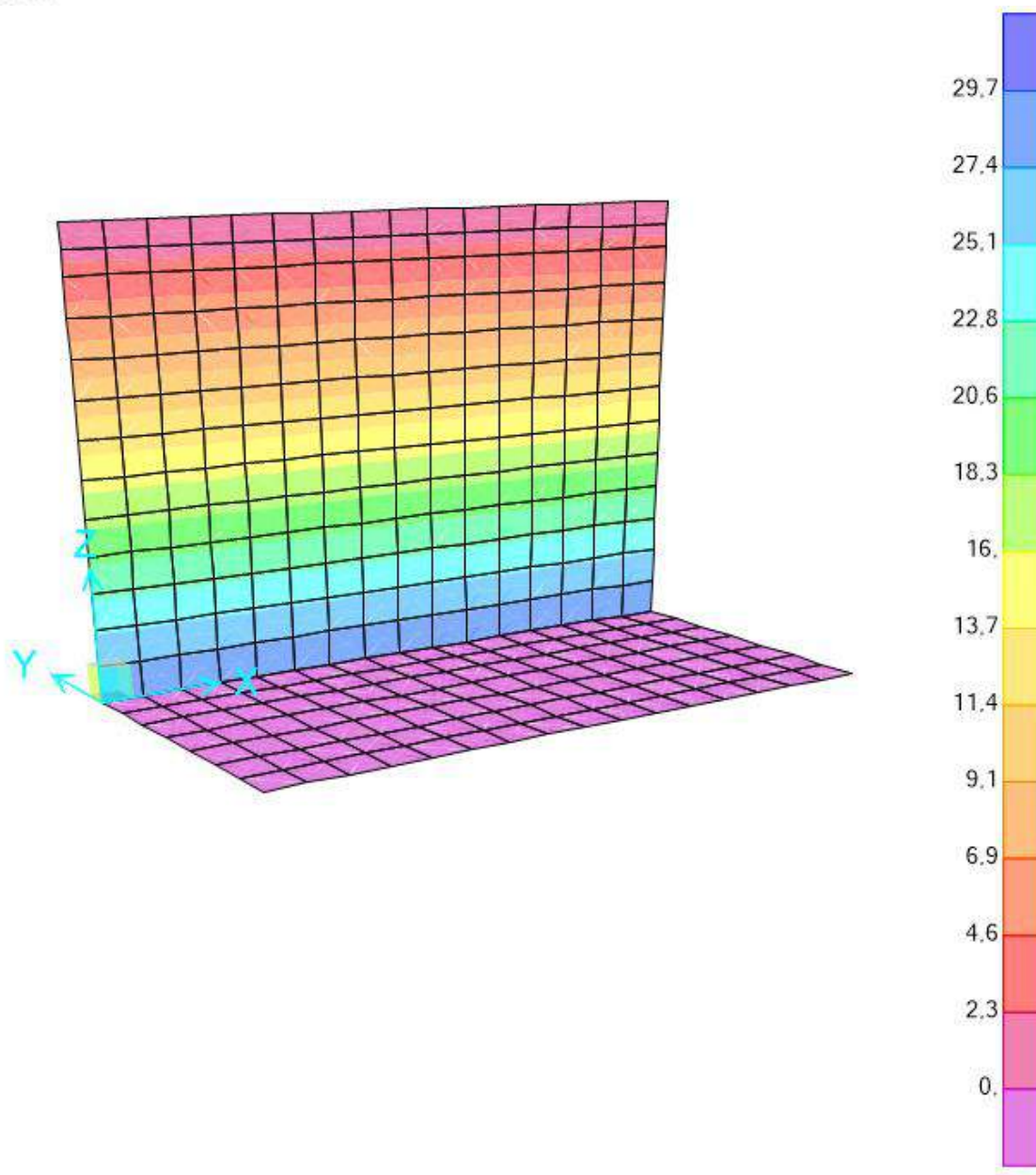


Ilustración 36 Empuje dinámico en muro M3 – EH – kN/m²

11.4.4 Empuje dinámico EQ

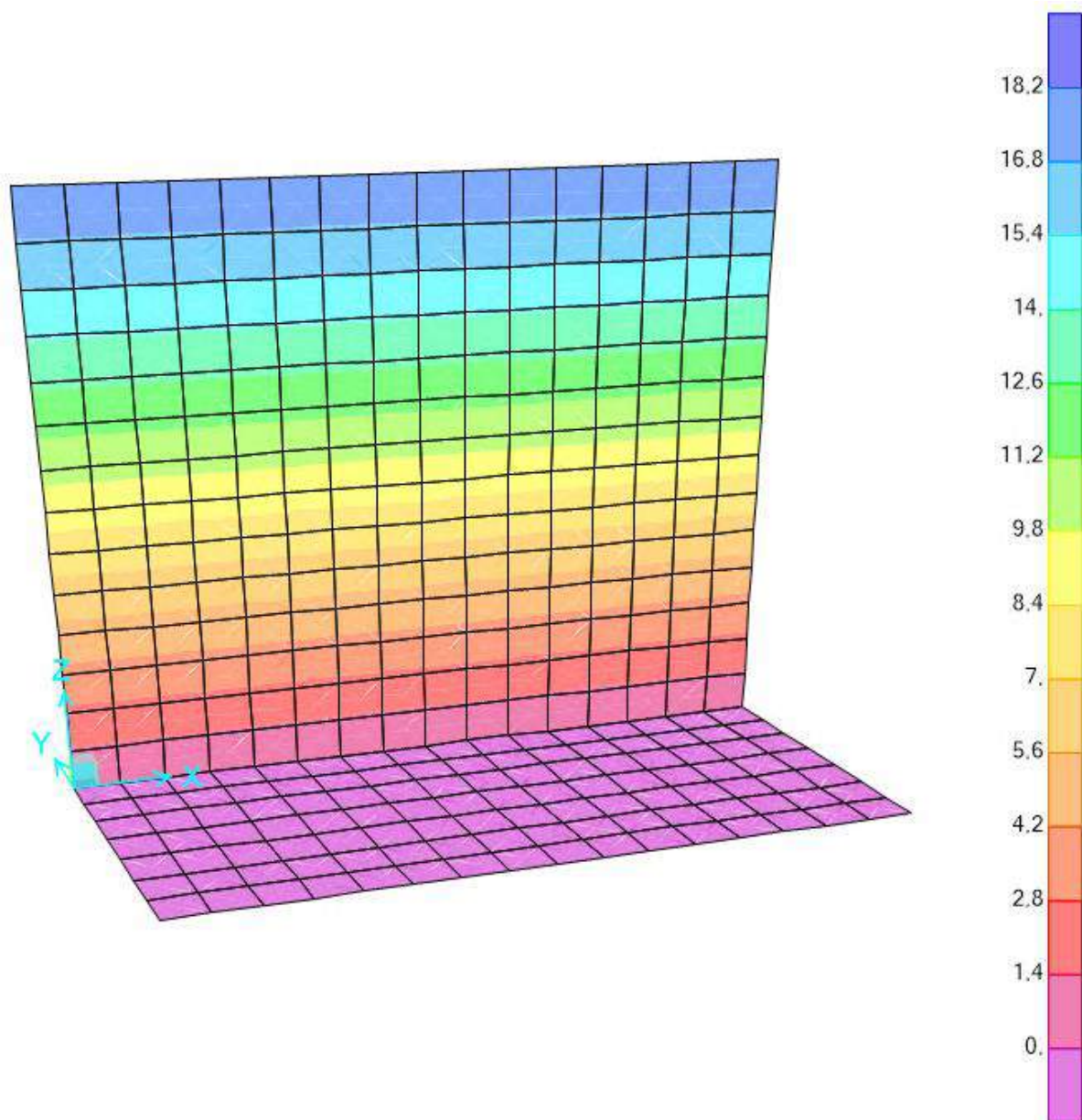


Ilustración 37 Empuje dinámico en muro M1 – EQ – kN/m²

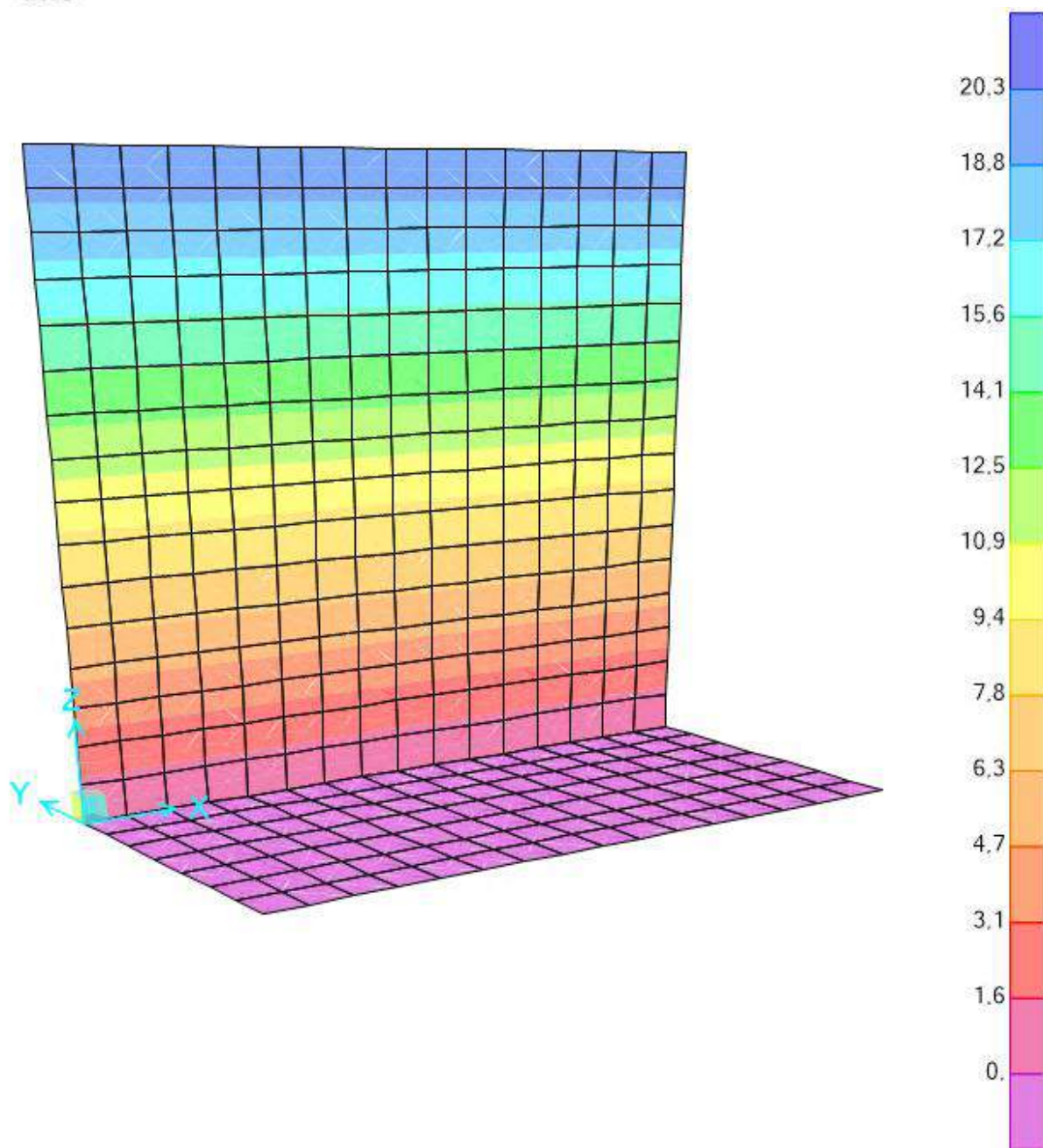


Ilustración 38 Empuje dinámico en muro M2 – EQ – kN/m²

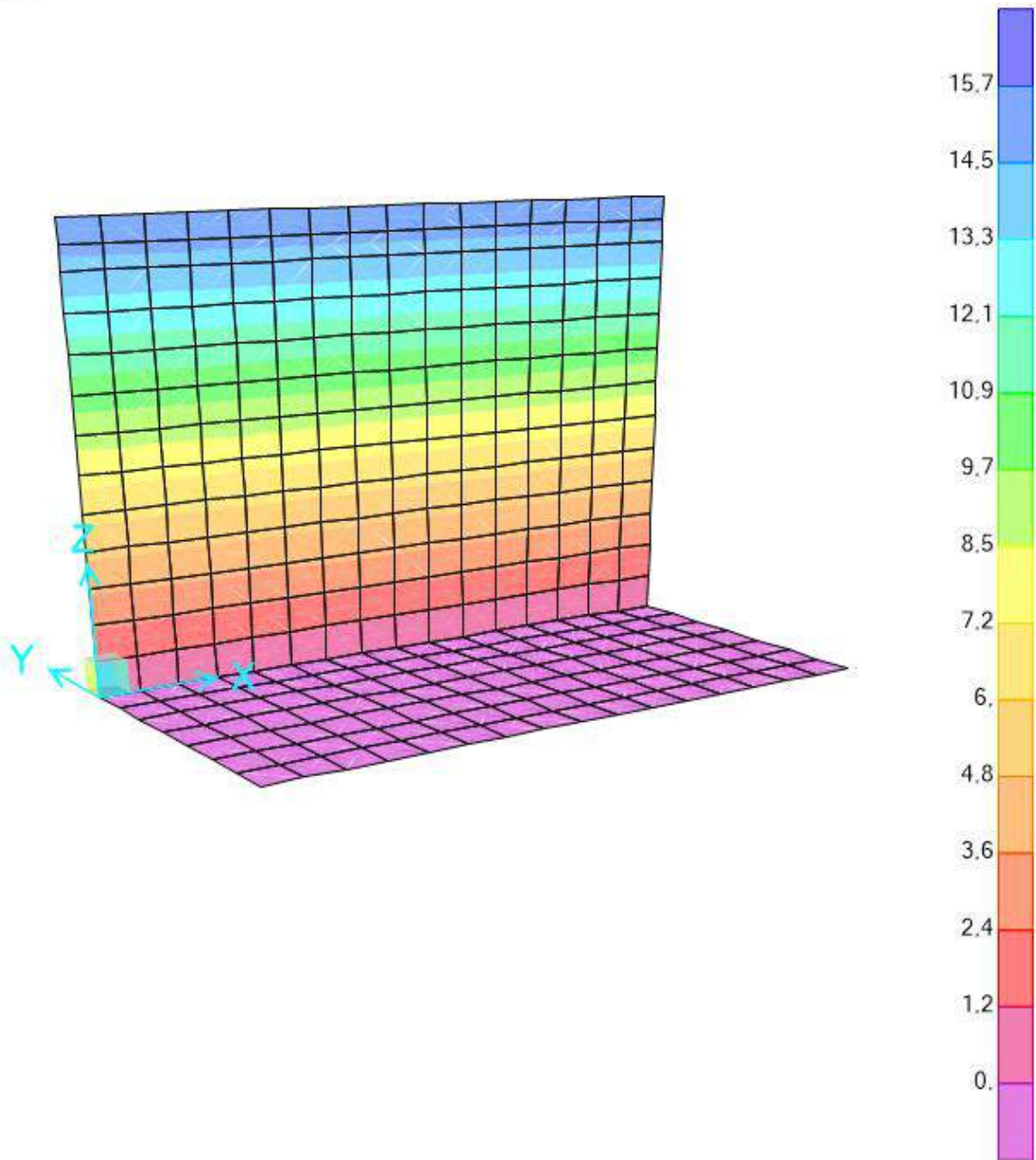


Ilustración 39 Empuje dinámico en muro M3 – EQ – kN/m²

11.4.5 Sobrecarga viva LS

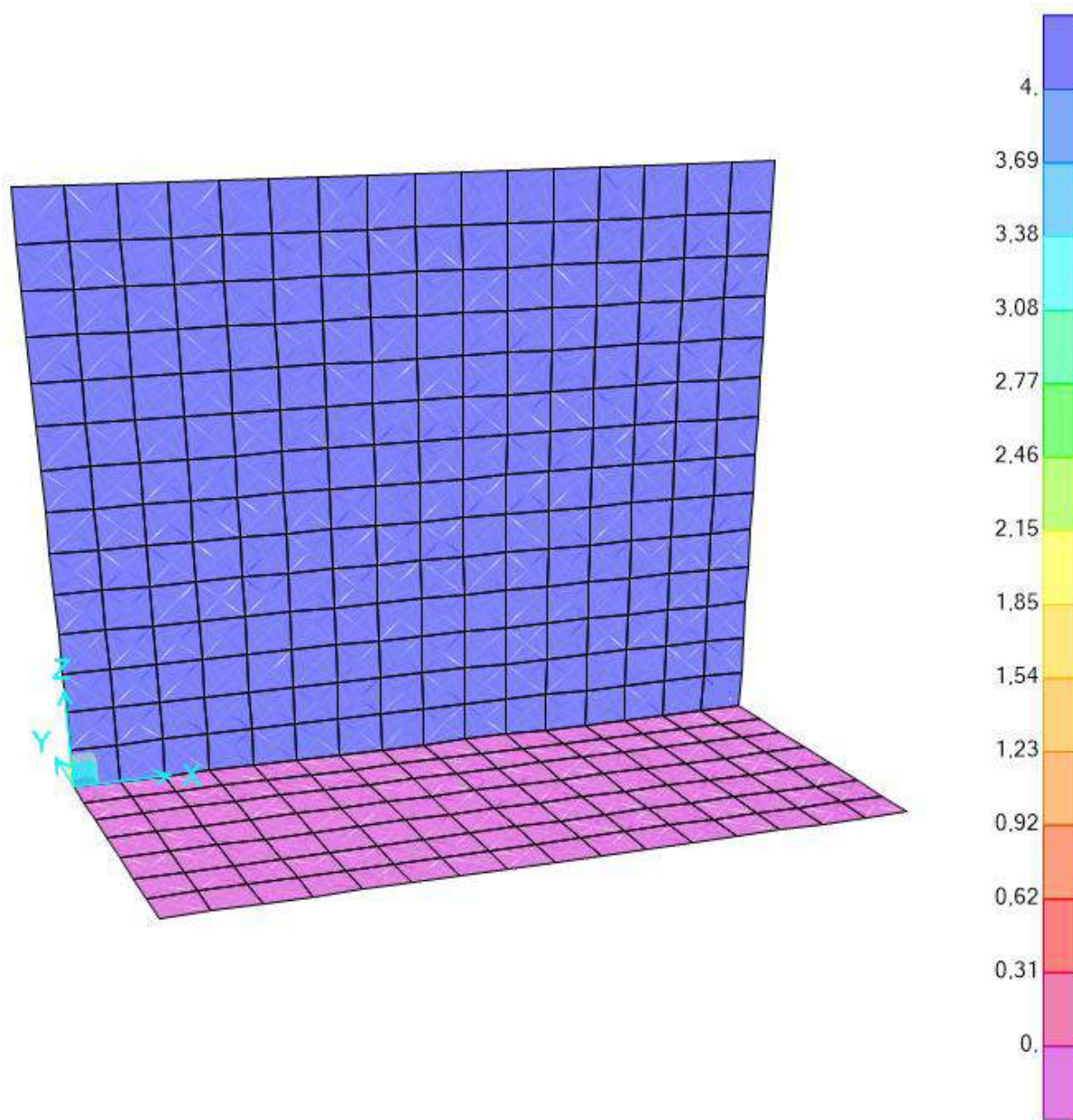


Ilustración 40 Sobre carga viva en muro M1 – LS – kN/m²

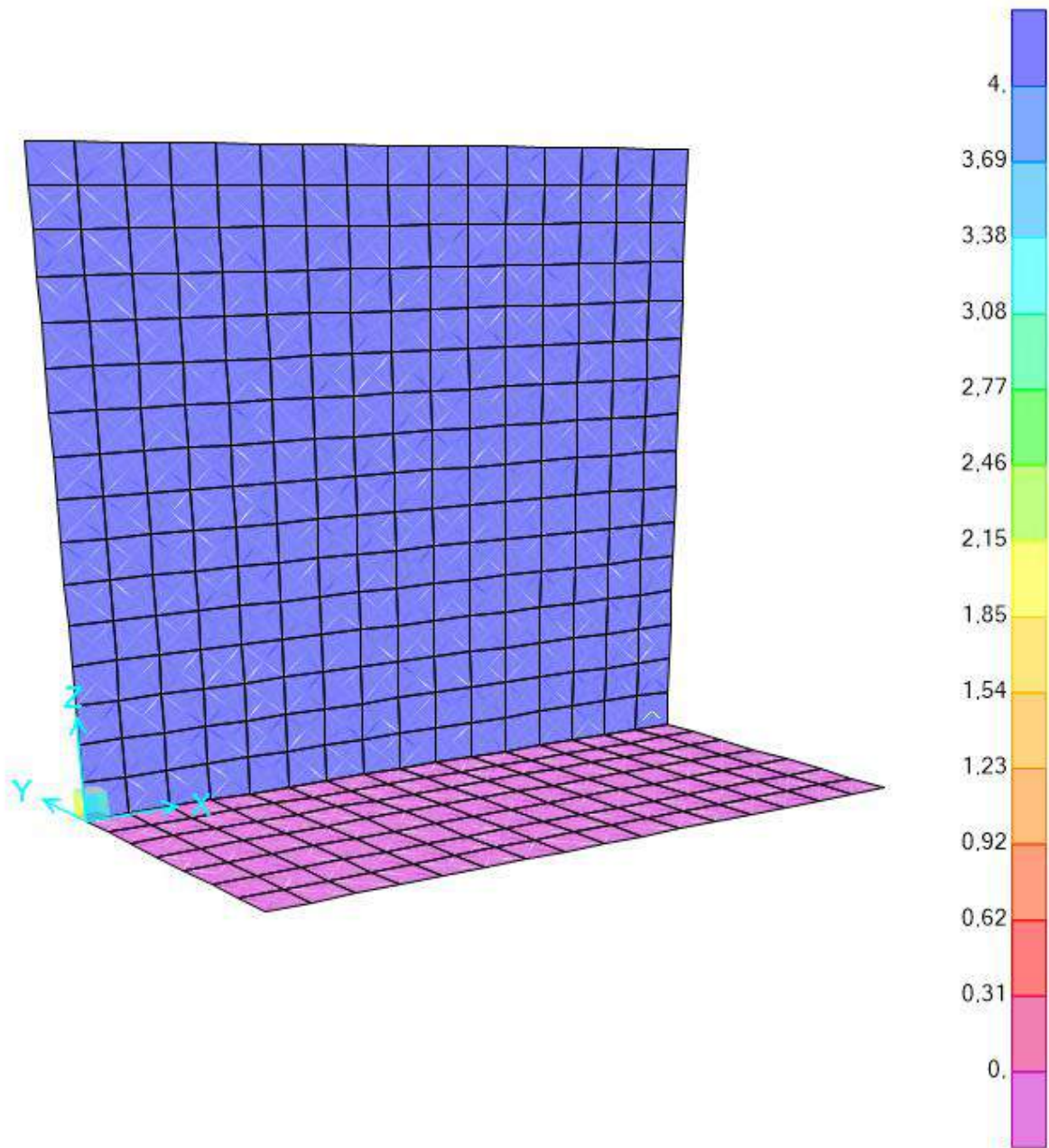


Ilustración 41 Sobre carga viva en muro M2 – LS – kN/m²

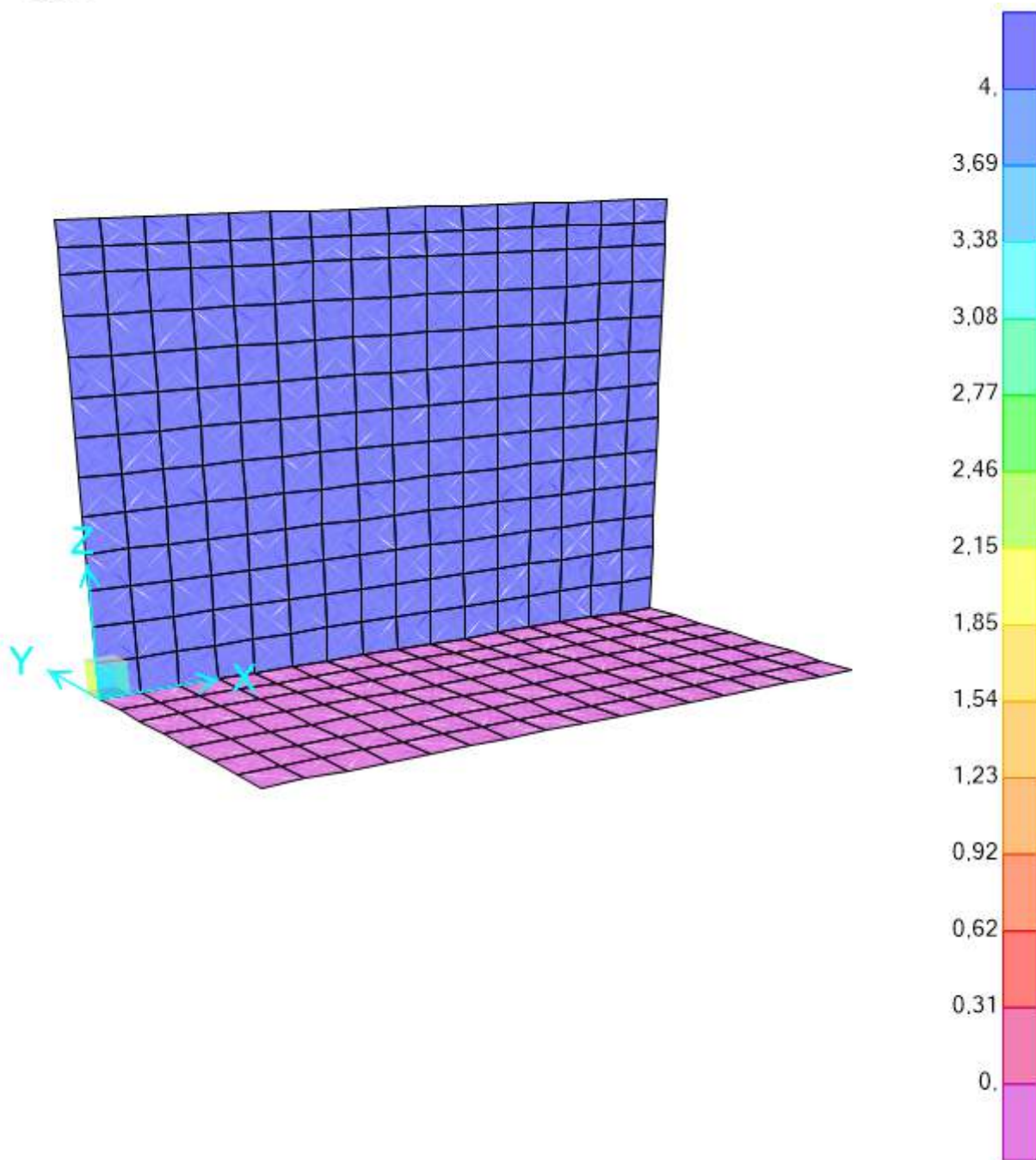


Ilustración 42 Sobre carga viva en muro M3 – LS – kN/m^2

11.4.6 Relleno EV

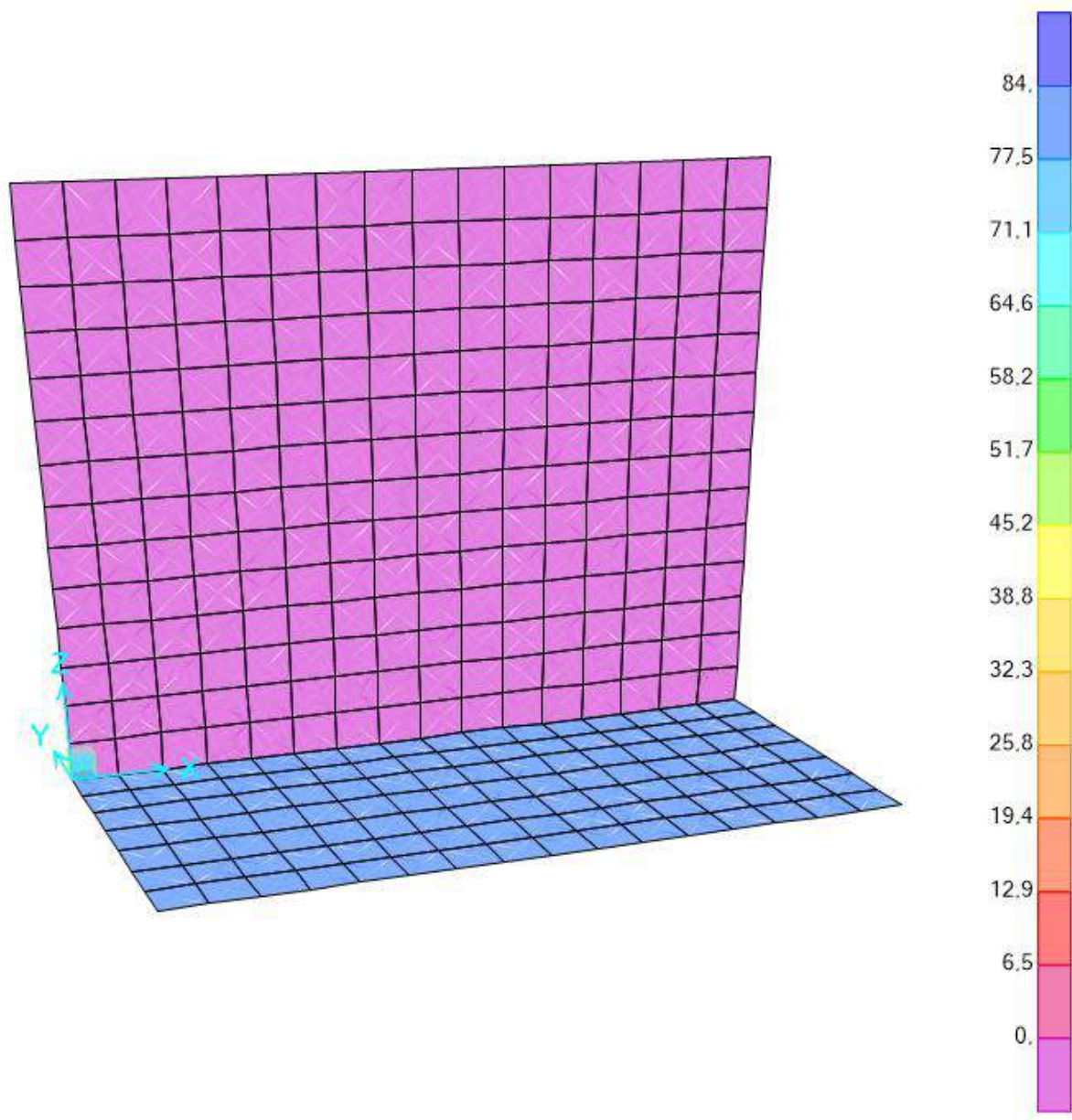


Ilustración 43 Relleno en muro M1 – EV – kN/m²

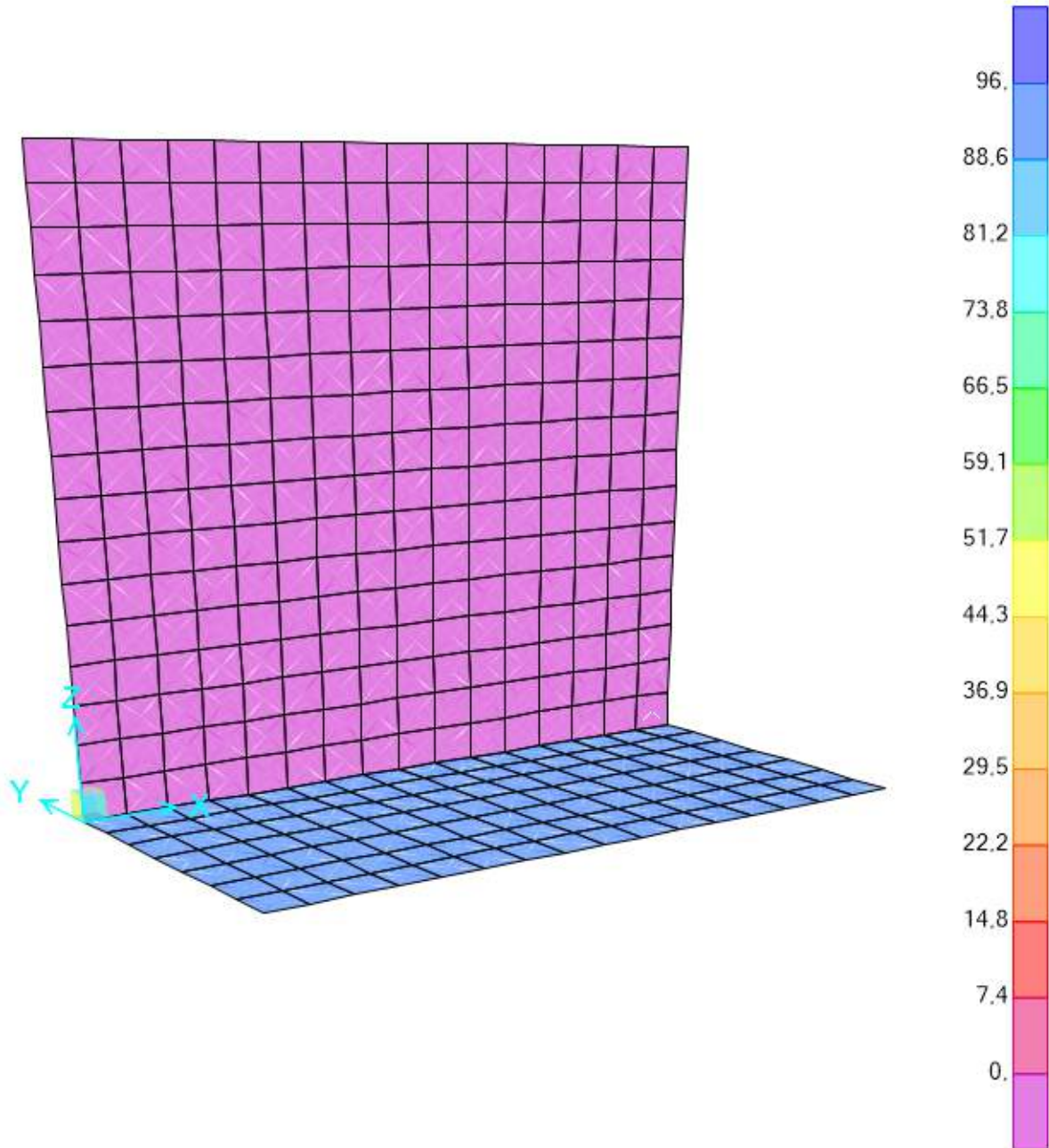


Ilustración 44 Relleno en muro M2 – EV – kN/m²

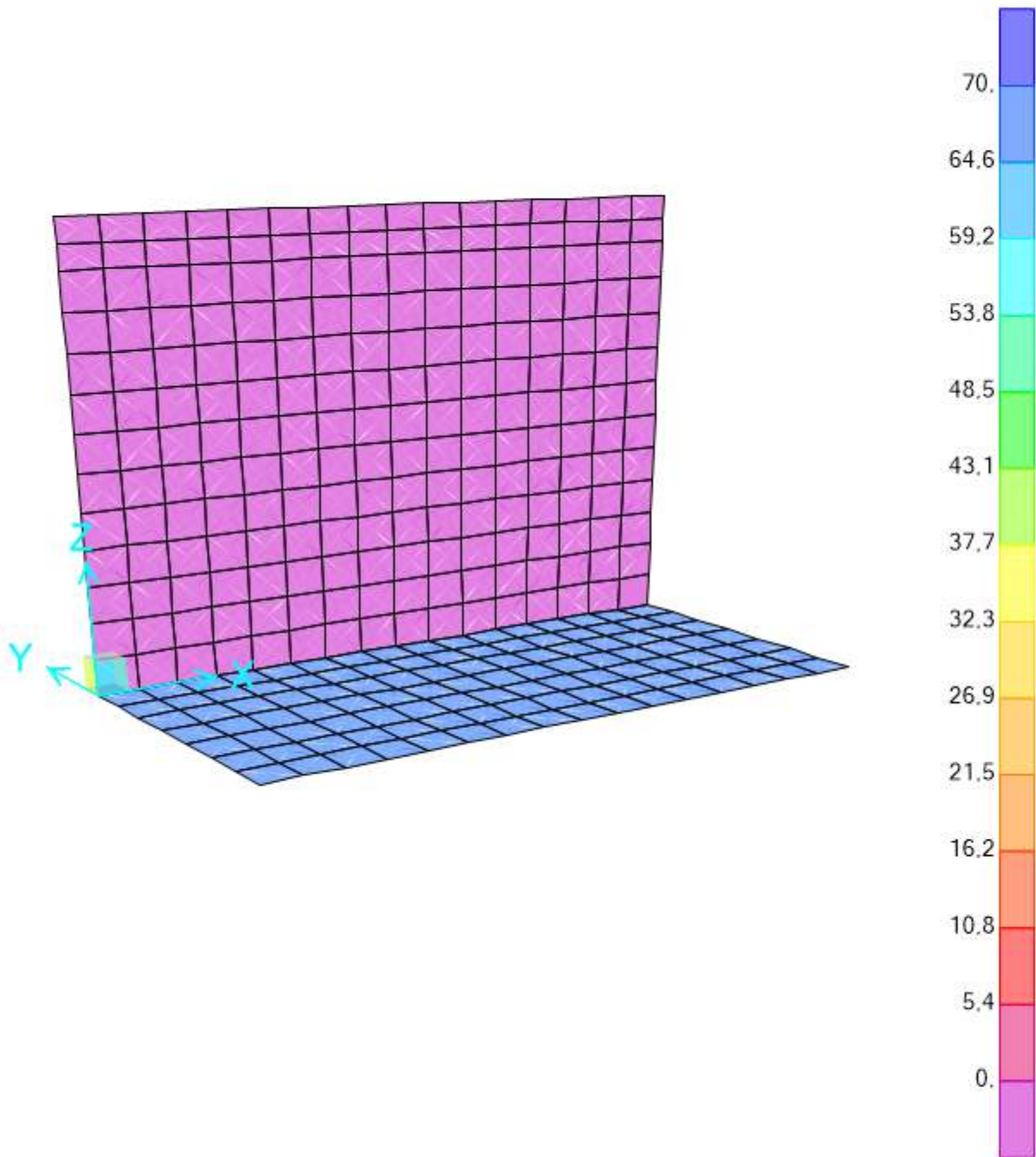


Ilustración 45 Relleno en muro M3 – EV – kN/m²

11.4.7 Espectro

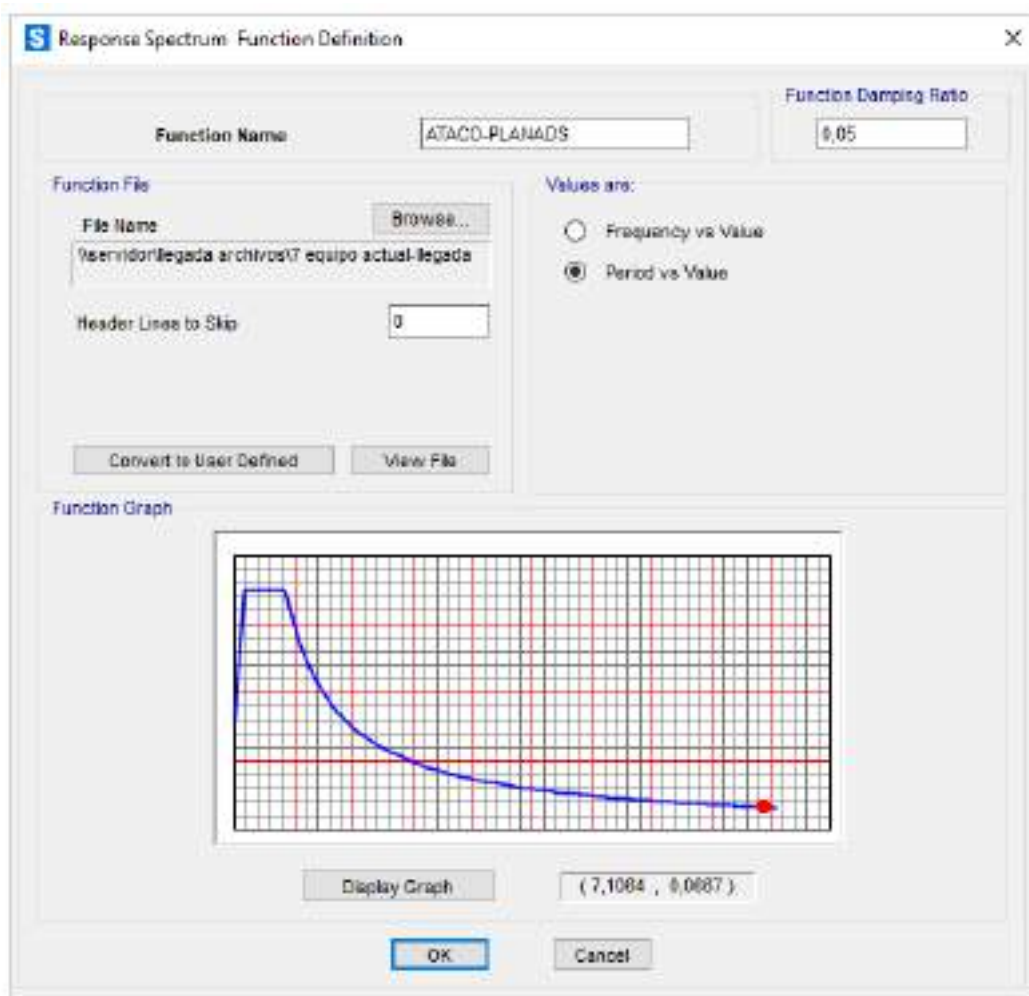
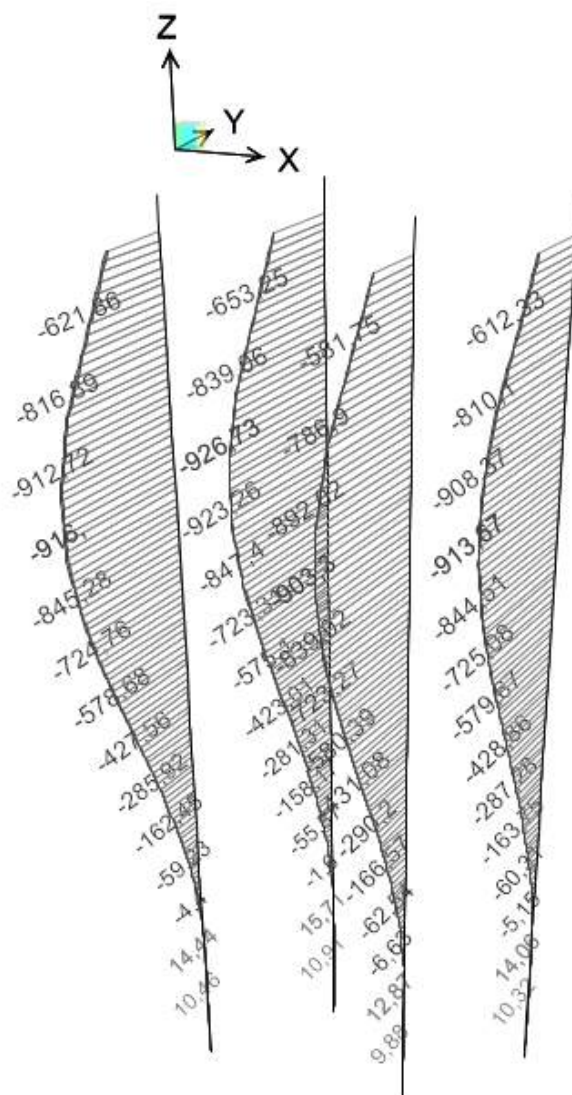


Ilustración 46 Espectro

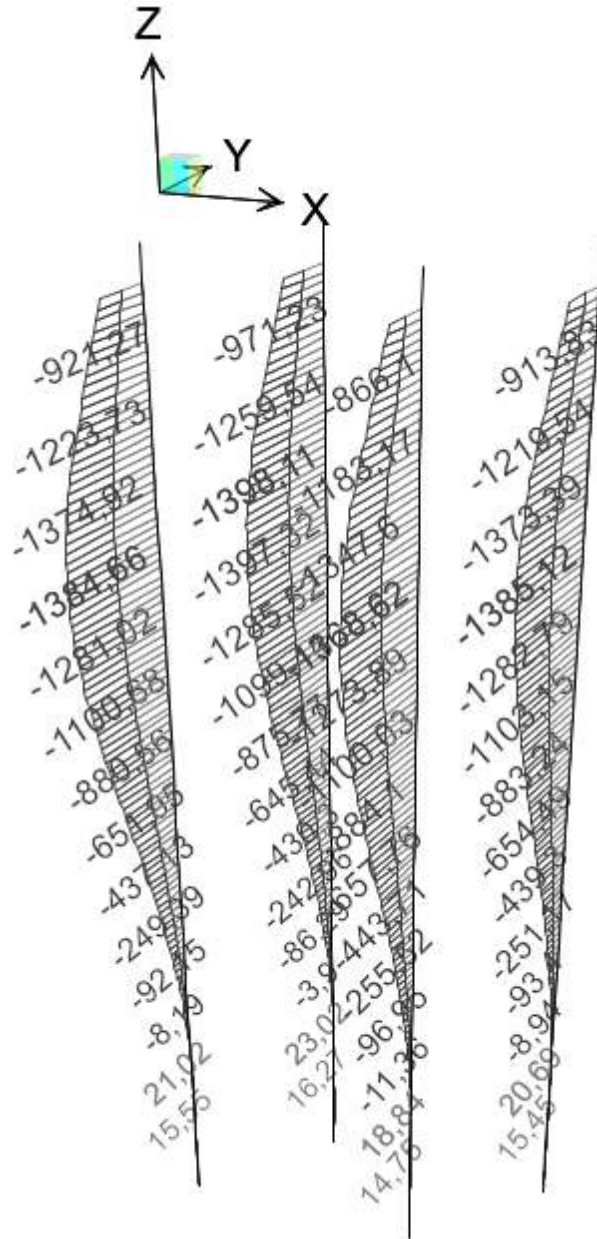
12 DATOS DE SALIDA

12.1.1 Caissons M1

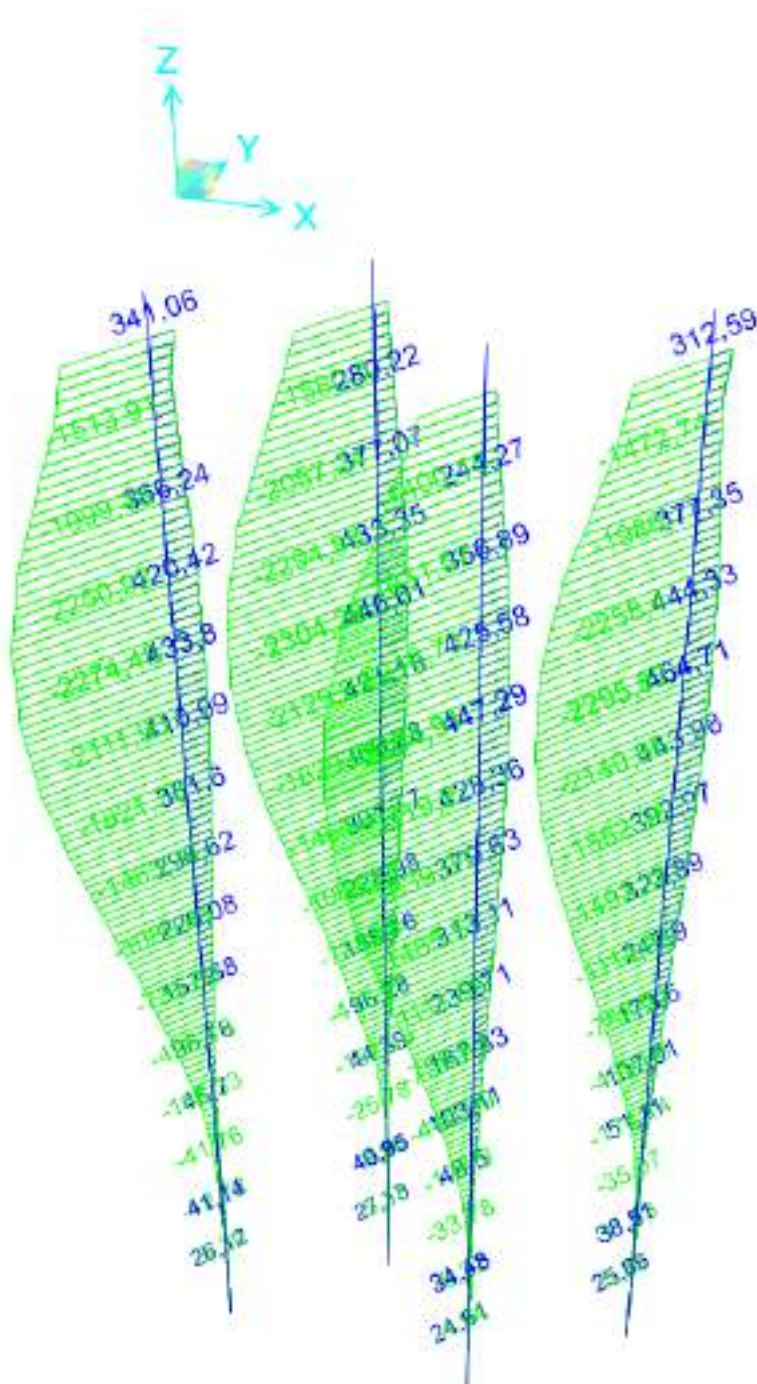
12.1.1.1 Diagrama de momento 2-2 por estado límite de servicio ($\text{kN}\cdot\text{m}$)



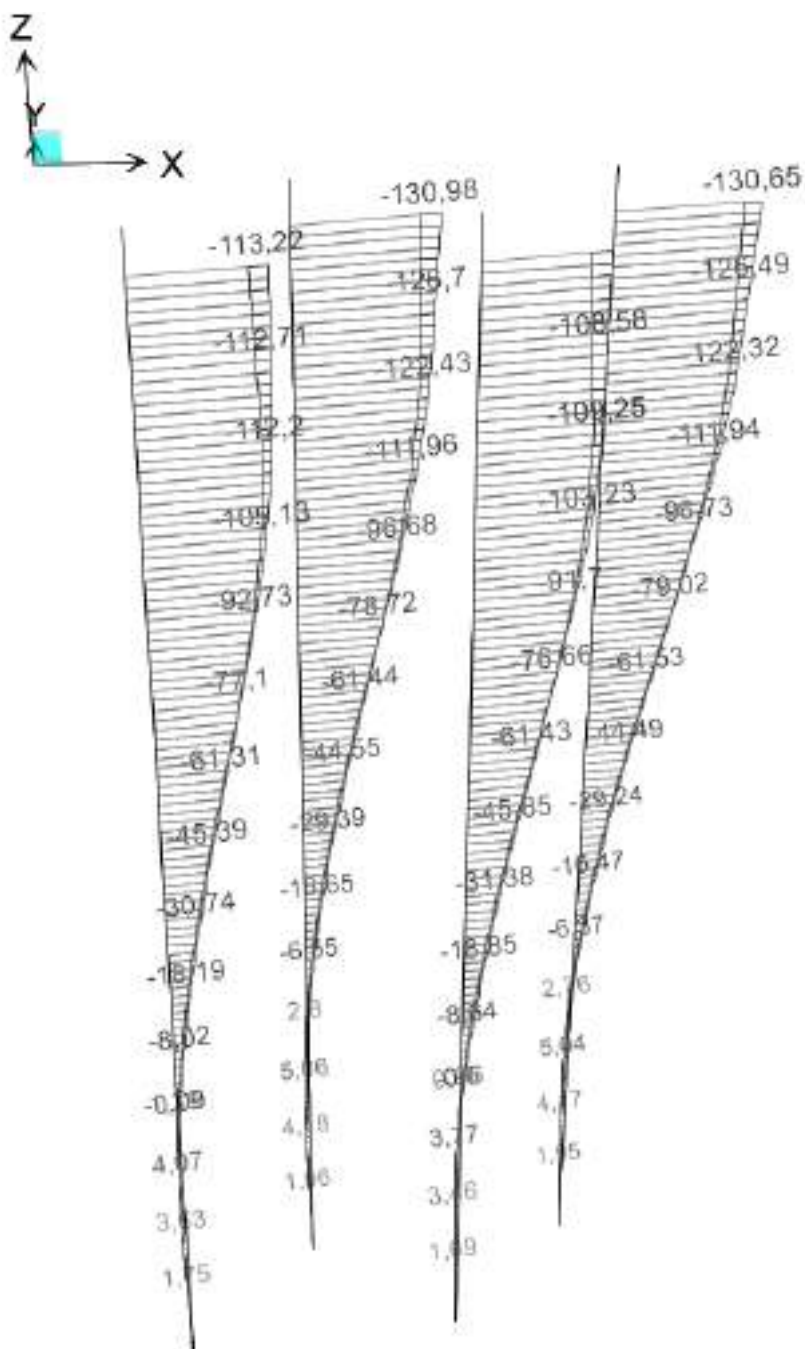
12.1.1.2 Diagrama de momento 2-2 por estado límite de resistencia ($\text{kN}\cdot\text{m}$)



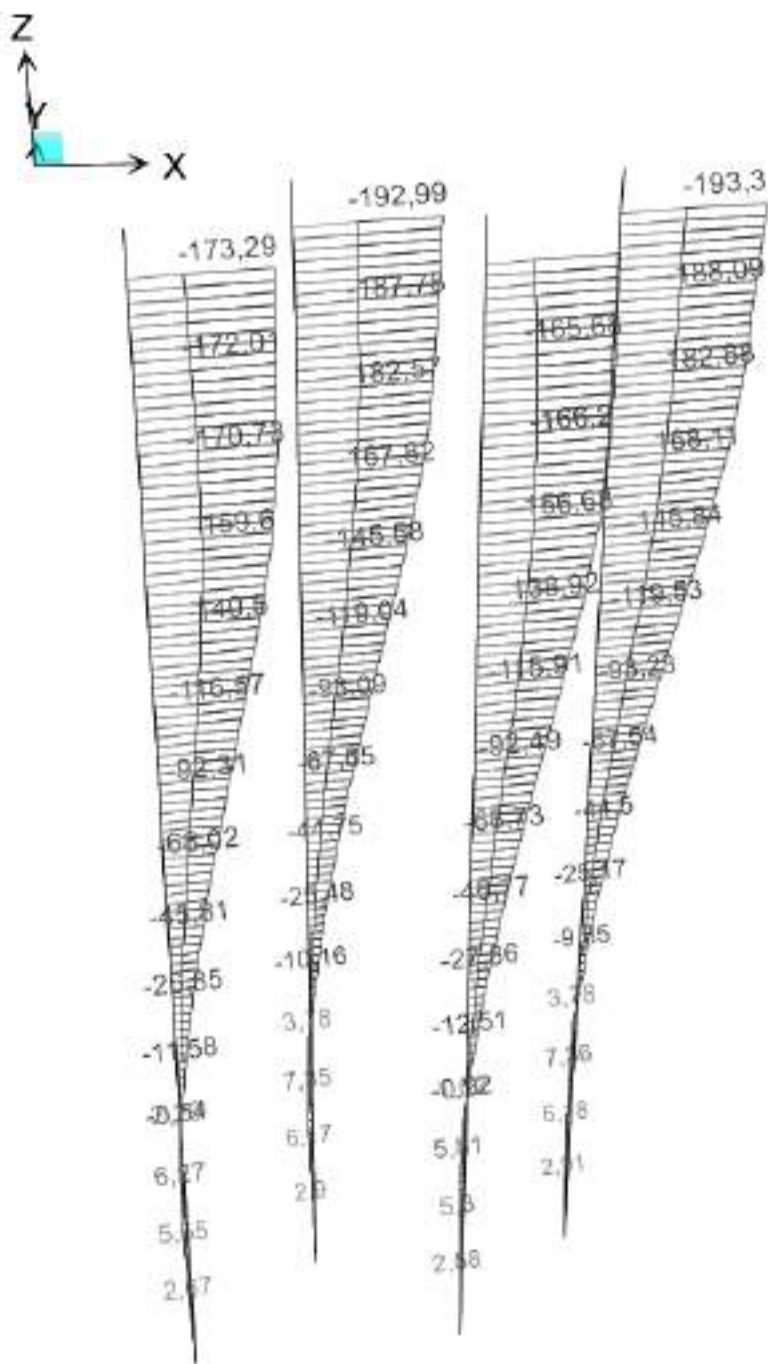
12.1.1.3 Diagrama de momento 2-2 por estado límite de evento extremo (kN·m)



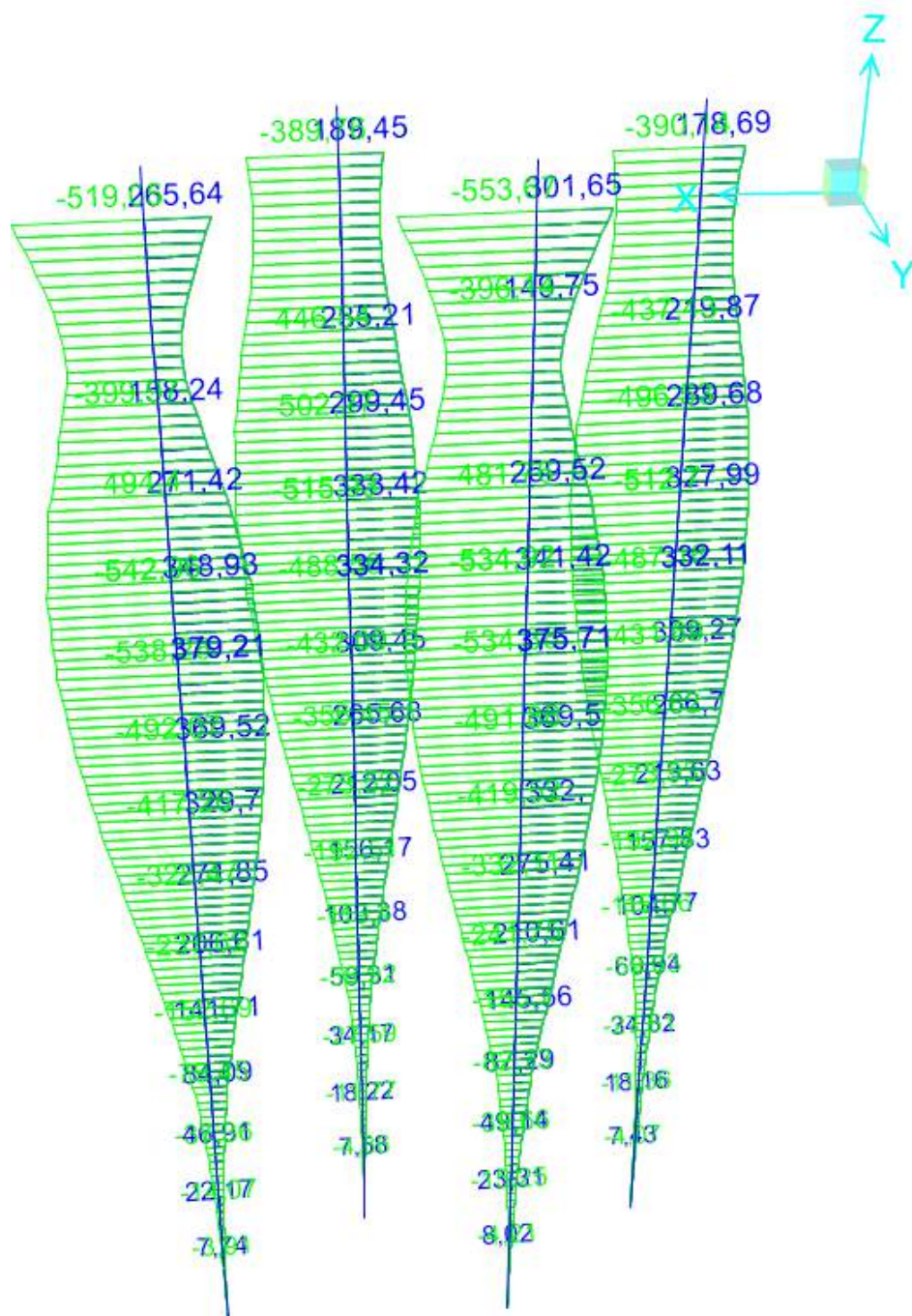
12.1.1.4 Diagrama de momento 3-3 por estado límite de servicio (kN·m)



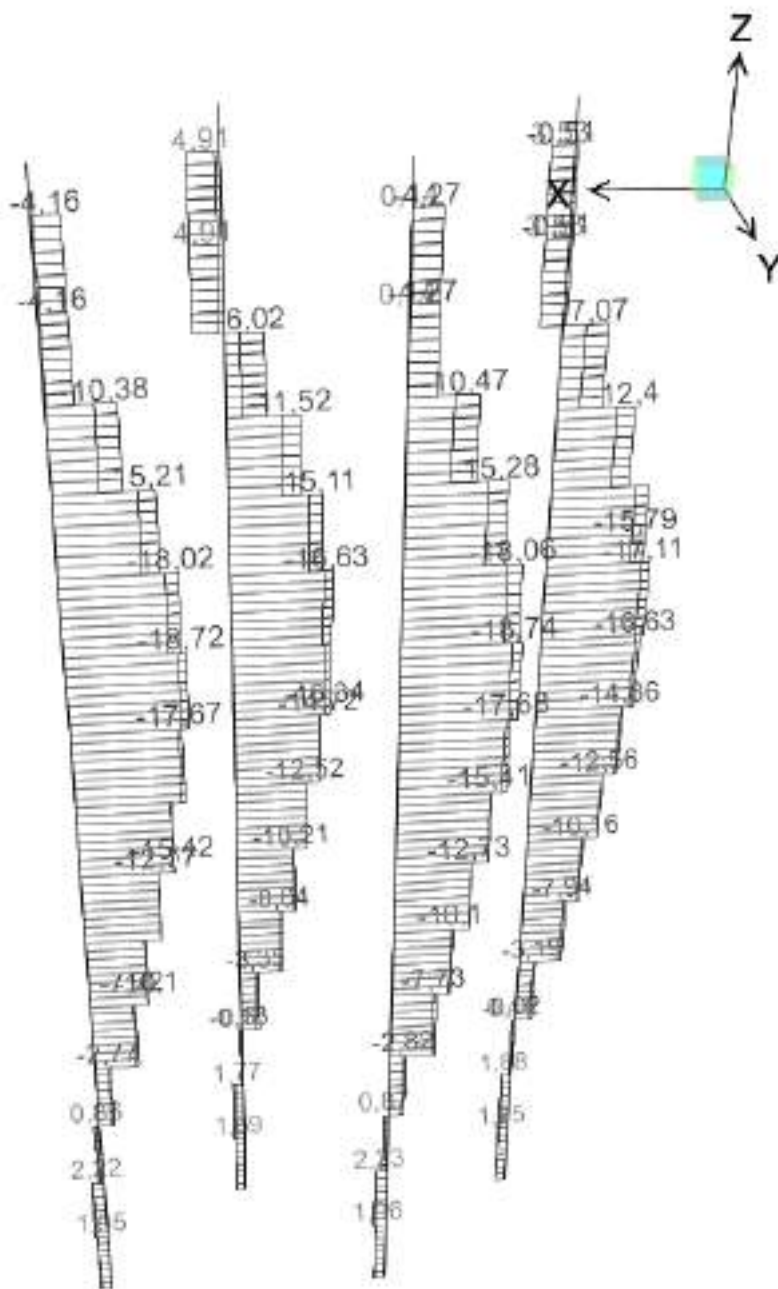
12.1.1.5 Diagrama de momento 3-3 por estado límite de resistencia (kN·m)



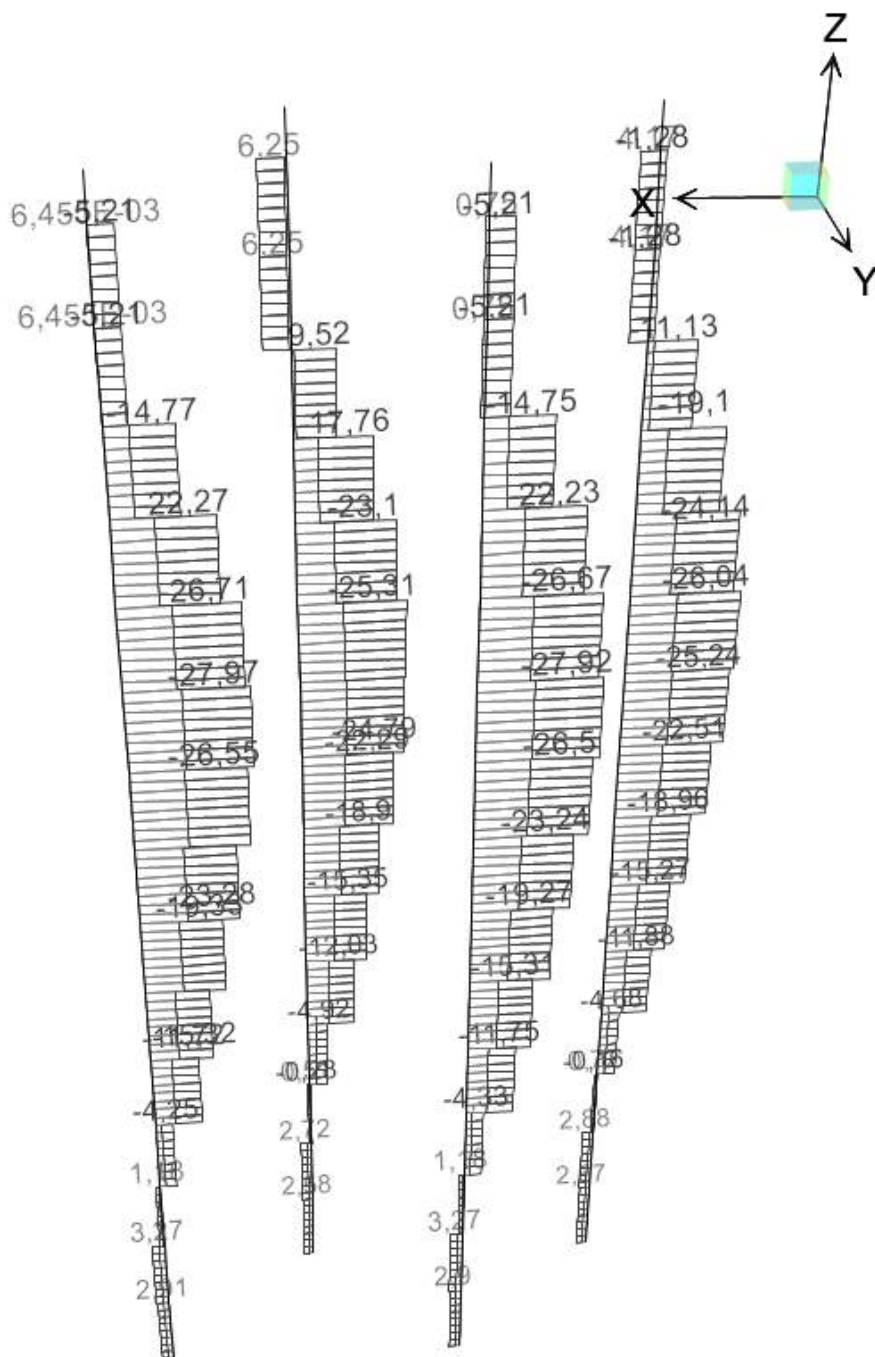
12.1.1.6 Diagrama de momento 3-3 por estado límite de evento extremo (kN·m)



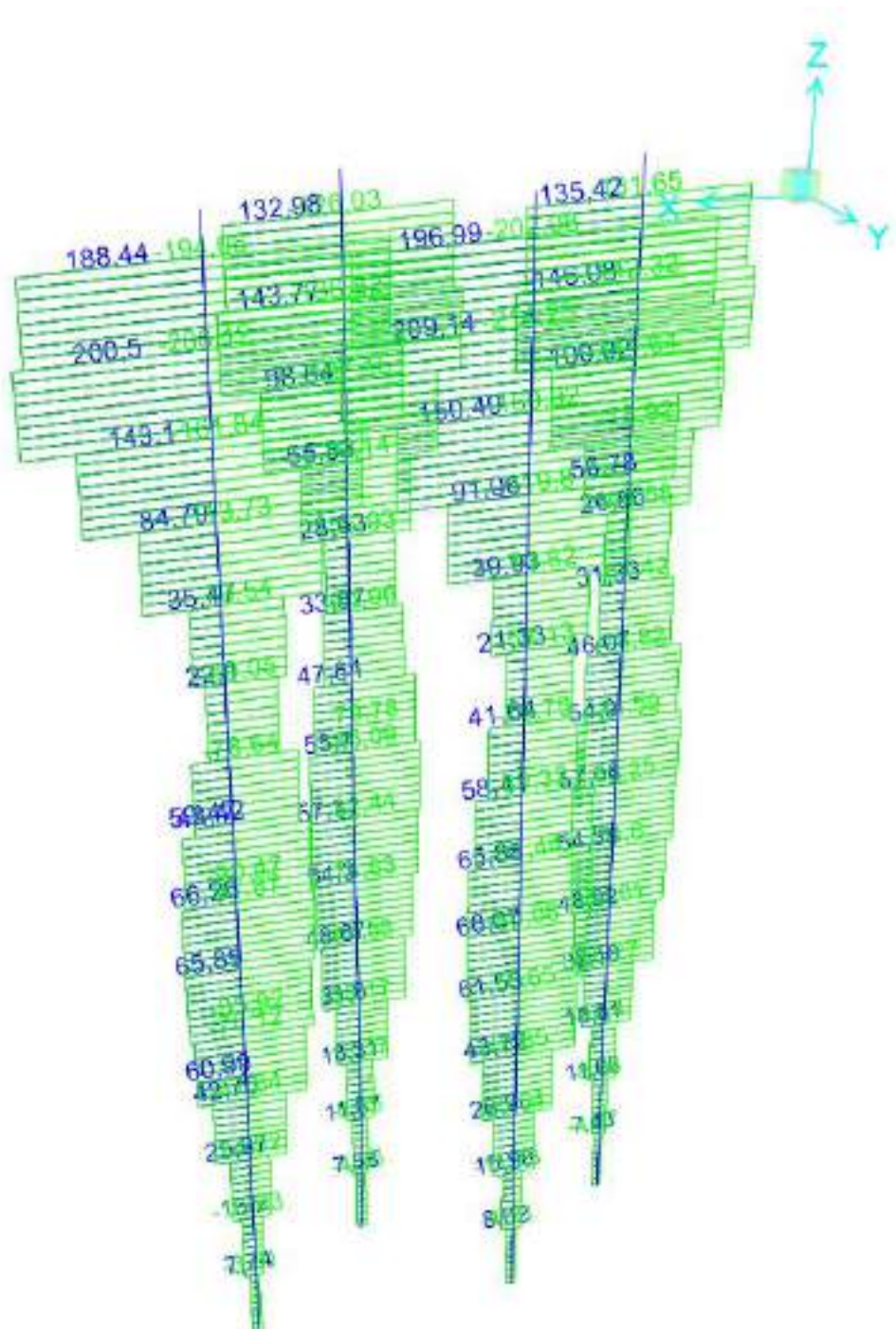
12.1.1.7 Diagrama de cortante 2-2 por estado límite de servicio (kN)



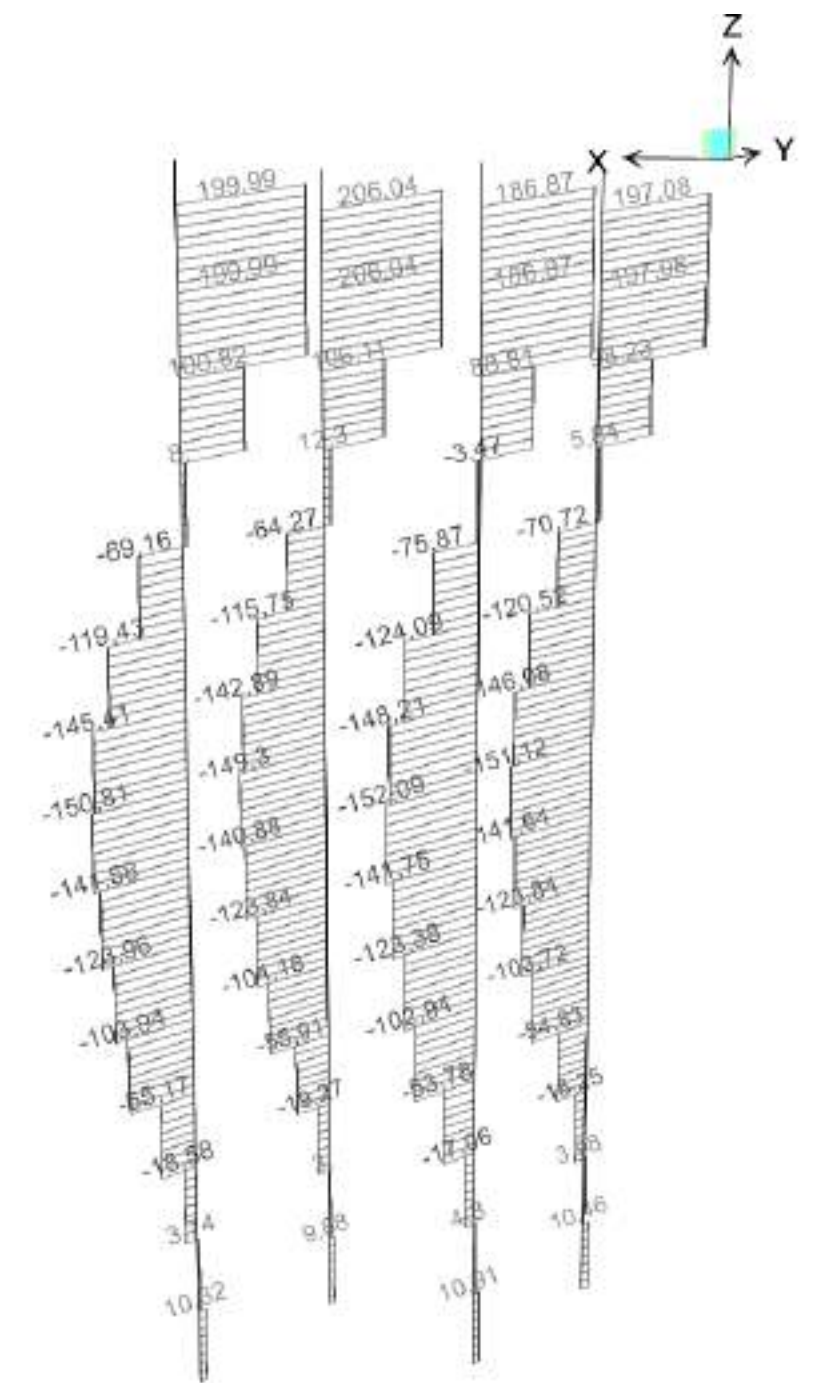
12.1.1.8 Diagrama de cortante 2-2 por estado límite de resistencia (kN)



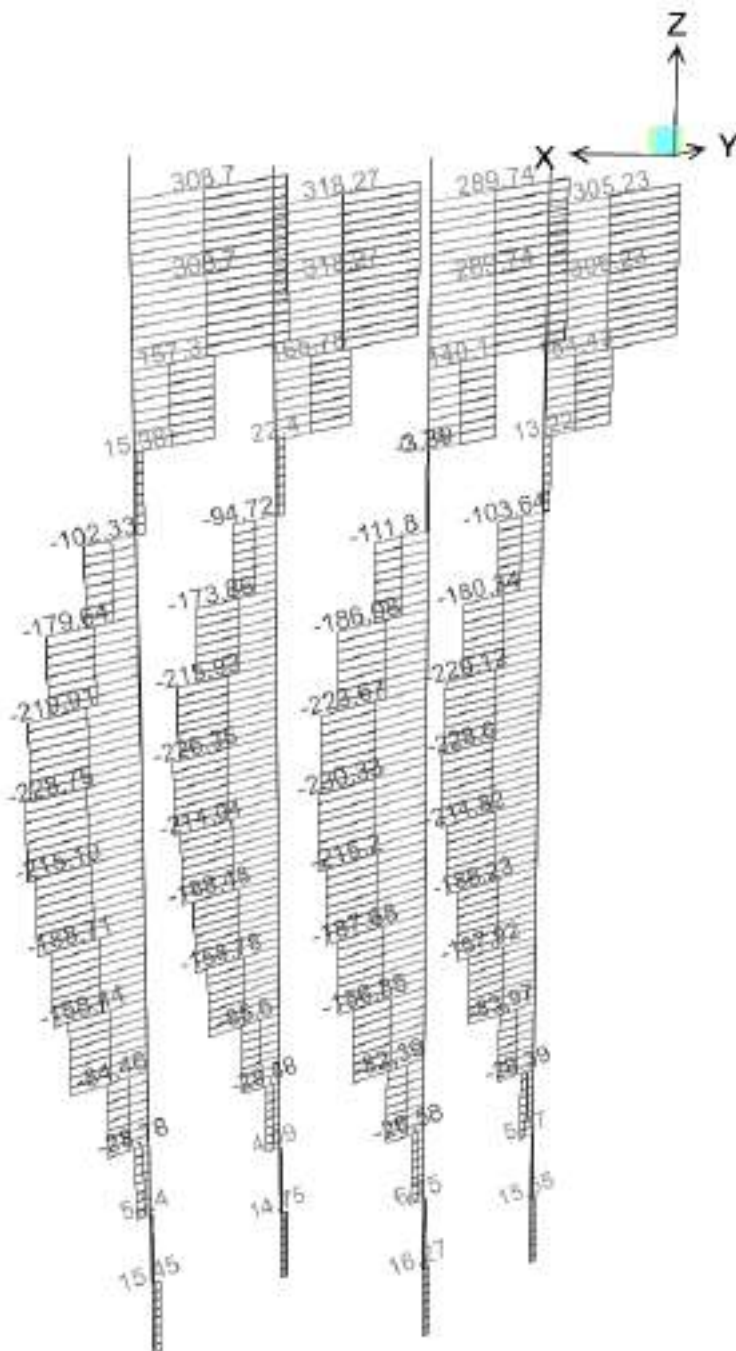
12.1.1.9 Diagrama de cortante 2-2 por estado límite de evento extremo (kN)



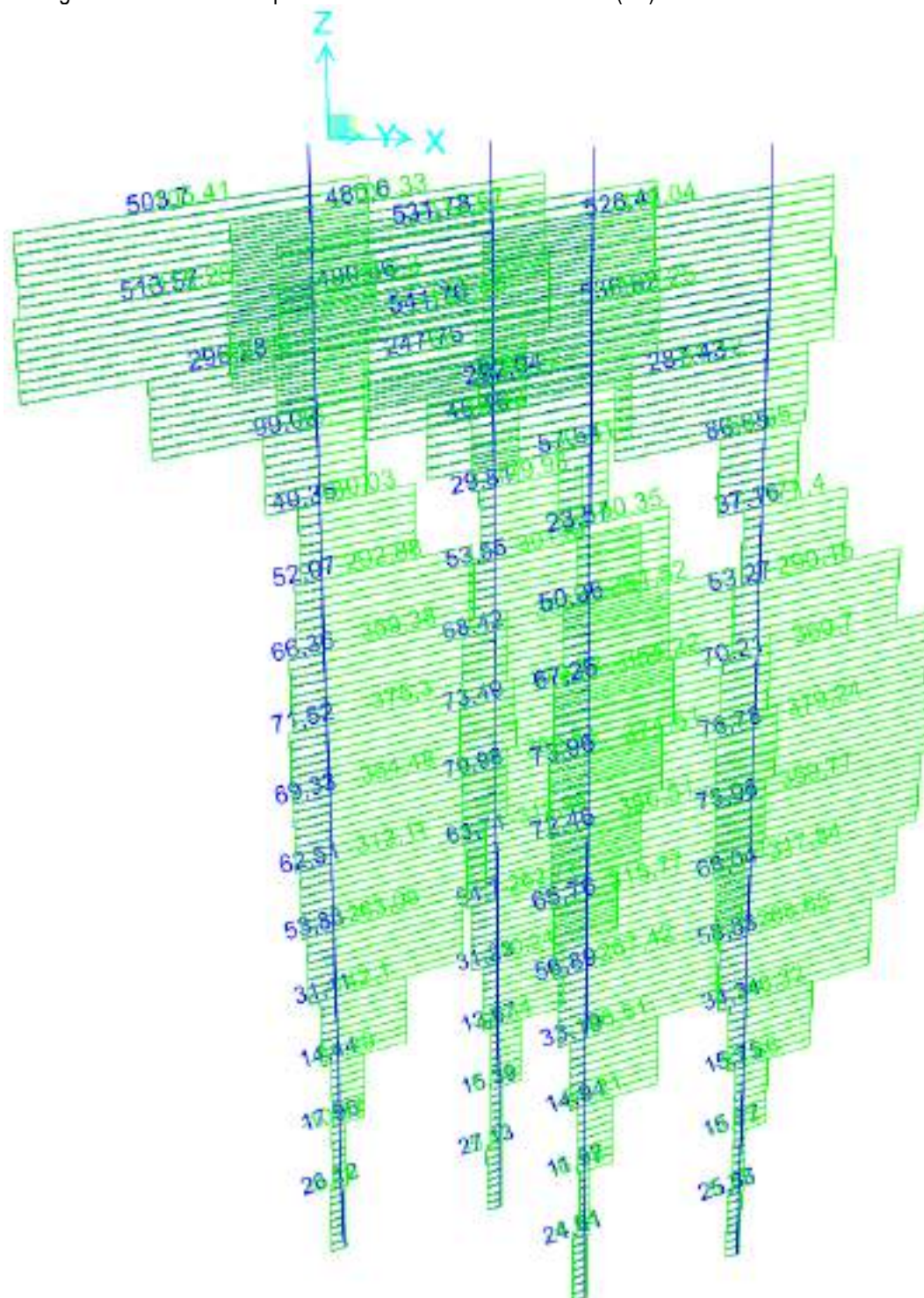
12.1.1.10 Diagrama de cortante 3-3 por estado límite de servicio (kN)



12.1.1.11 Diagrama de cortante 3-3 por estado límite de resistencia (kN)

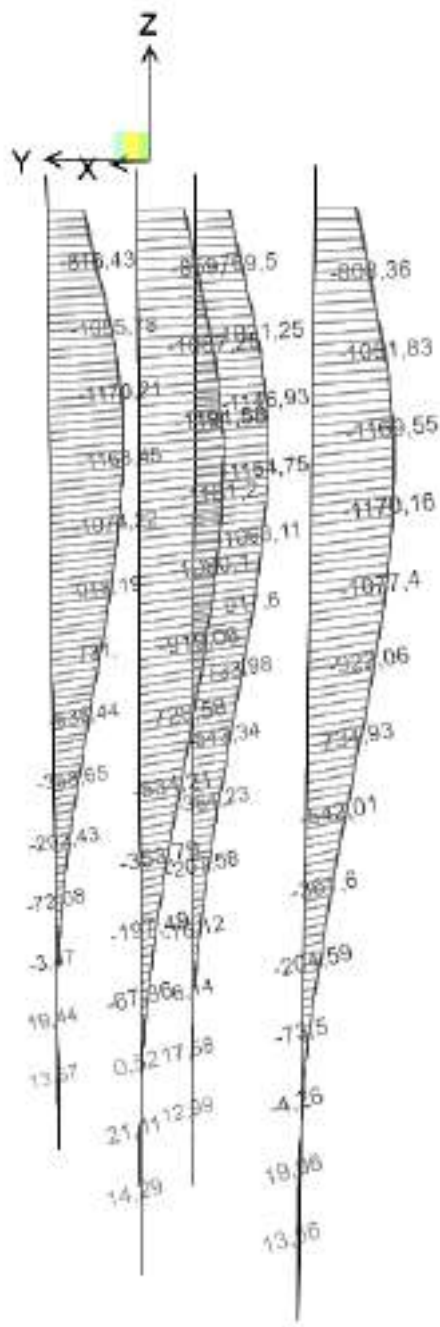


12.1.1.12 Diagrama de cortante 3-3 por estado límite de evento extremo (kN)

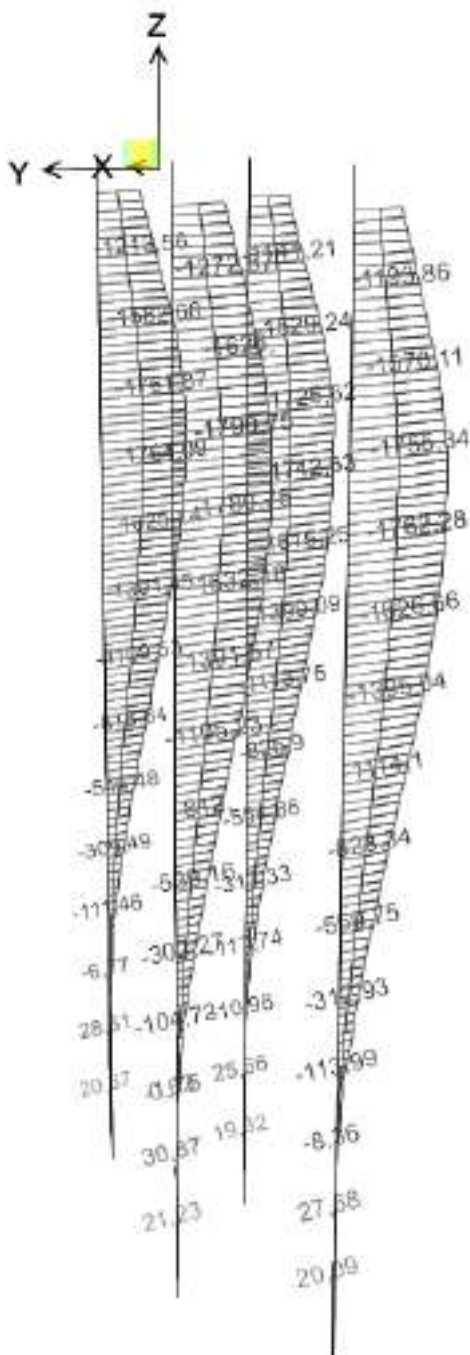


12.1.2 Caissons M2

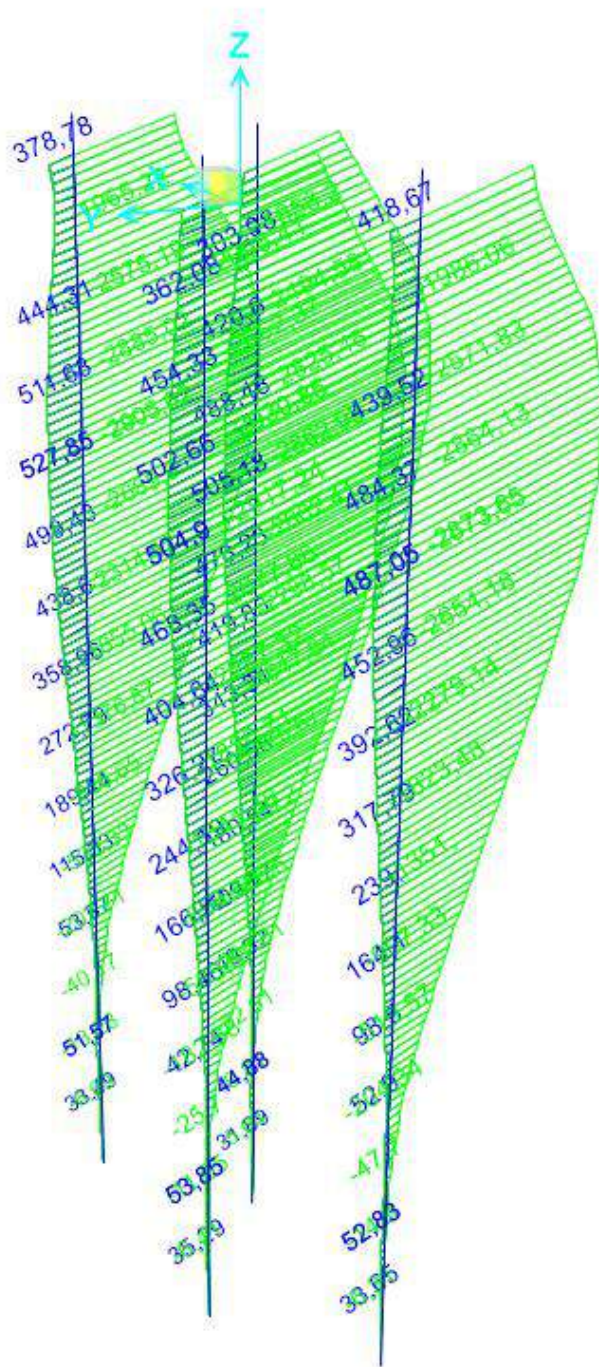
12.1.2.1 Diagrama de momento 2-2 por estado límite de servicio (kN·m)



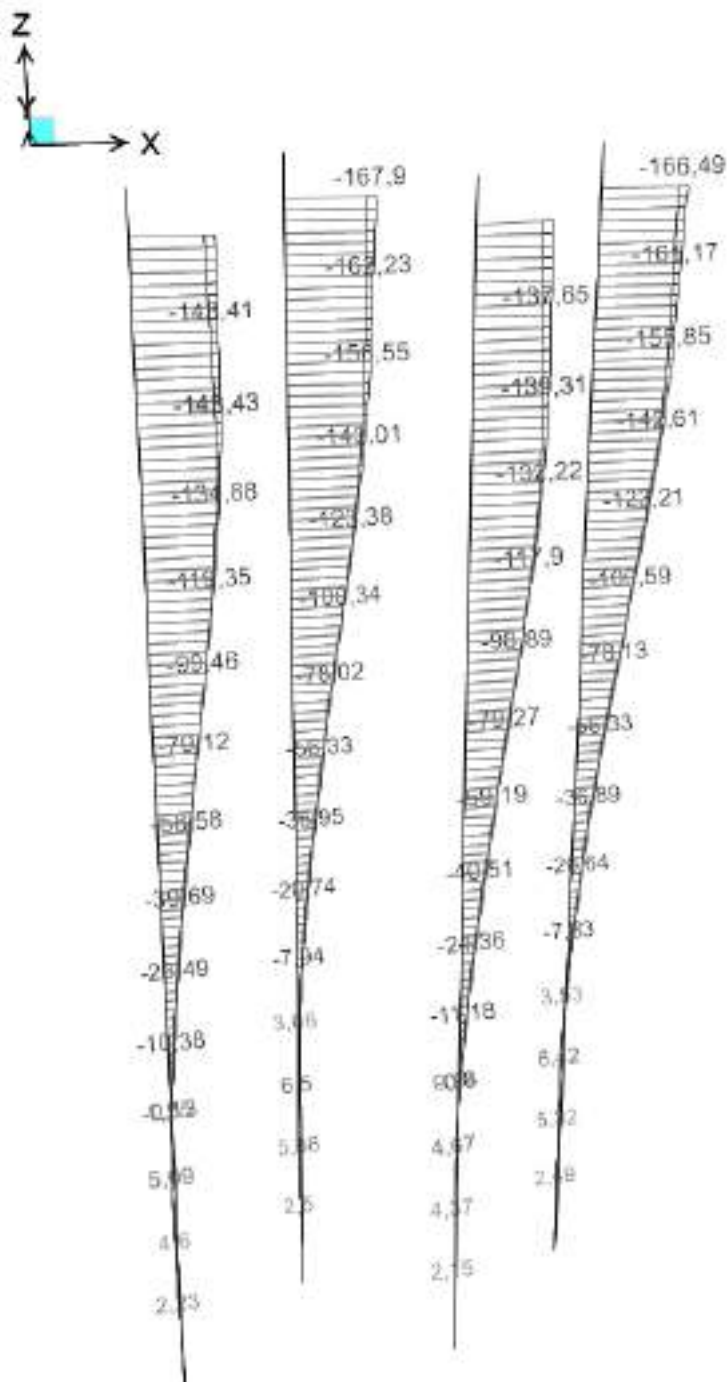
12.1.2.2 Diagrama de momento 2-2 por estado límite de resistencia (kN·m)



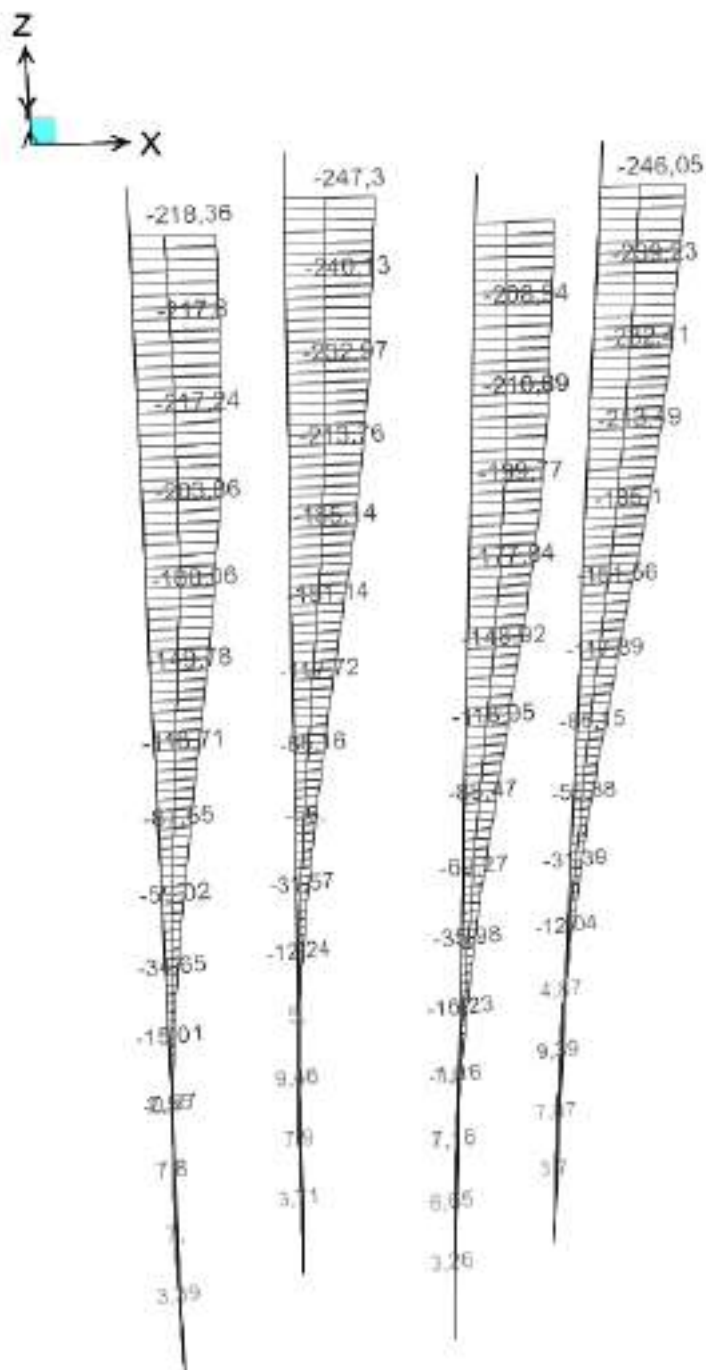
12.1.2.3 Diagrama de momento 2-2 por estado límite de evento extremo (kN·m)



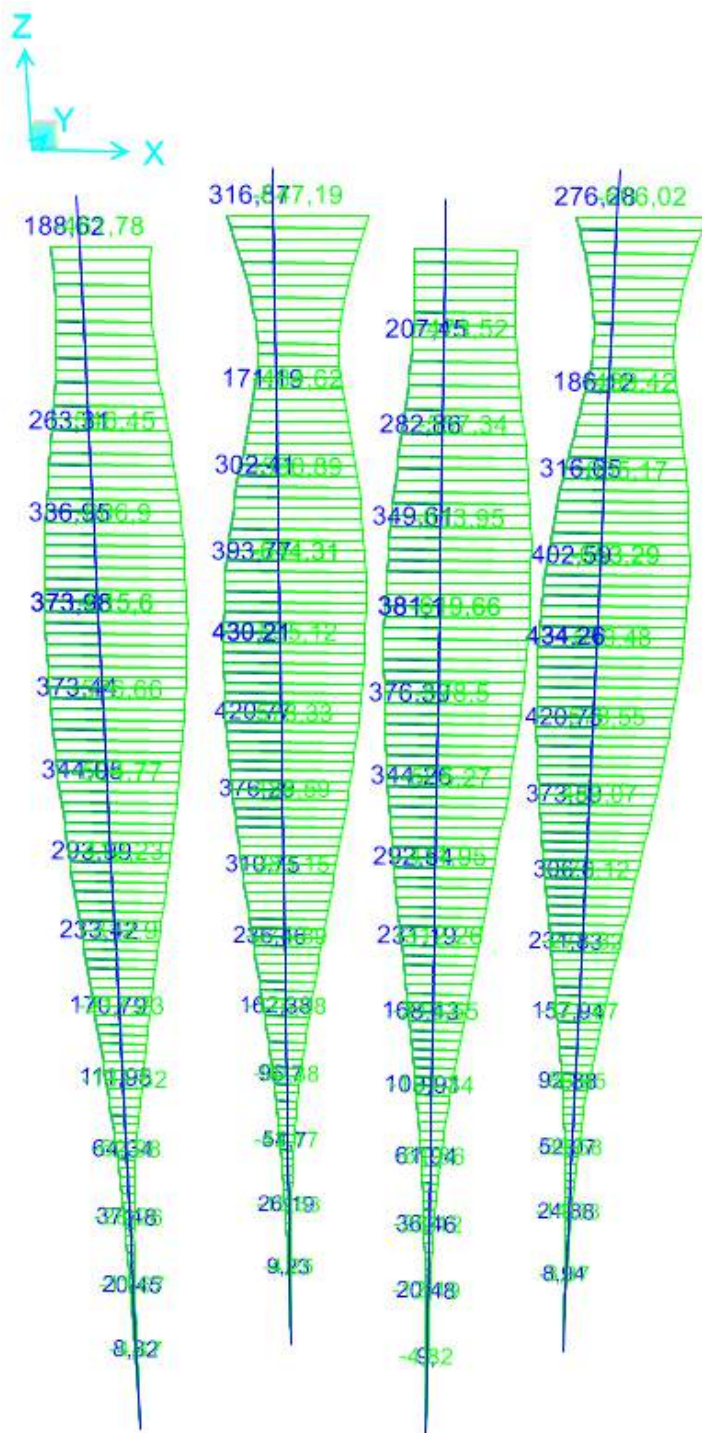
12.1.2.4 Diagrama de momento 3-3 por estado límite de servicio (kN·m)



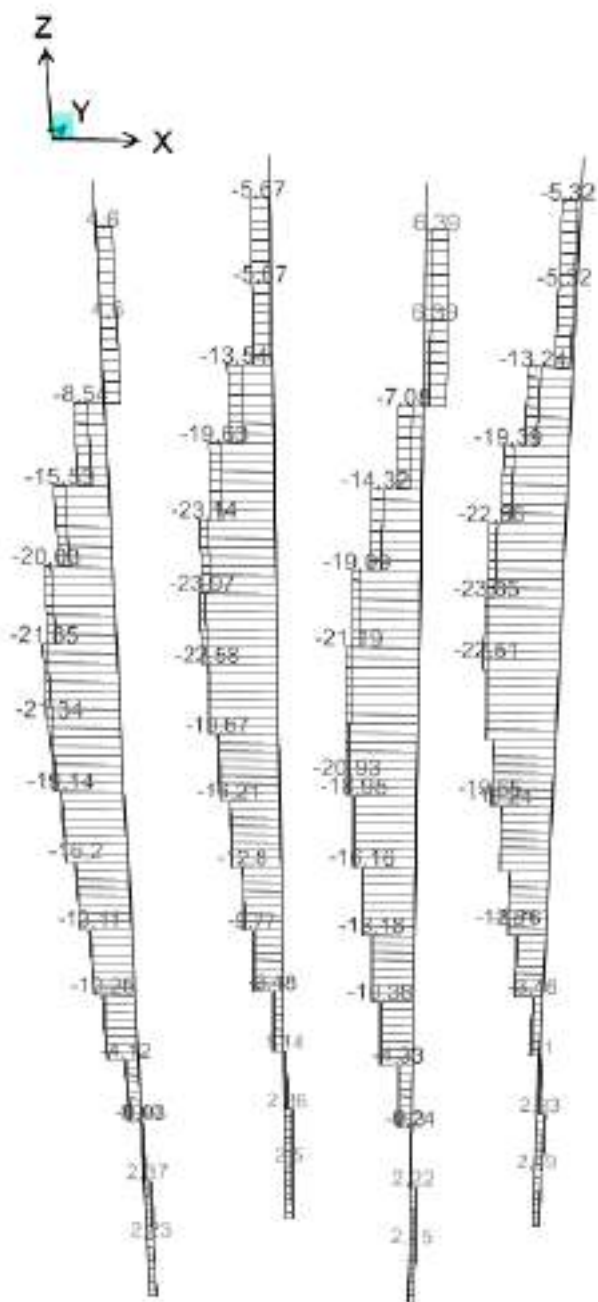
12.1.2.5 Diagrama de momento 3-3 por estado límite de resistencia (kN·m)



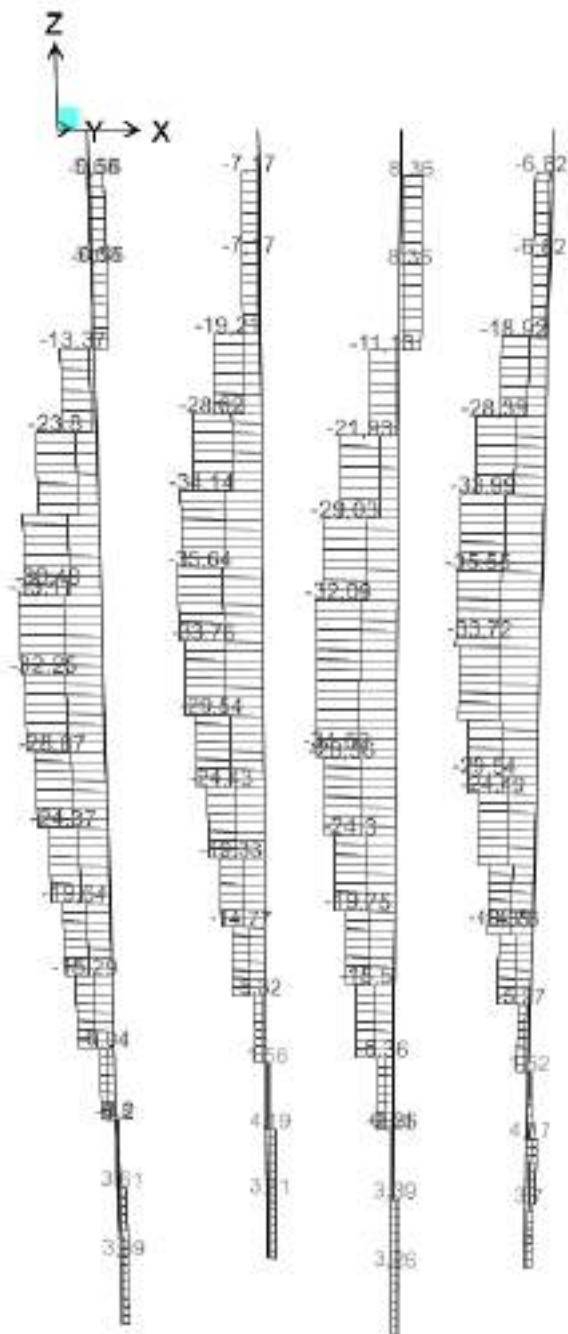
12.1.2.6 Diagrama de momento 3-3 por estado límite de evento extremo (kN·m)



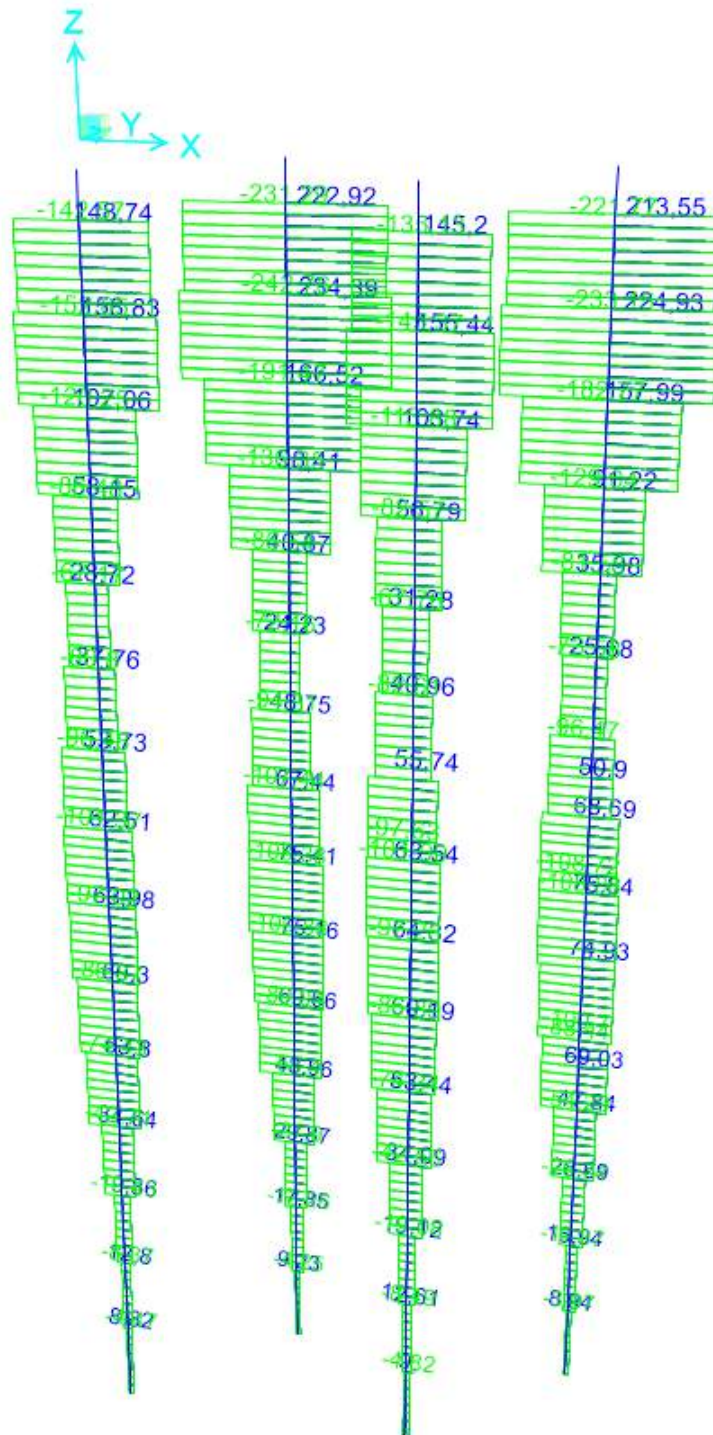
12.1.2.7 Diagrama de cortante 2-2 por estado límite de servicio (kN)



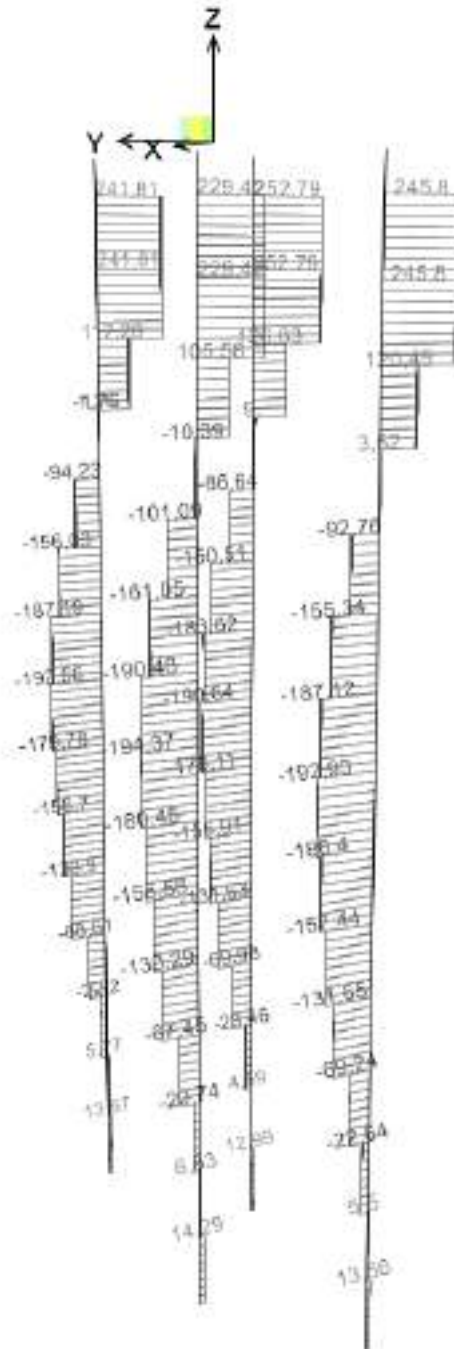
12.1.2.8 Diagrama de cortante 2-2 por estado límite de resistencia (kN)



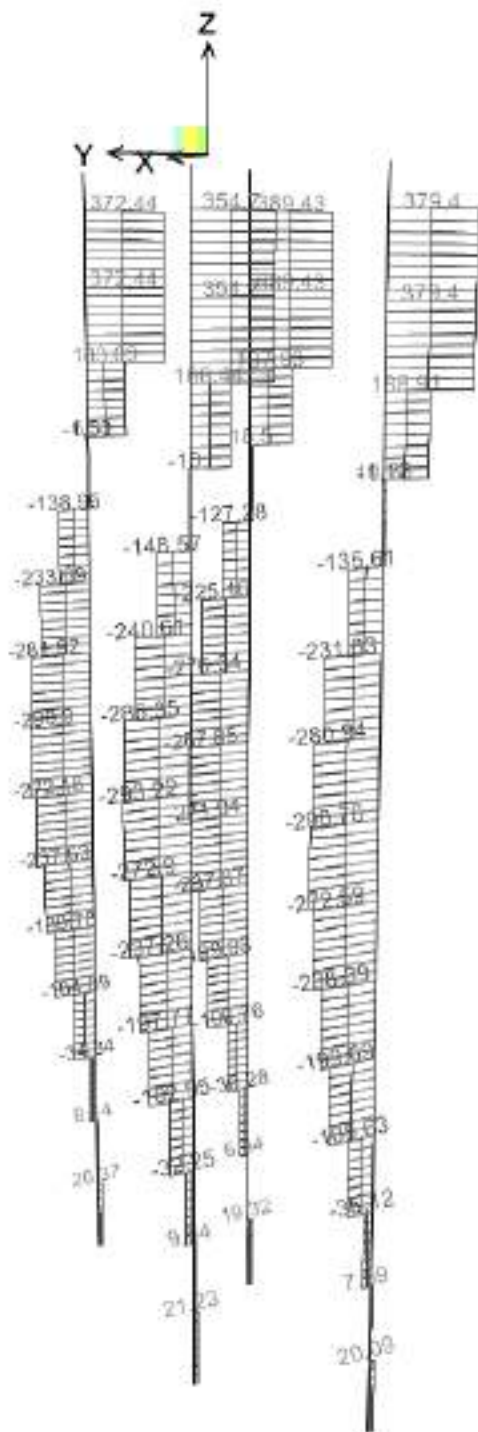
12.1.2.9 Diagrama de cortante 2-2 por estado límite de evento extremo (kN)



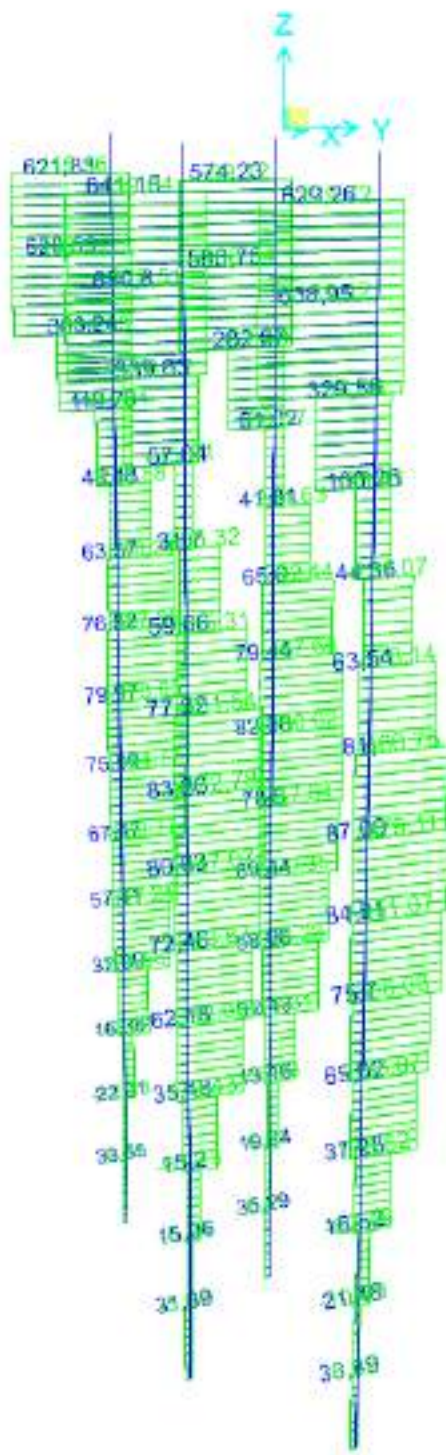
12.1.2.10 Diagrama de cortante 3-3 por estado límite de servicio (kN)



12.1.2.11 Diagrama de cortante 3-3 por estado límite de resistencia (kN)

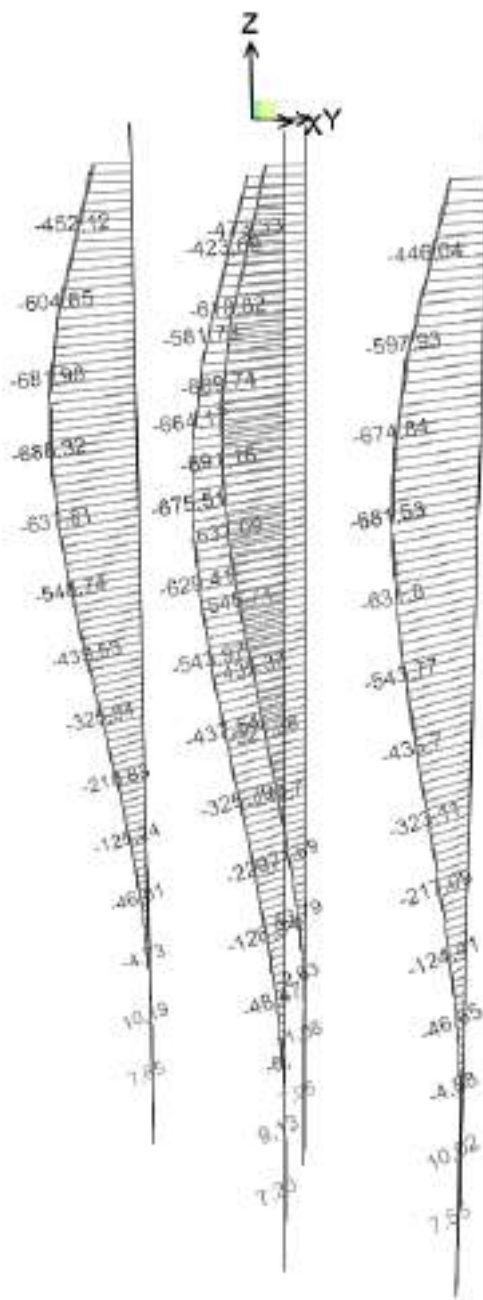


12.1.2.12 Diagrama de cortante 3-3 por estado límite de evento extremo (kN)

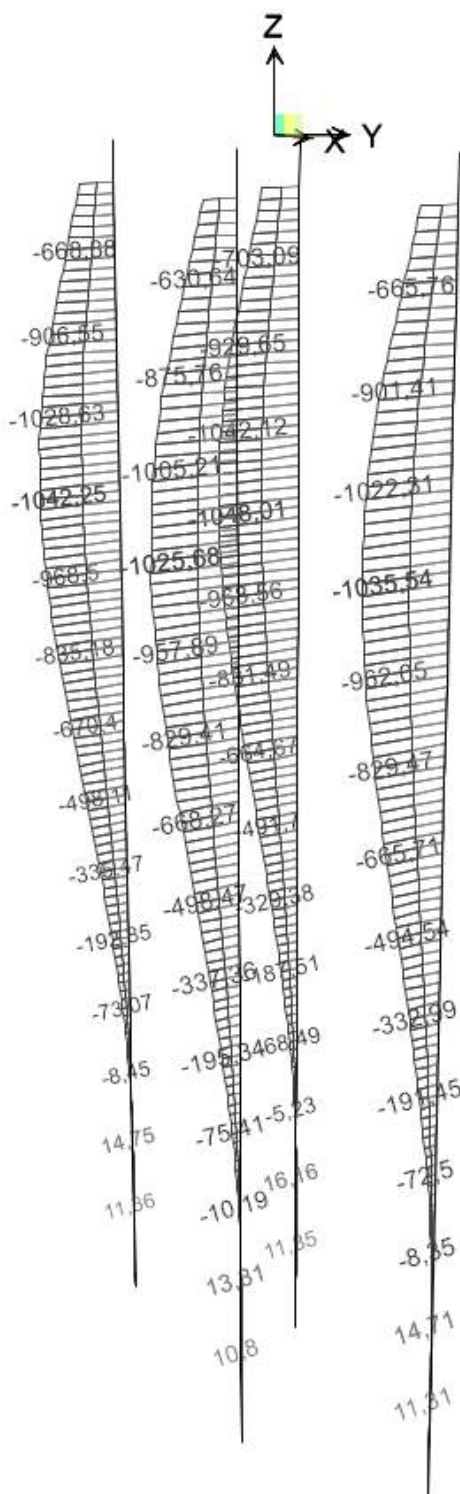


12.1.3 Caissons M3

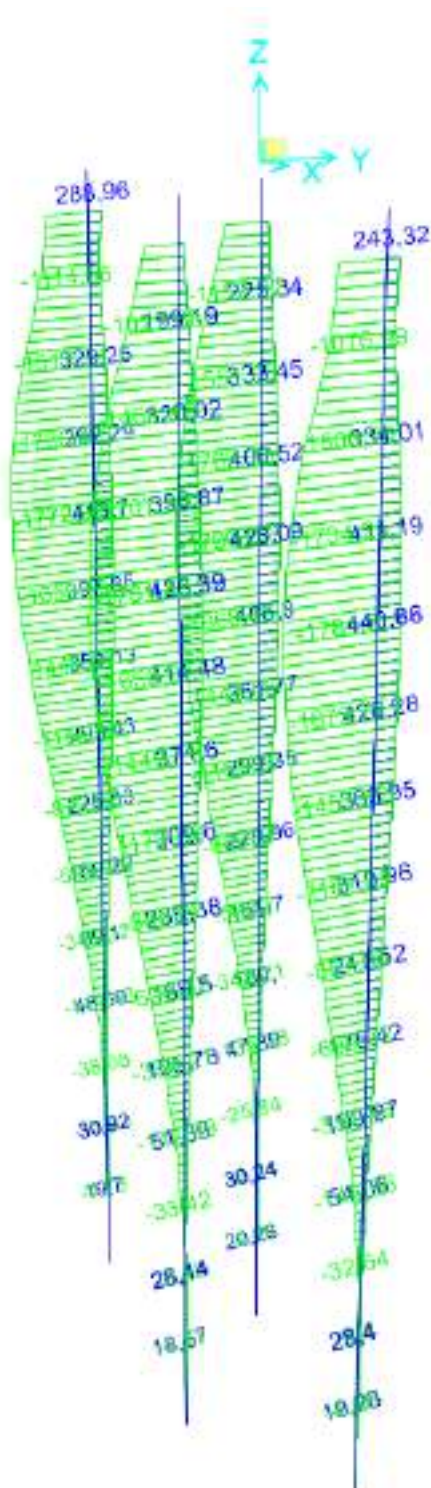
12.1.3.1 Diagrama de momento 2-2 por estado límite de servicio ($\text{kN}\cdot\text{m}$)



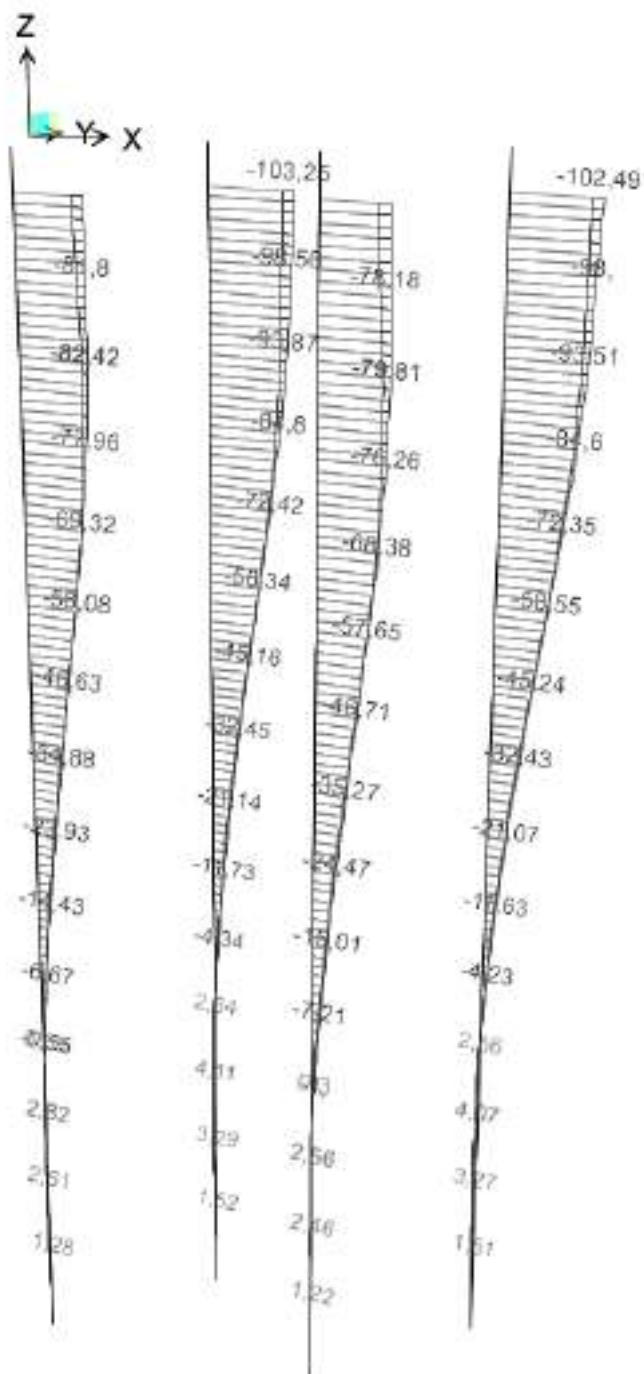
12.1.3.2 Diagrama de momento 2-2 por estado límite de resistencia ($\text{kN}\cdot\text{m}$)



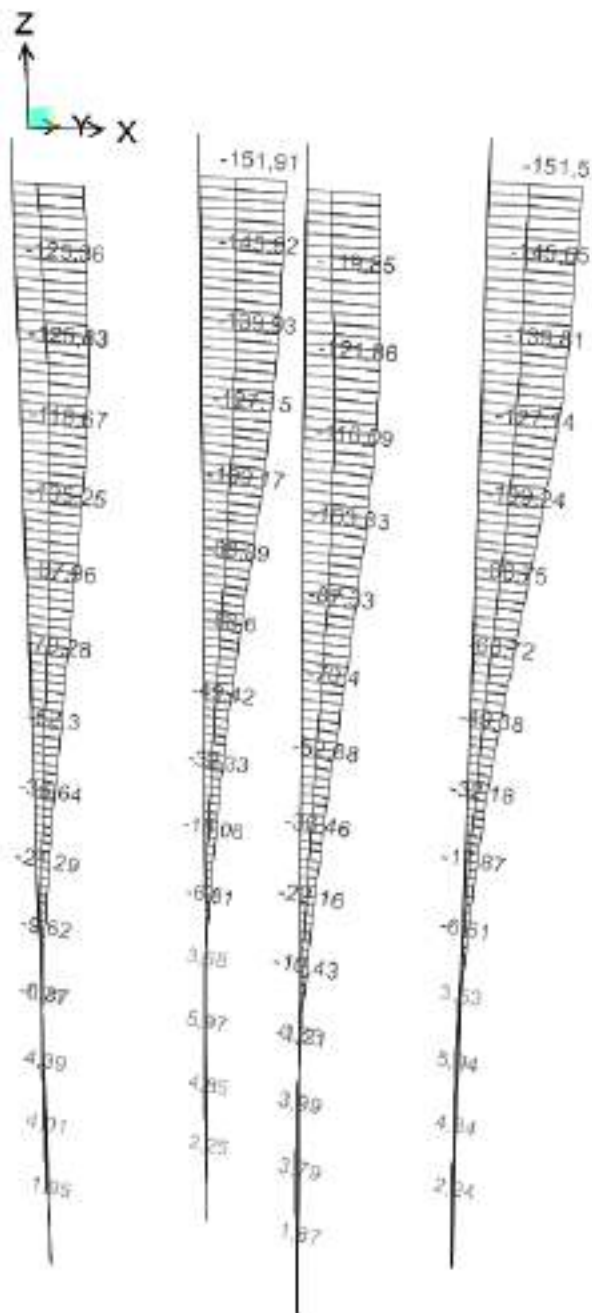
12.1.3.3 Diagrama de momento 2-2 por estado límite de evento extremo (kN·m)



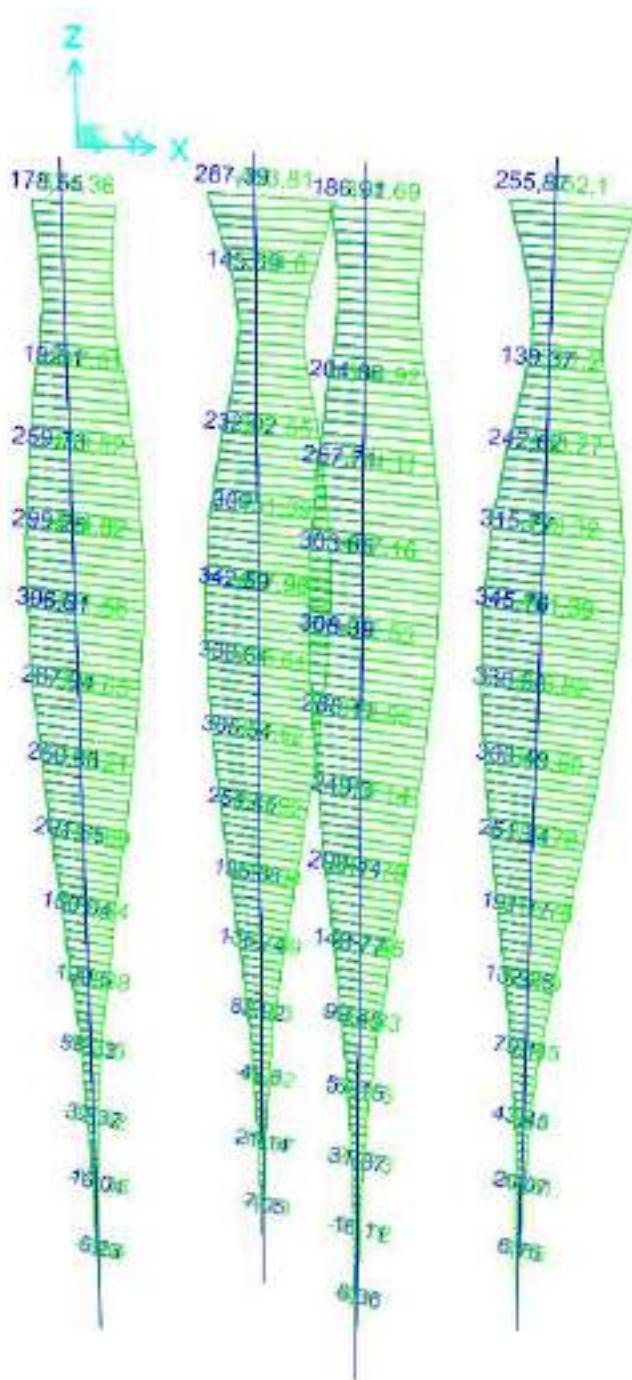
12.1.3.4 Diagrama de momento 3-3 por estado límite de servicio (kN·m)



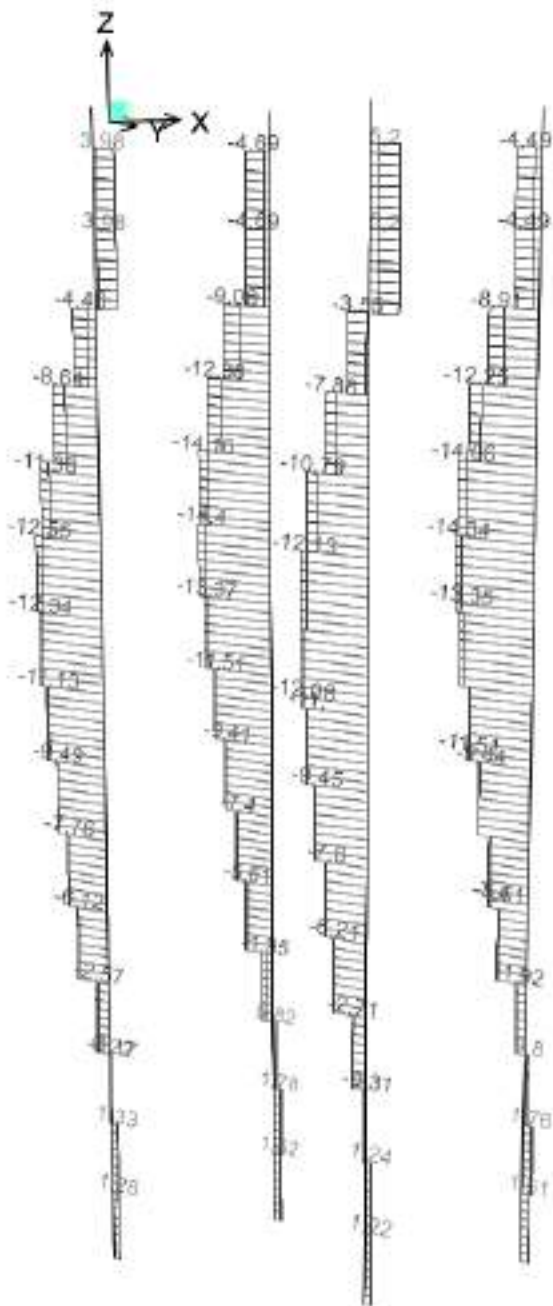
12.1.3.5 Diagrama de momento 3-3 por estado límite de resistencia (kN·m)



12.1.3.6 Diagrama de momento 3-3 por estado límite de evento extremo (kN·m)



12.1.3.7 Diagrama de cortante 2-2 por estado límite de servicio (kN)



12.1.3.8 Diagrama de cortante 2-2 por estado límite de resistencia (kN)

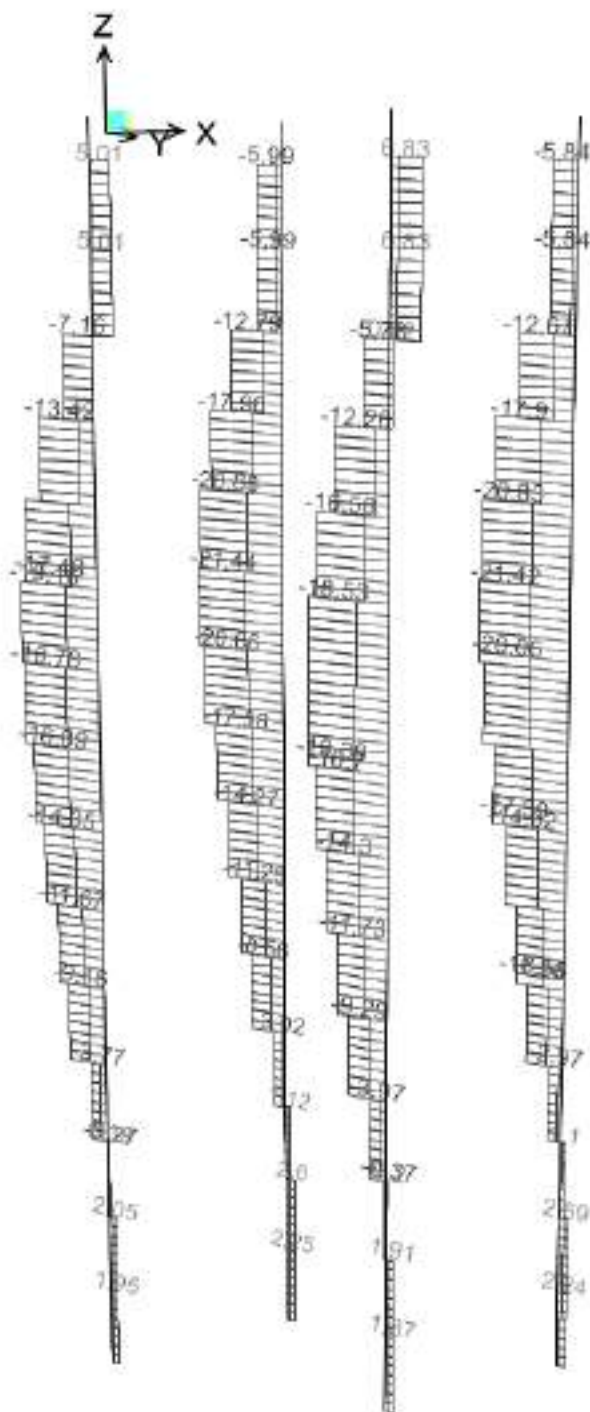
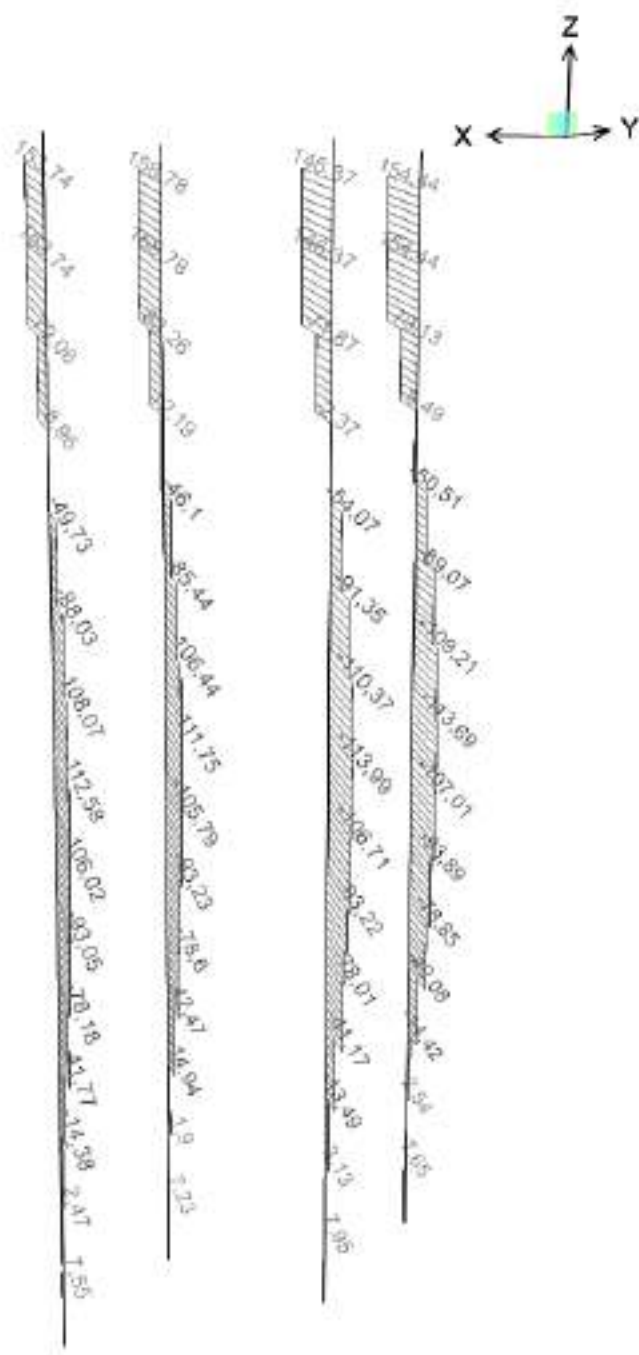


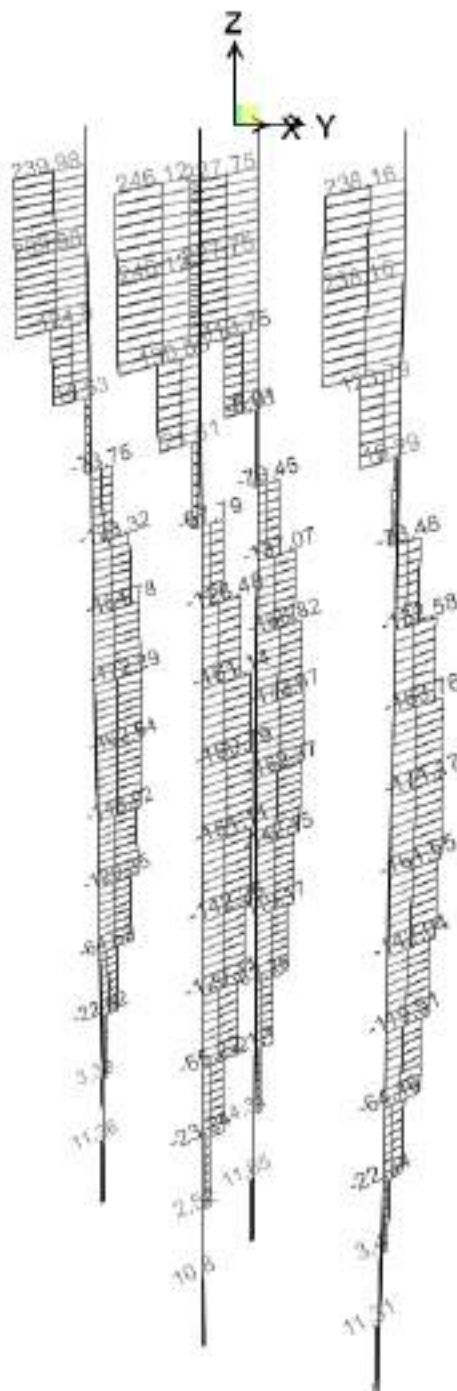
Figure 10 displays four vertical bar charts showing the distribution of the number of nodes in the network for different values of α (0.05, 0.1, 0.2, 0.3). The vertical axis is labeled 'Z' and the horizontal axis is labeled 'X'. The bars are colored green and blue. The values for each bar are listed on the right side of the chart.

Bar	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.1$	$\alpha = 0.2$	$\alpha = 0.3$
1	-12129.69	-181178.14	-11128.26	-171177.1
2	-11140.27	-111169.88	-11139.56	-111169.88
3	-1006.75	-11139.33	-11137.33	-11132.85
4	-751.34	-11137.33	-11137.33	-11137.33
5	20.52	-11137.33	-11137.33	-11137.33
6	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
7	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
8	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
9	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
10	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
11	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
12	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
13	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
14	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
15	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
16	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
17	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
18	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
19	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
20	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
21	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
22	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
23	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
24	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
25	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
26	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
27	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
28	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
29	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
30	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
31	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
32	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
33	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
34	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
35	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
36	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
37	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
38	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
39	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
40	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
41	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
42	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
43	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
44	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
45	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
46	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
47	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
48	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
49	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
50	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
51	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
52	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
53	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.33
54	-11137.33	-11137.33	-11137.33	-11137.

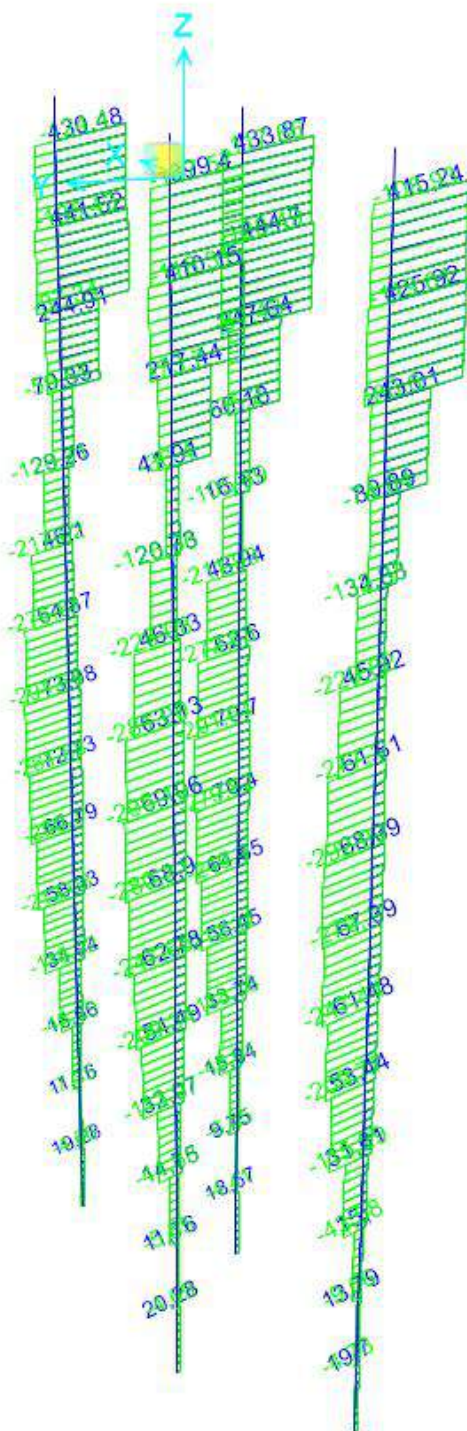
12.1.3.10 Diagrama de cortante 3-3 por estado límite de servicio (kN)



12.1.3.11 Diagrama de cortante 3-3 por estado límite de resistencia (kN)

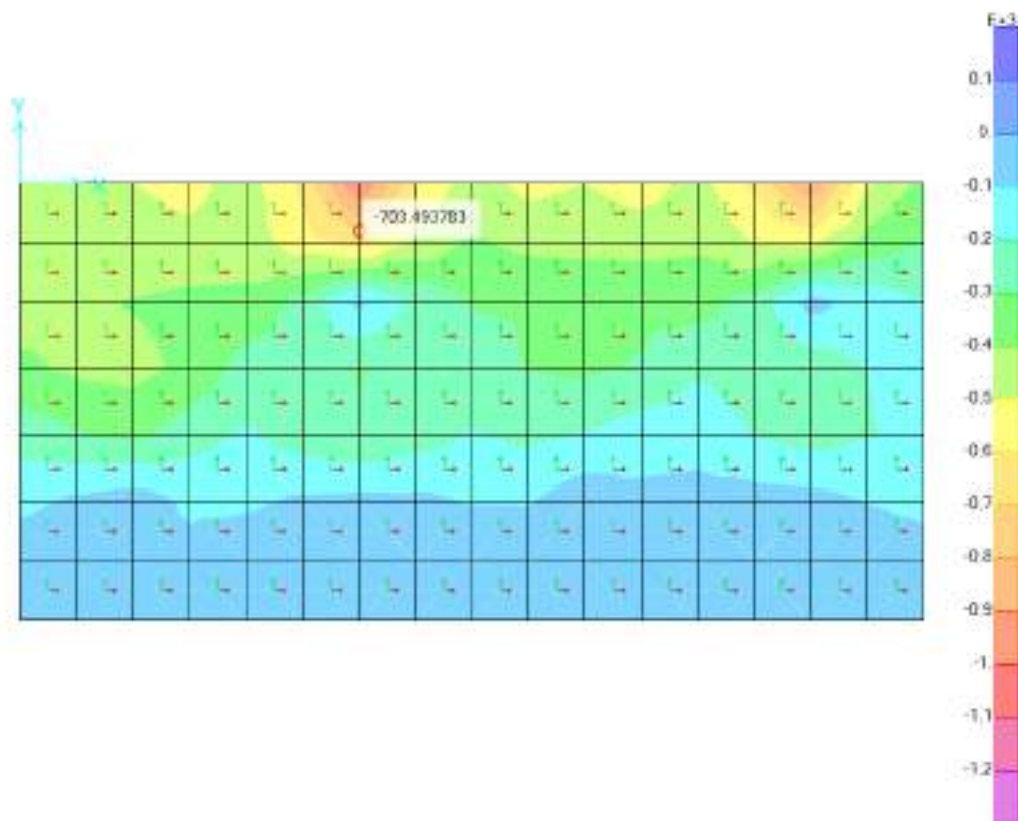


12.1.3.12 Diagrama de cortante 3-3 por estado límite de evento extremo (kN)

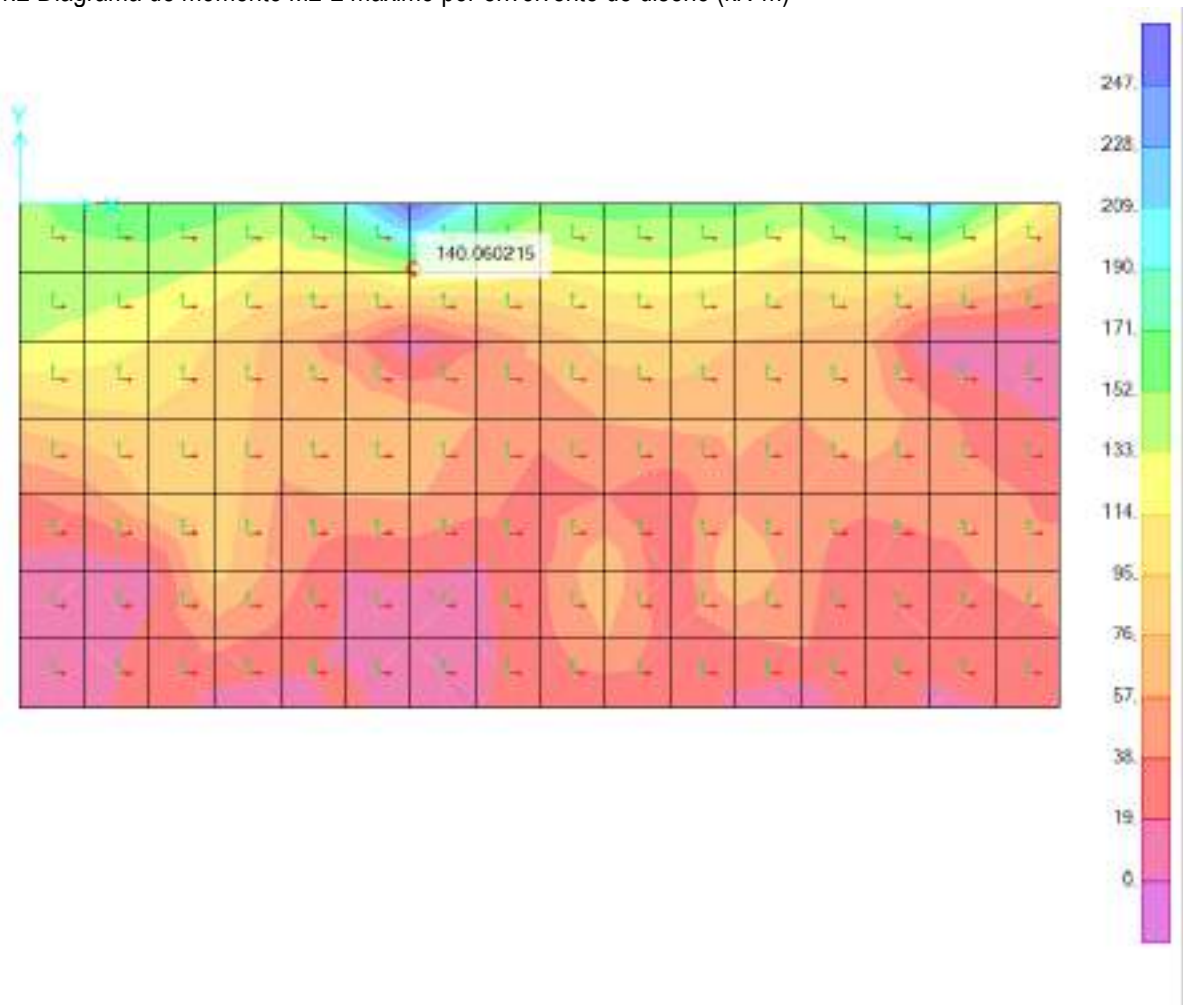


12.1.4 Zarpa M1

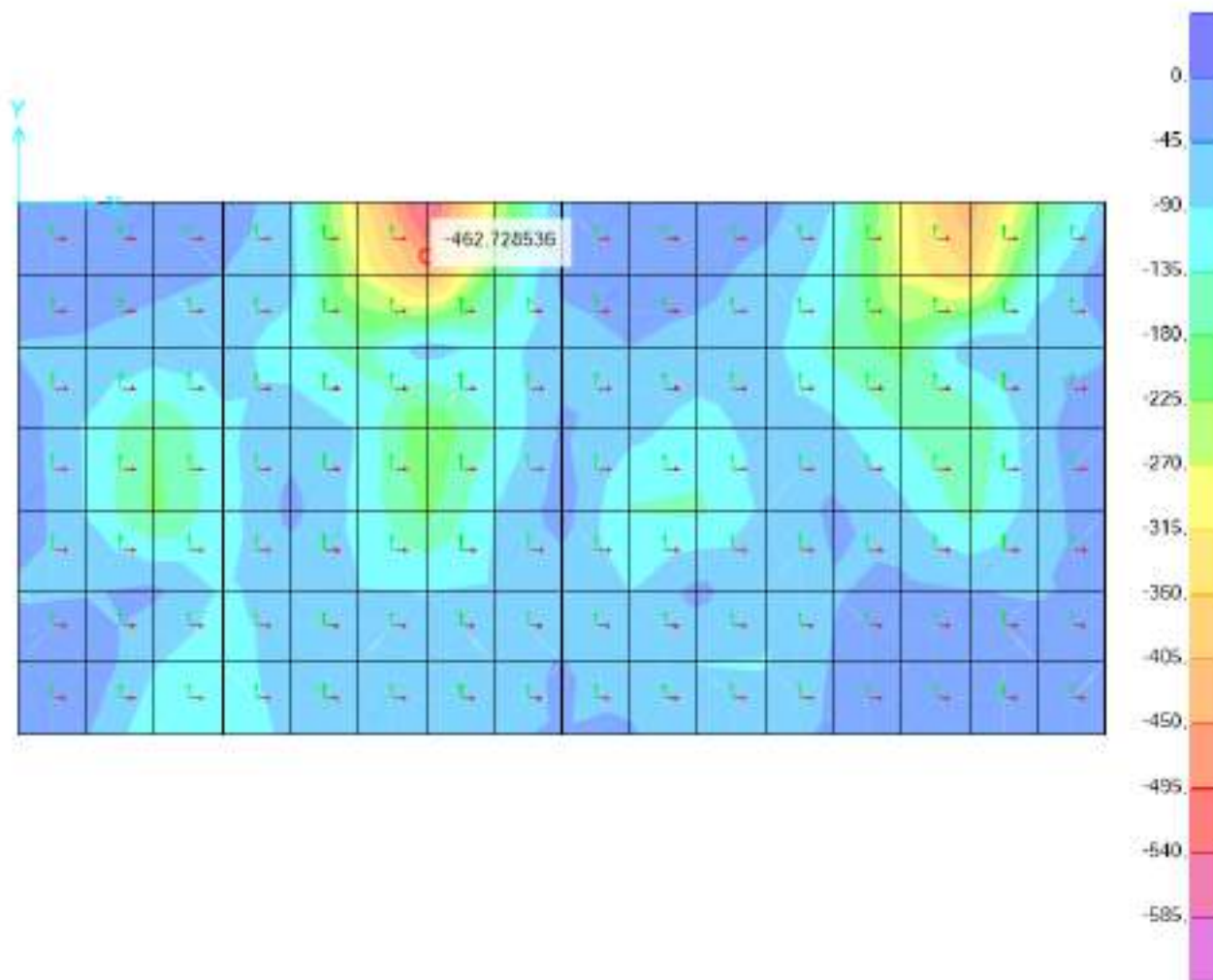
12.1.4.1 Diagrama de momento M2-2 mínimo por envolvente de diseño (kN·m)



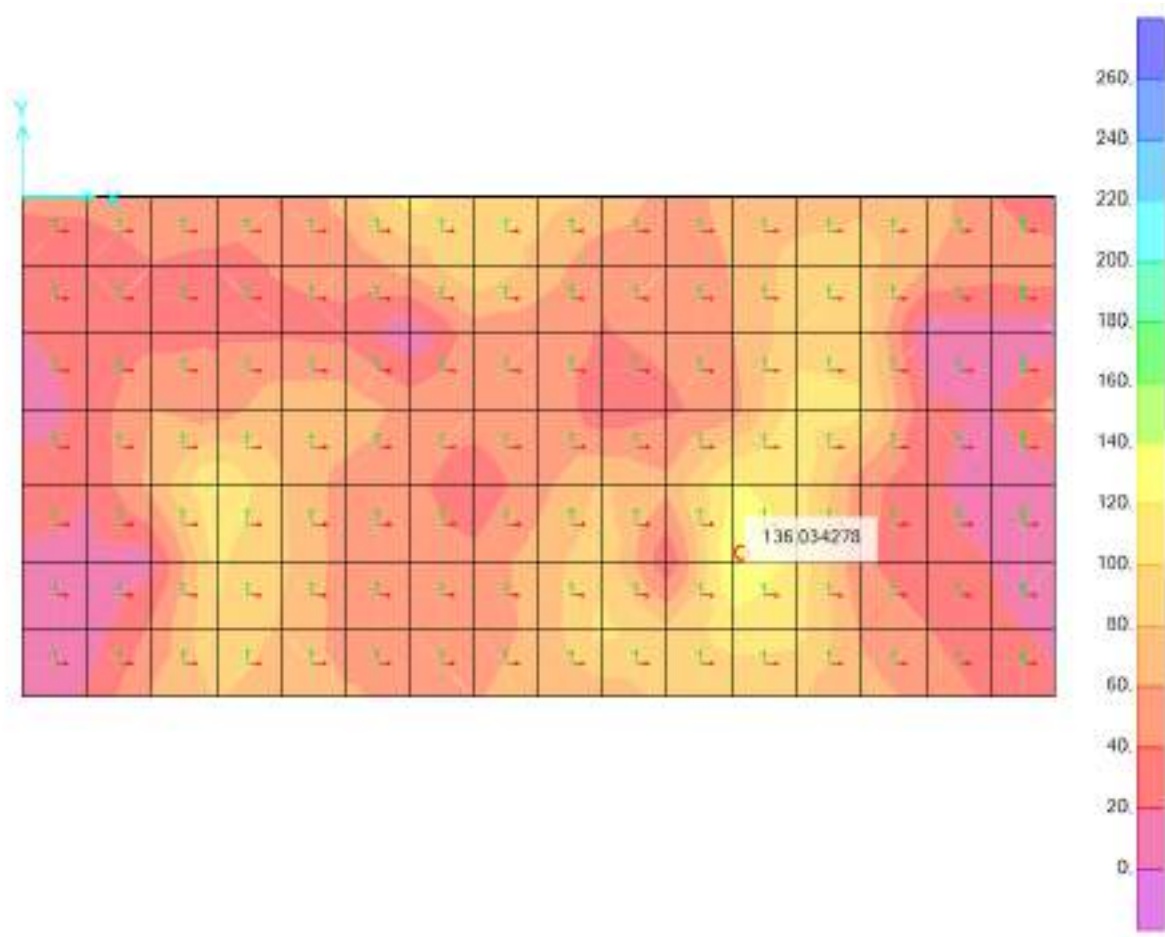
12.1.4.2 Diagrama de momento M2-2 máximo por envoltente de diseño (kN·m)



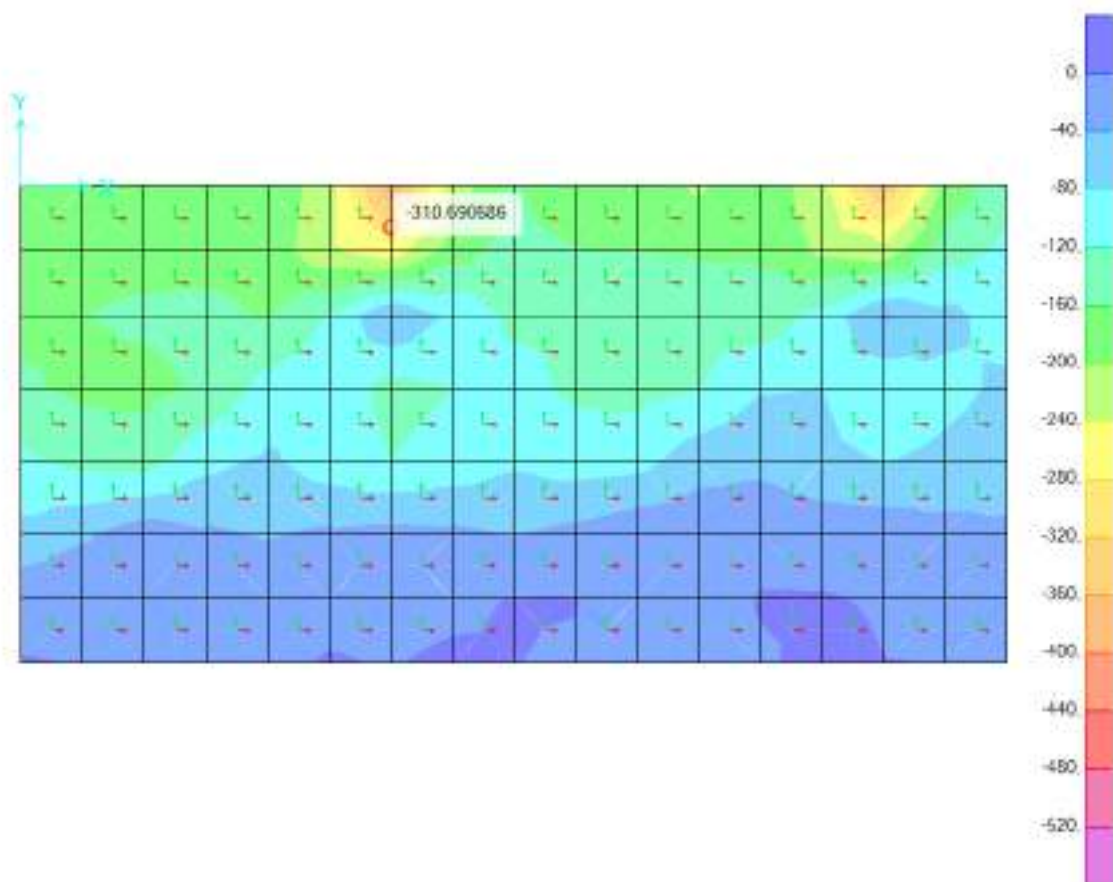
12.1.4.3 Diagrama de momento M1-1 mínimo por envoltorio de diseño (kN·m)



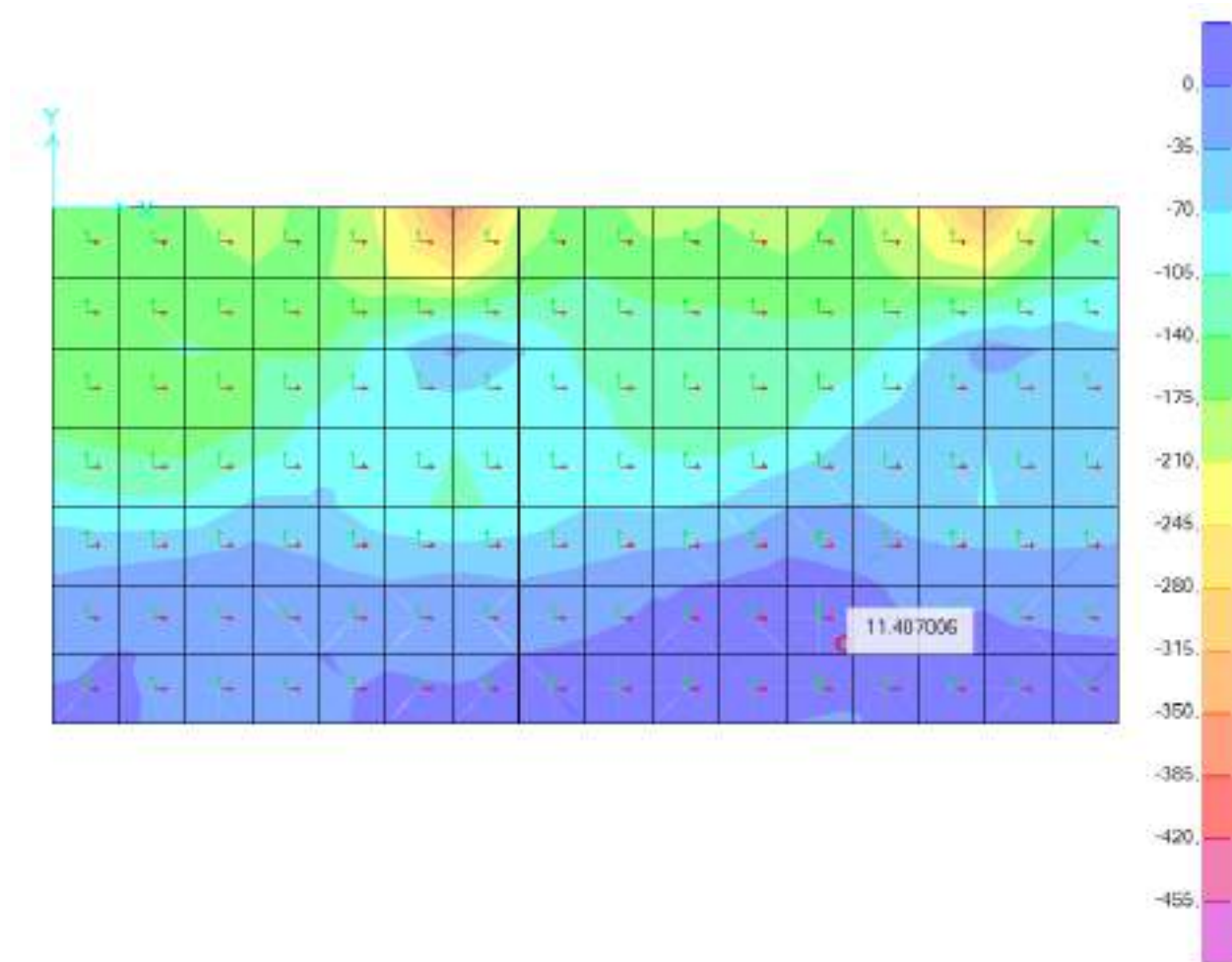
12.1.4.4 Diagrama de momento M1-1 máximo por envoltorio de diseño (kN·m)



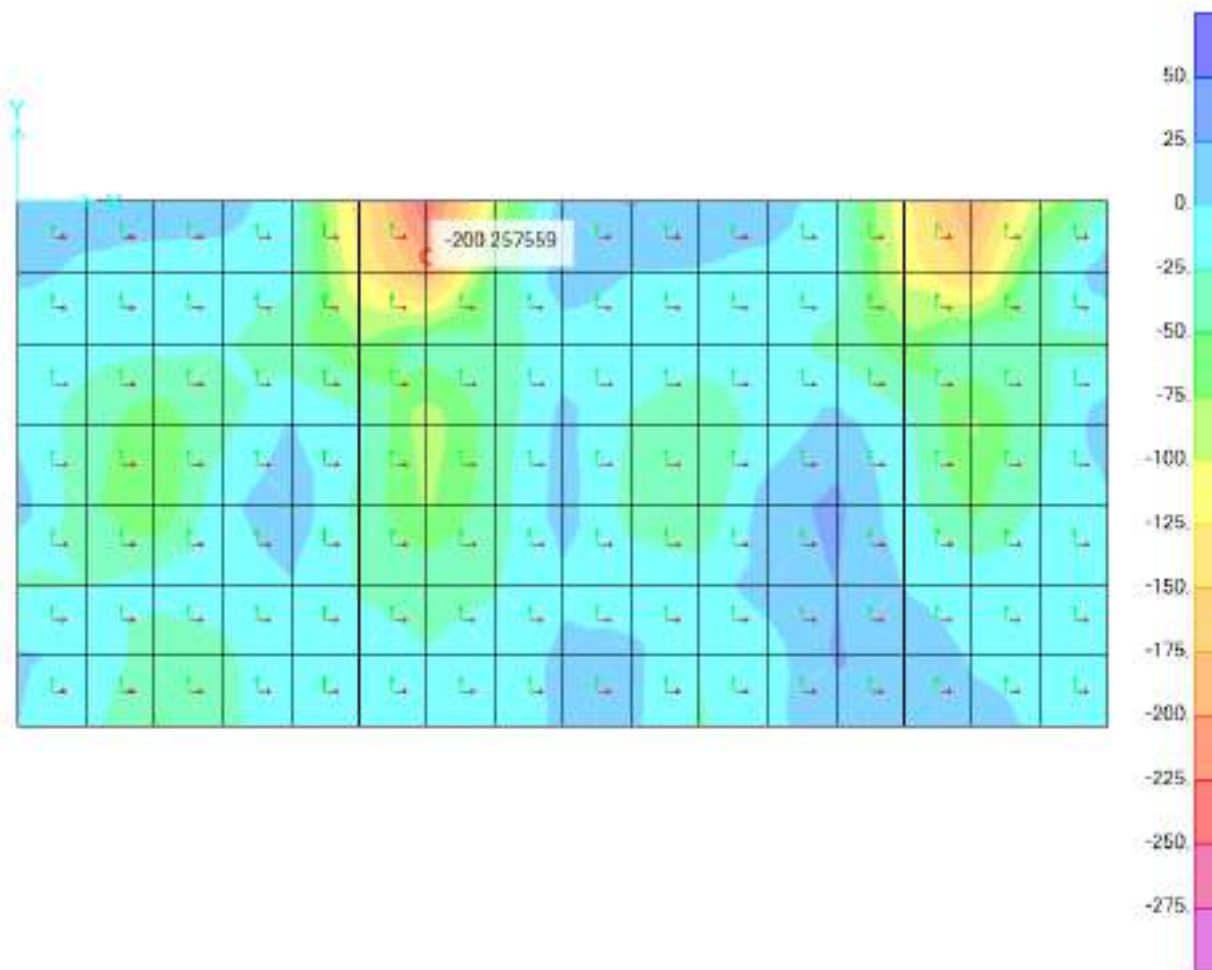
12.1.4.5 Diagrama de momento M2-2 mínimo por ELS (kN·m)



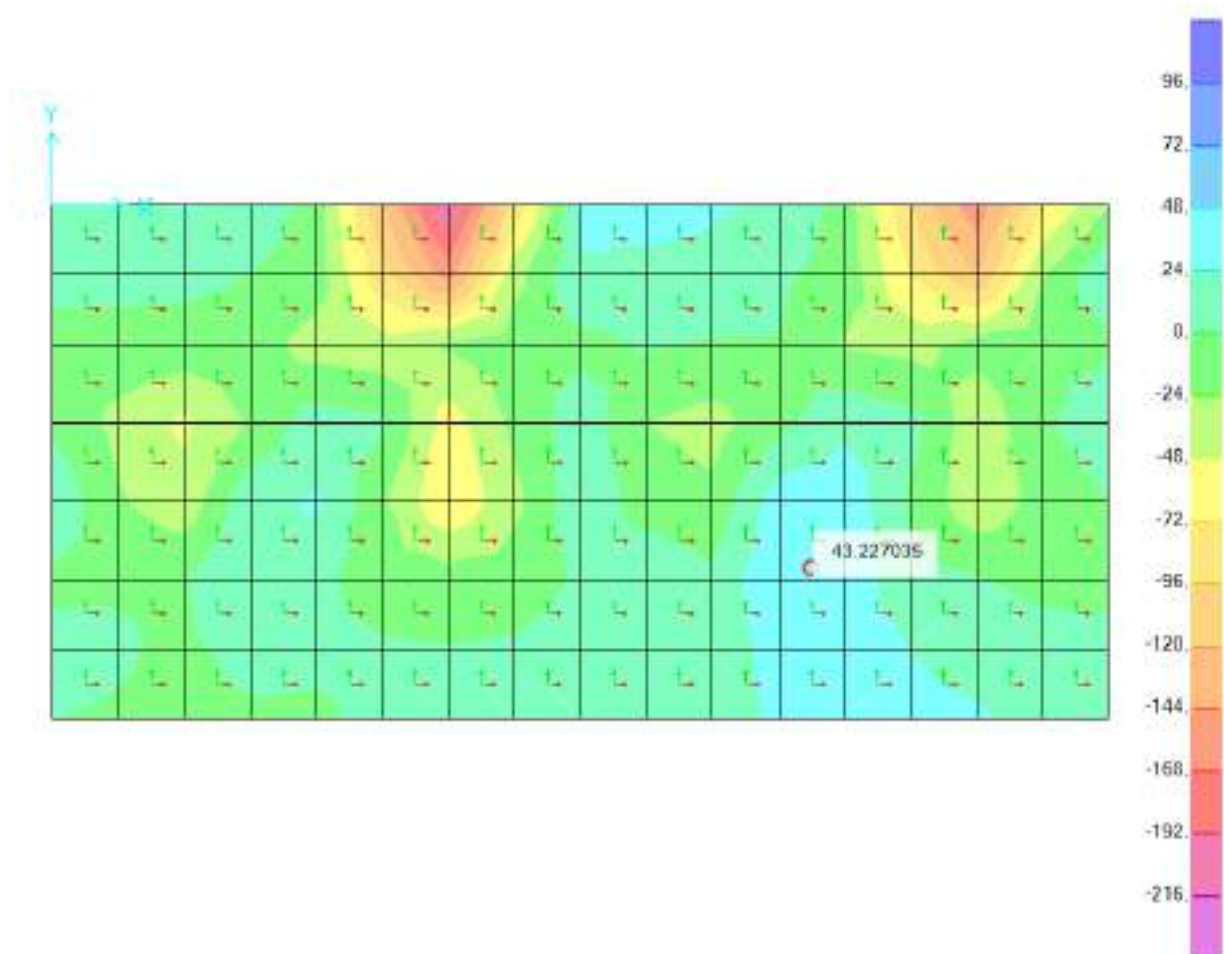
12.1.4.6 Diagrama de momento M2-2 máximo por ELS (kN·m)



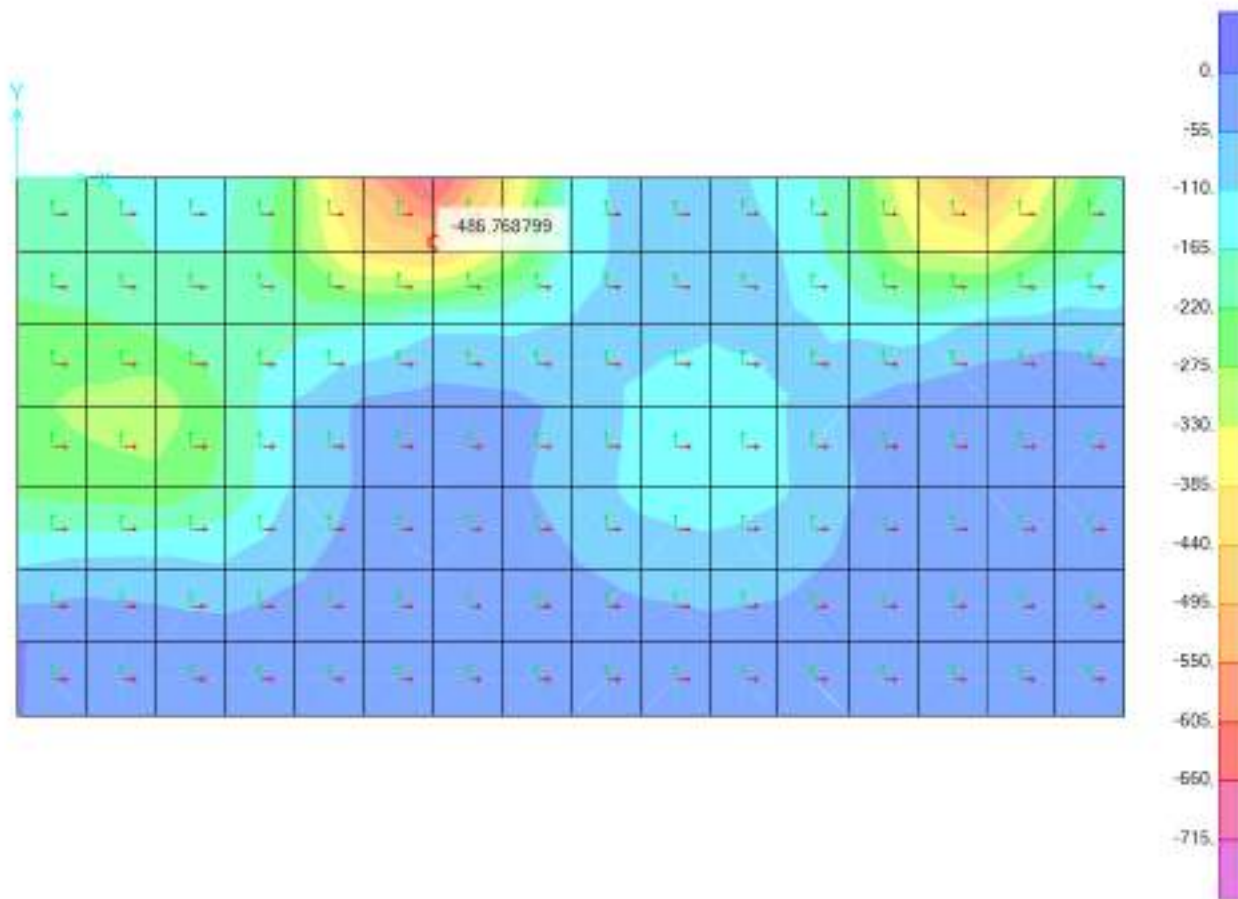
12.1.4.7 Diagrama de momento M1-1 mínimo por ELS (kN·m)



12.1.4.8 Diagrama de momento M1-1 máximo por ELS (kN·m)

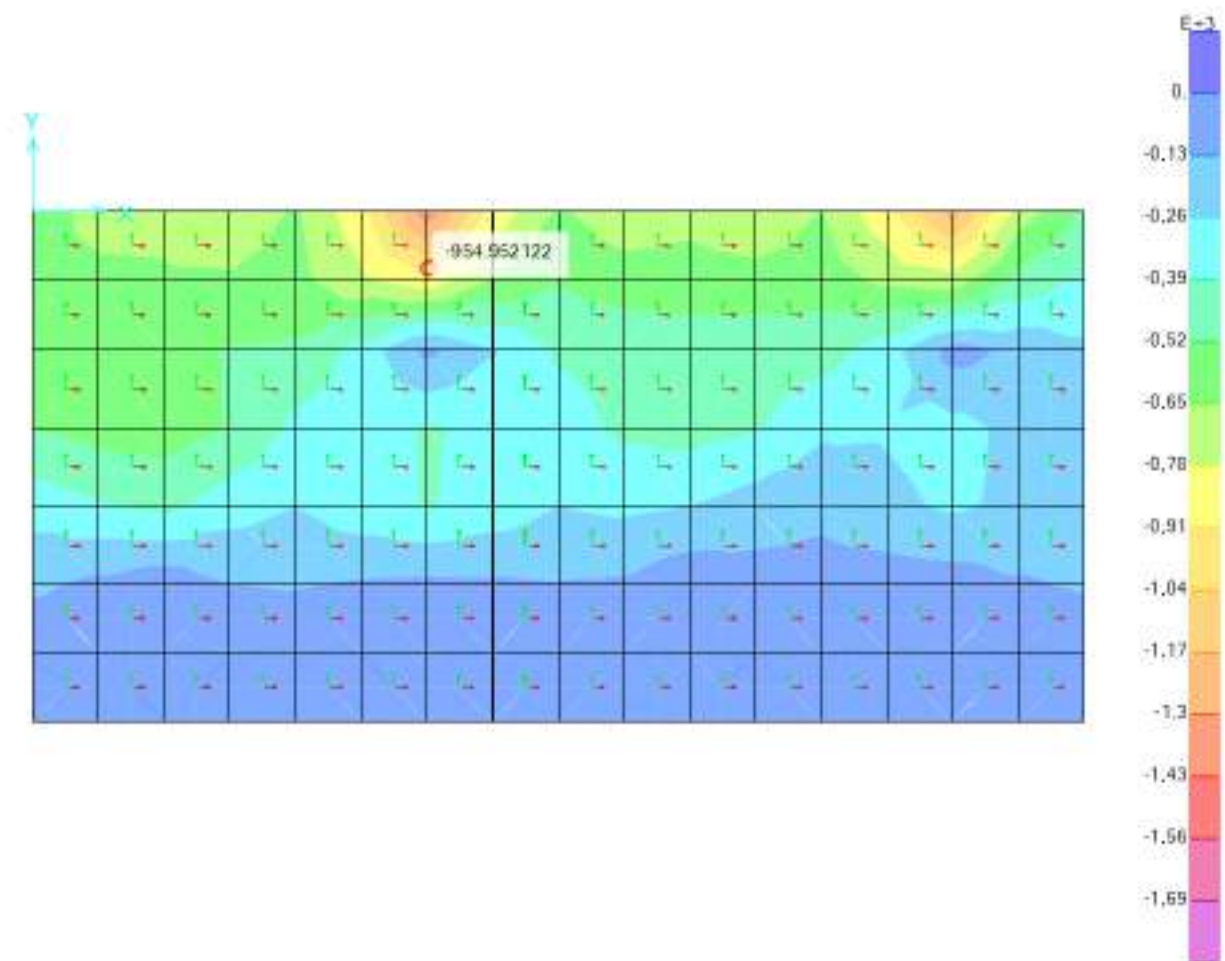


12.1.4.9 Diagrama de cortante 2-3 máximo por envolvente de diseño (kN·m)

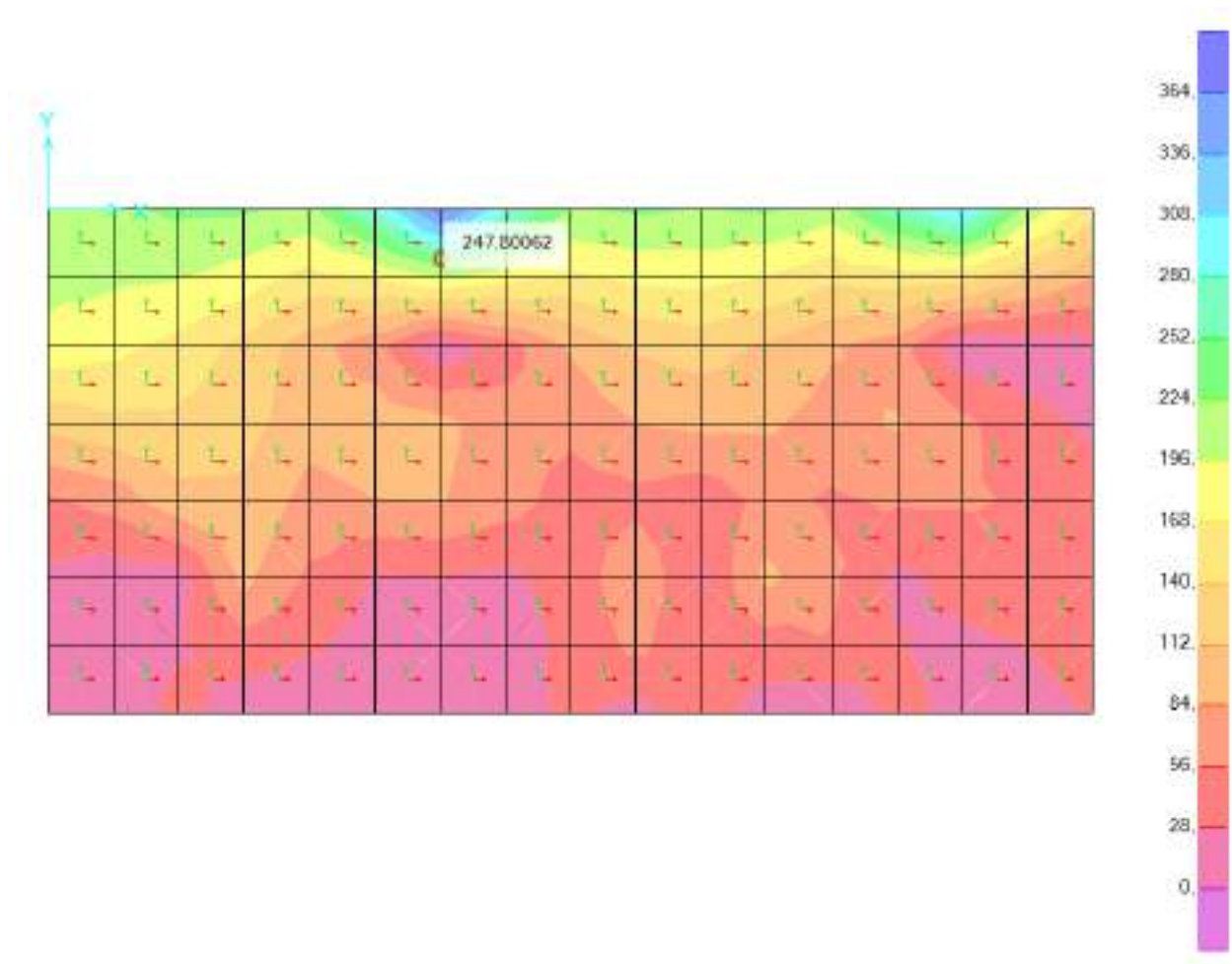


12.1.5 Zarpa M2

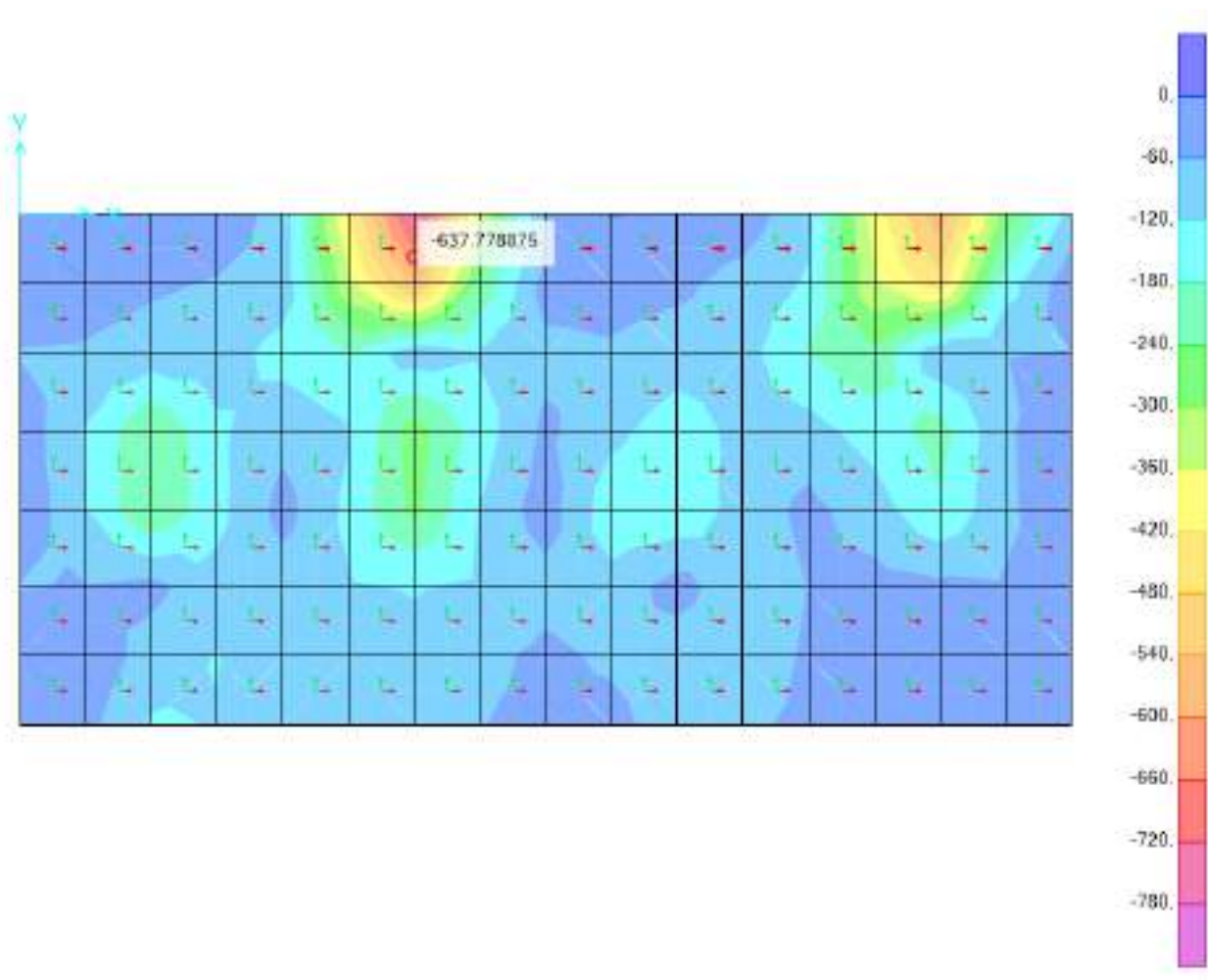
12.1.5.1 Diagrama de momento M2-2 mínimo por envolvente de diseño (kN·m)



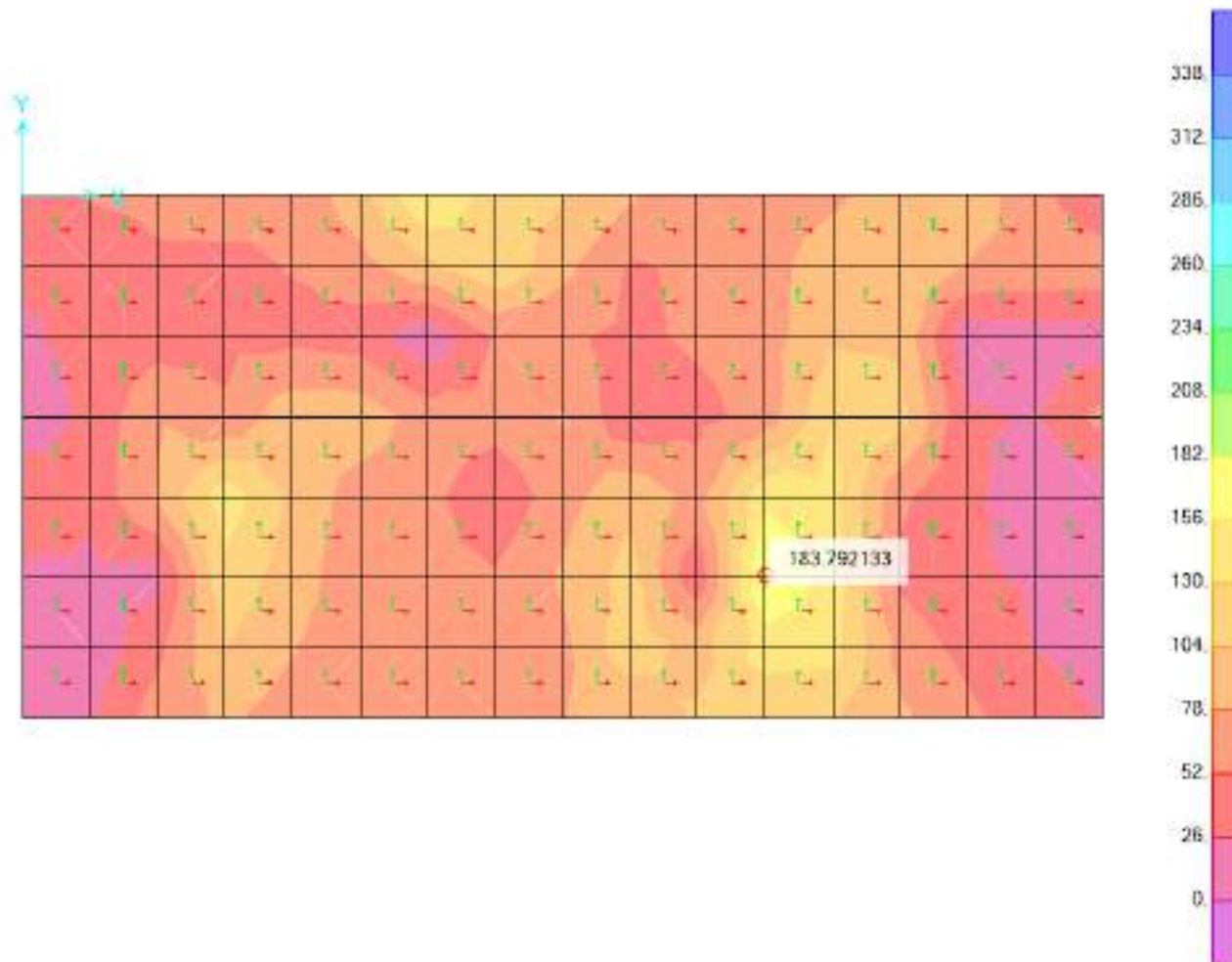
12.1.5.2 Diagrama de momento M2-2 máximo por envoltente de diseño (kN·m)



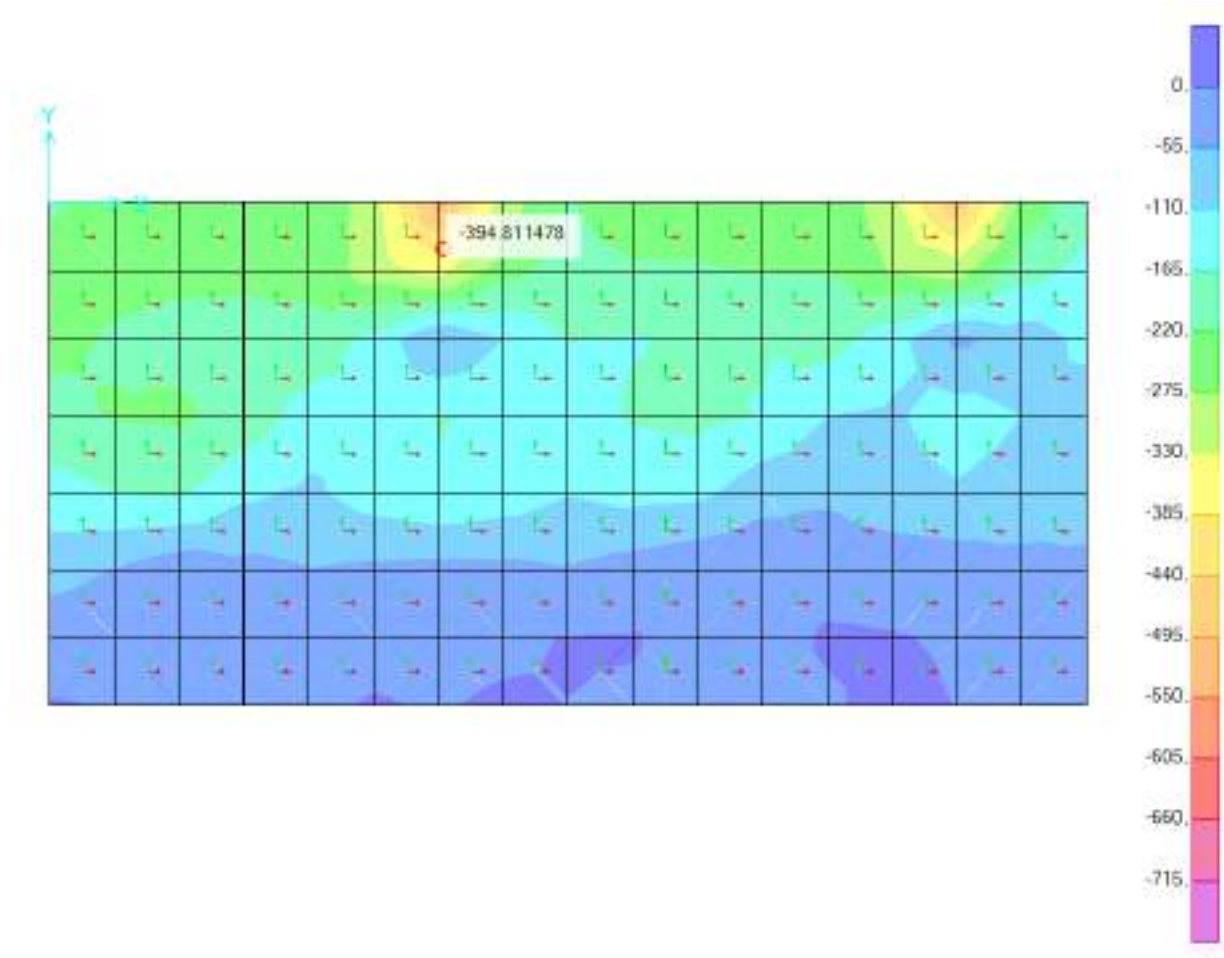
12.1.5.3 Diagrama de momento M1-1 mínimo por envolvente de diseño (kN·m)



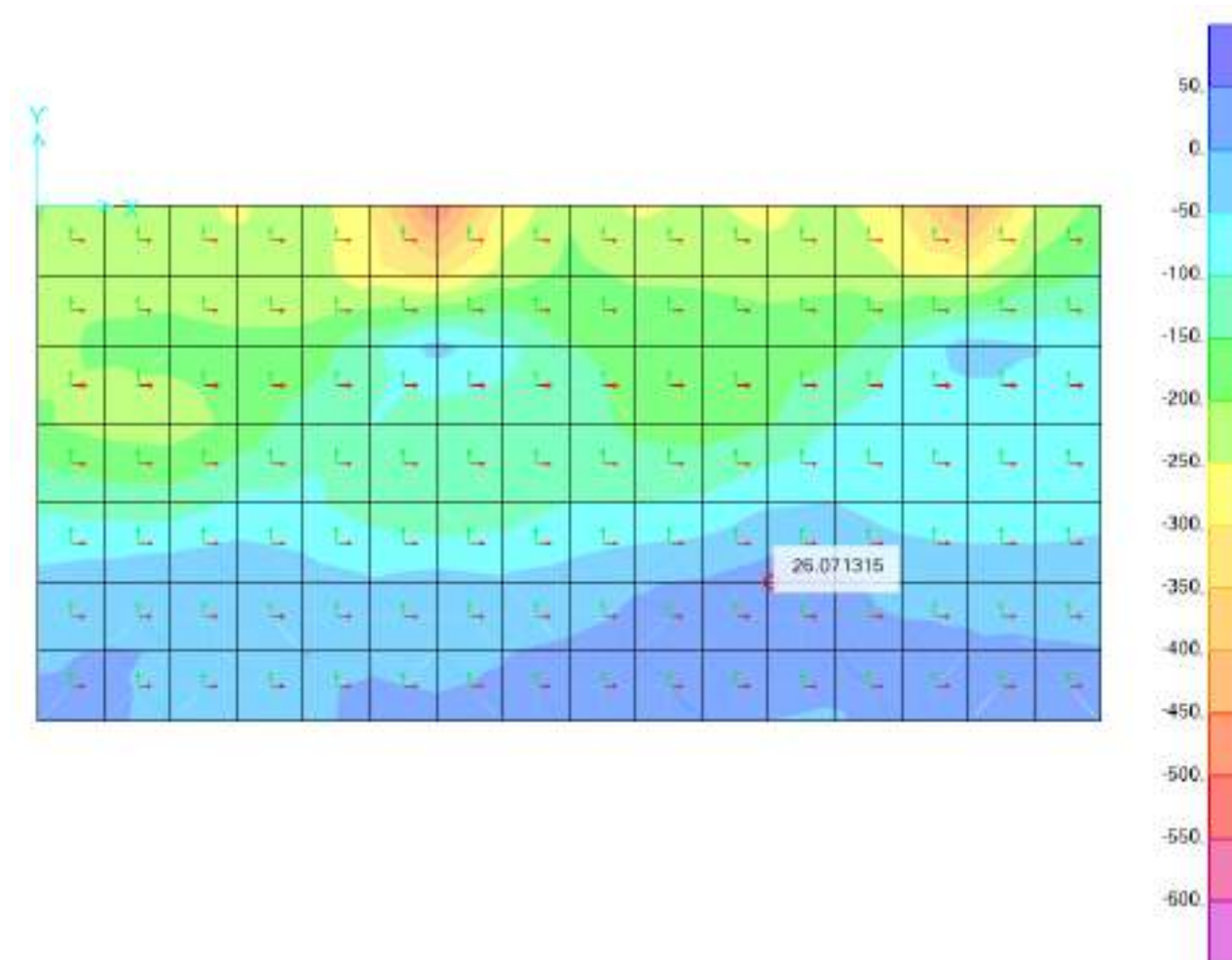
12.1.5.4 Diagrama de momento M1-1 máximo por envoltente de diseño (kN·m)



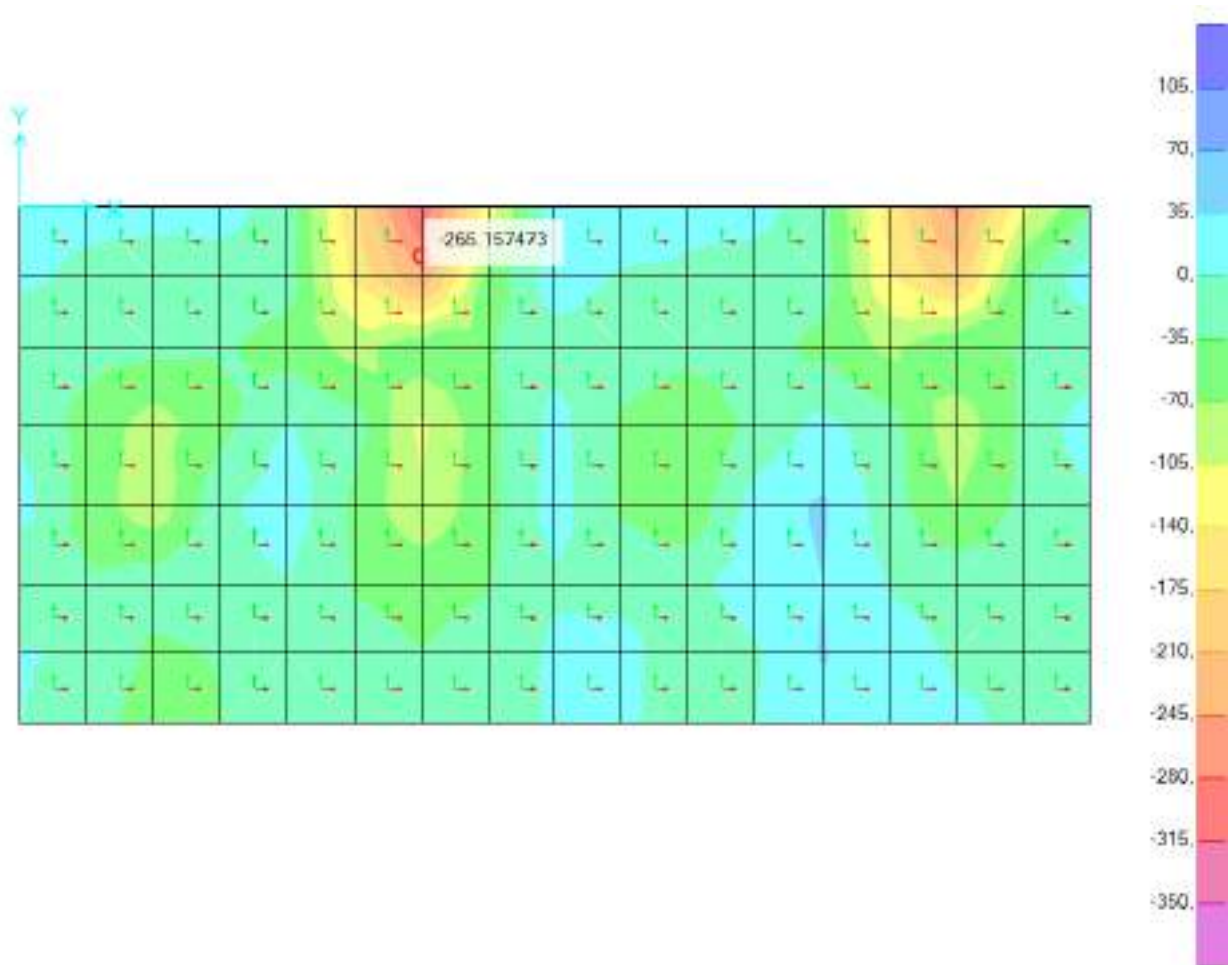
12.1.5.5 Diagrama de momento M2-2 mínimo por ELS (kN·m)



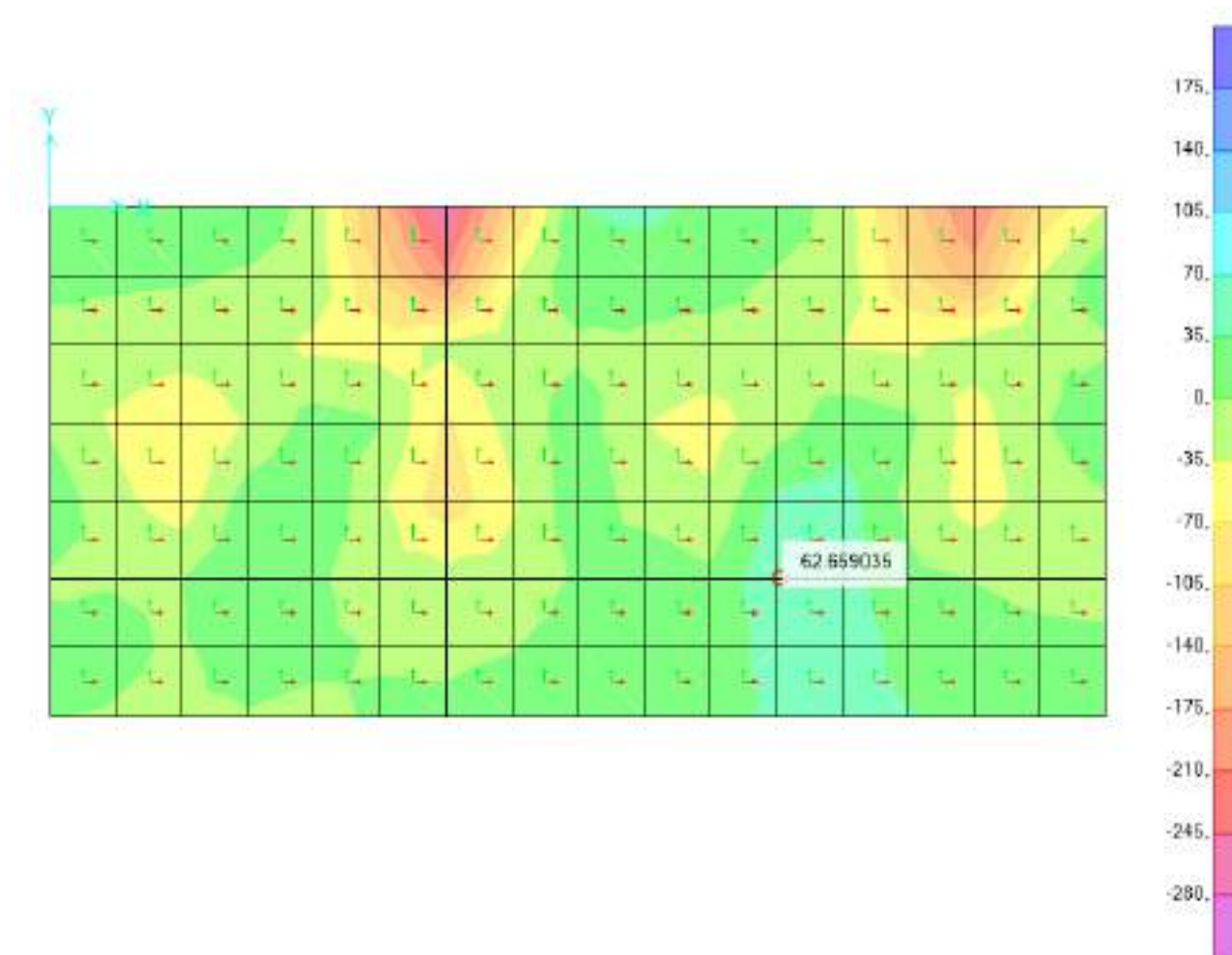
12.1.5.6 Diagrama de momento M2-2 máximo por ELS (kN·m)



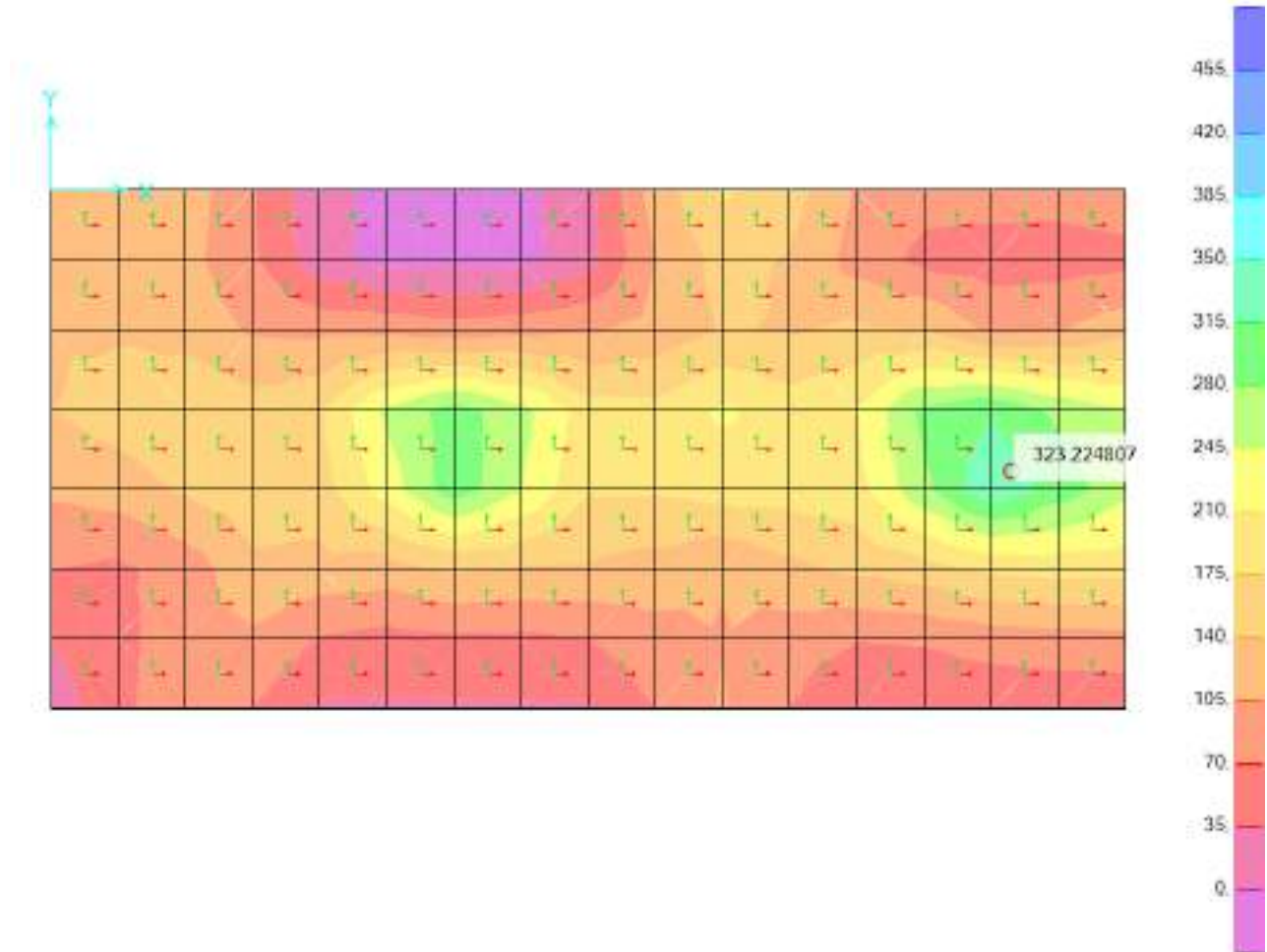
12.1.5.7 Diagrama de momento M1-1 mínimo por ELS (kN·m)



12.1.5.8 Diagrama de momento M1-1 máximo por ELS (kN·m)

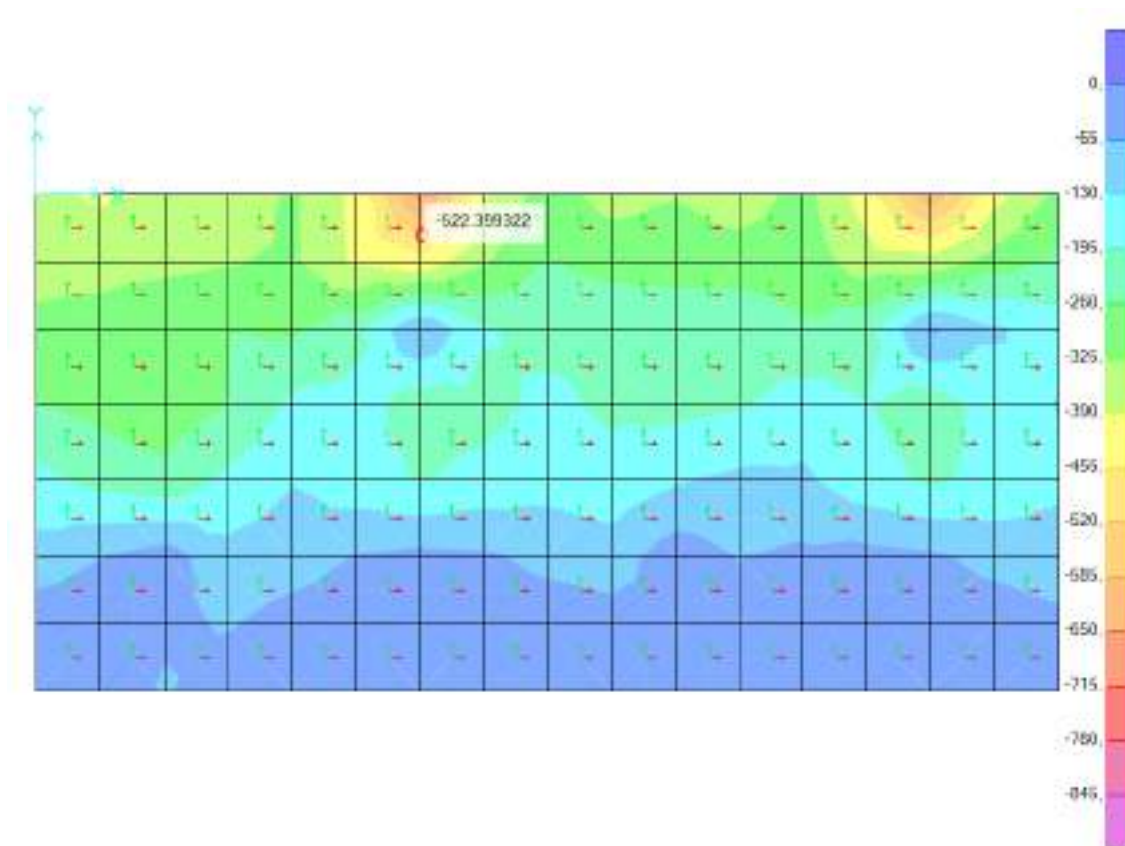


12.1.5.9 Diagrama de cortante 2-3 máximo por envolvente de diseño (kN·m)

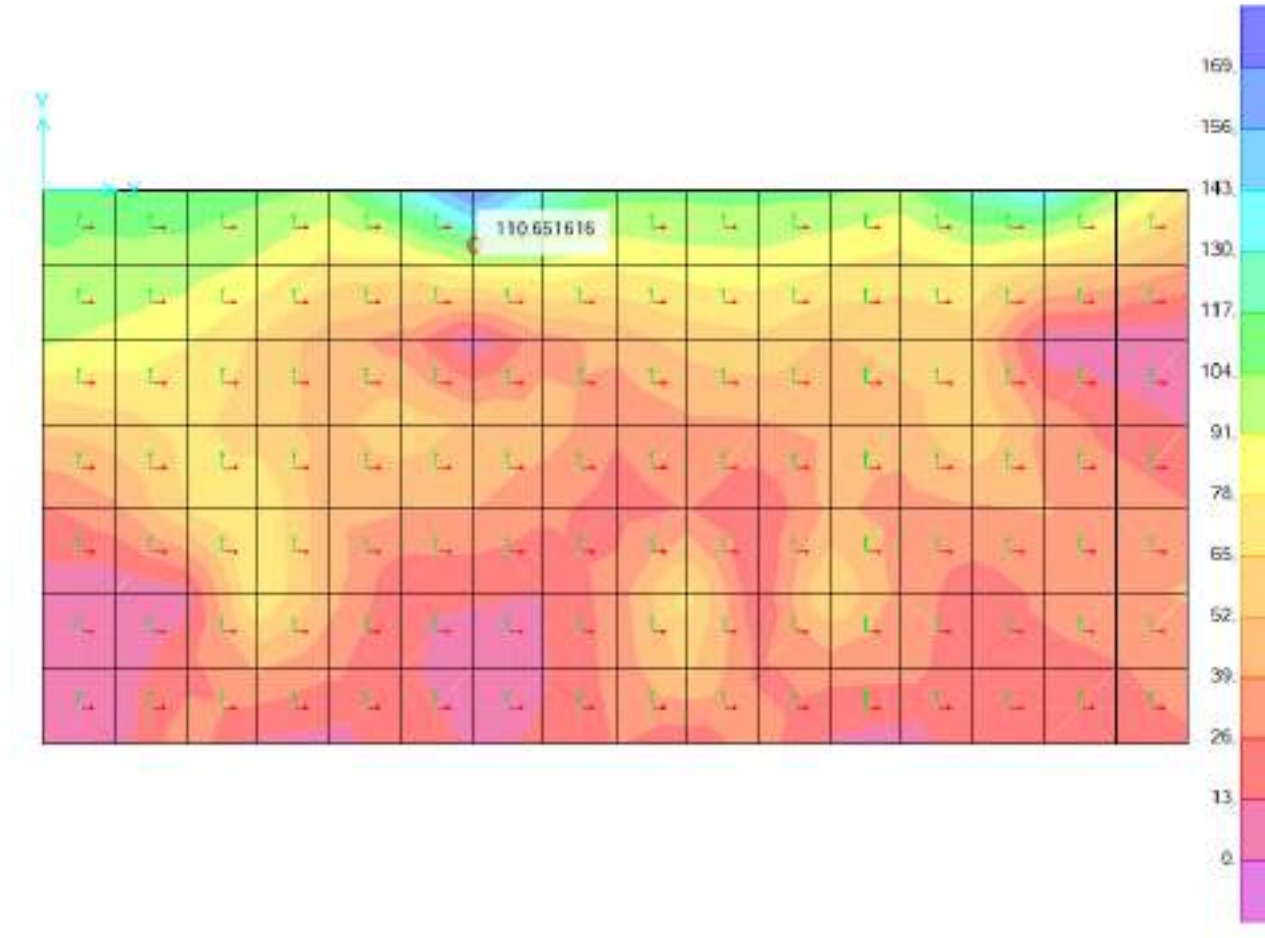


12.1.6 Zarpa M3

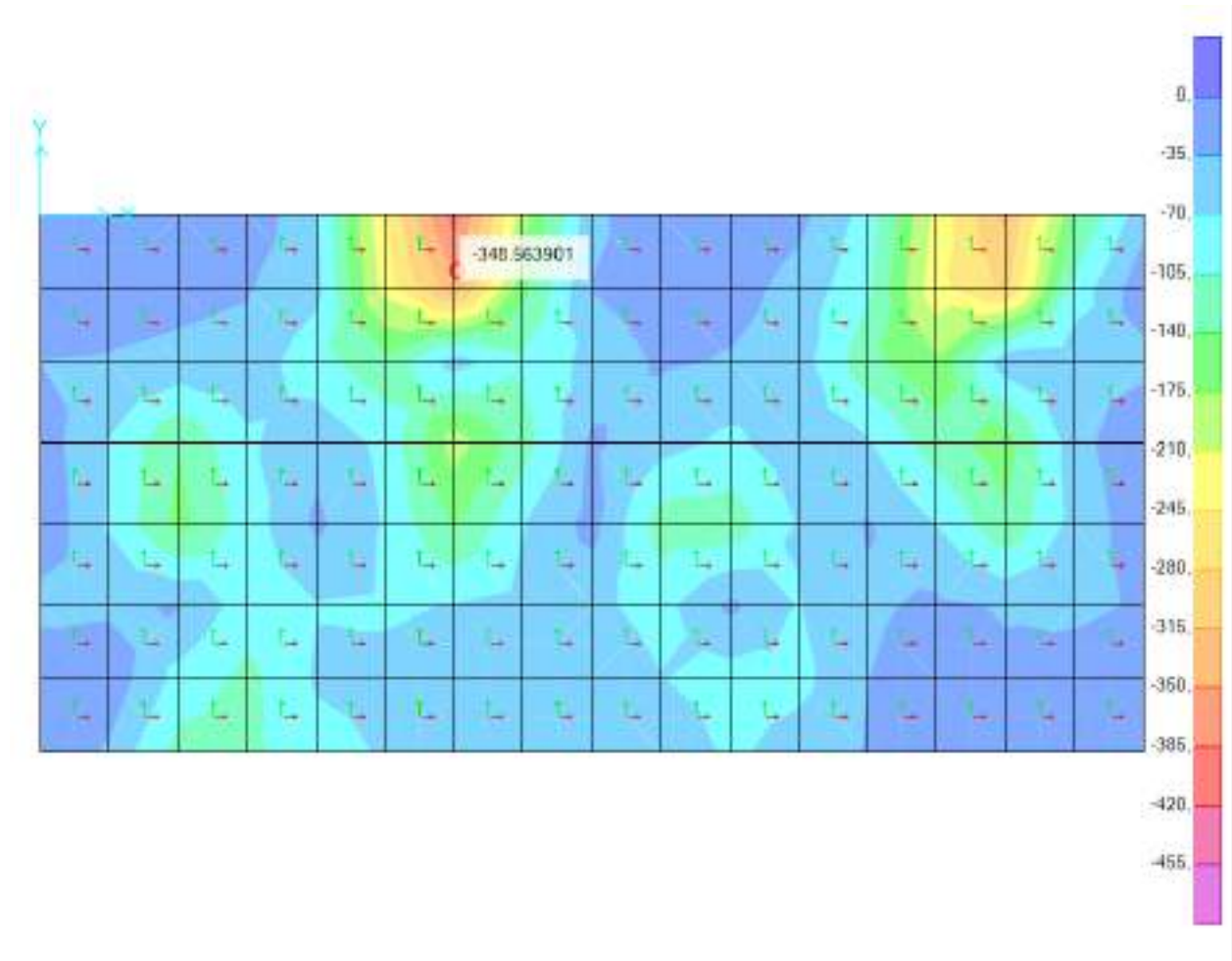
12.1.6.1 Diagrama de momento M2-2 mínimo por envolvente de diseño (kN·m)



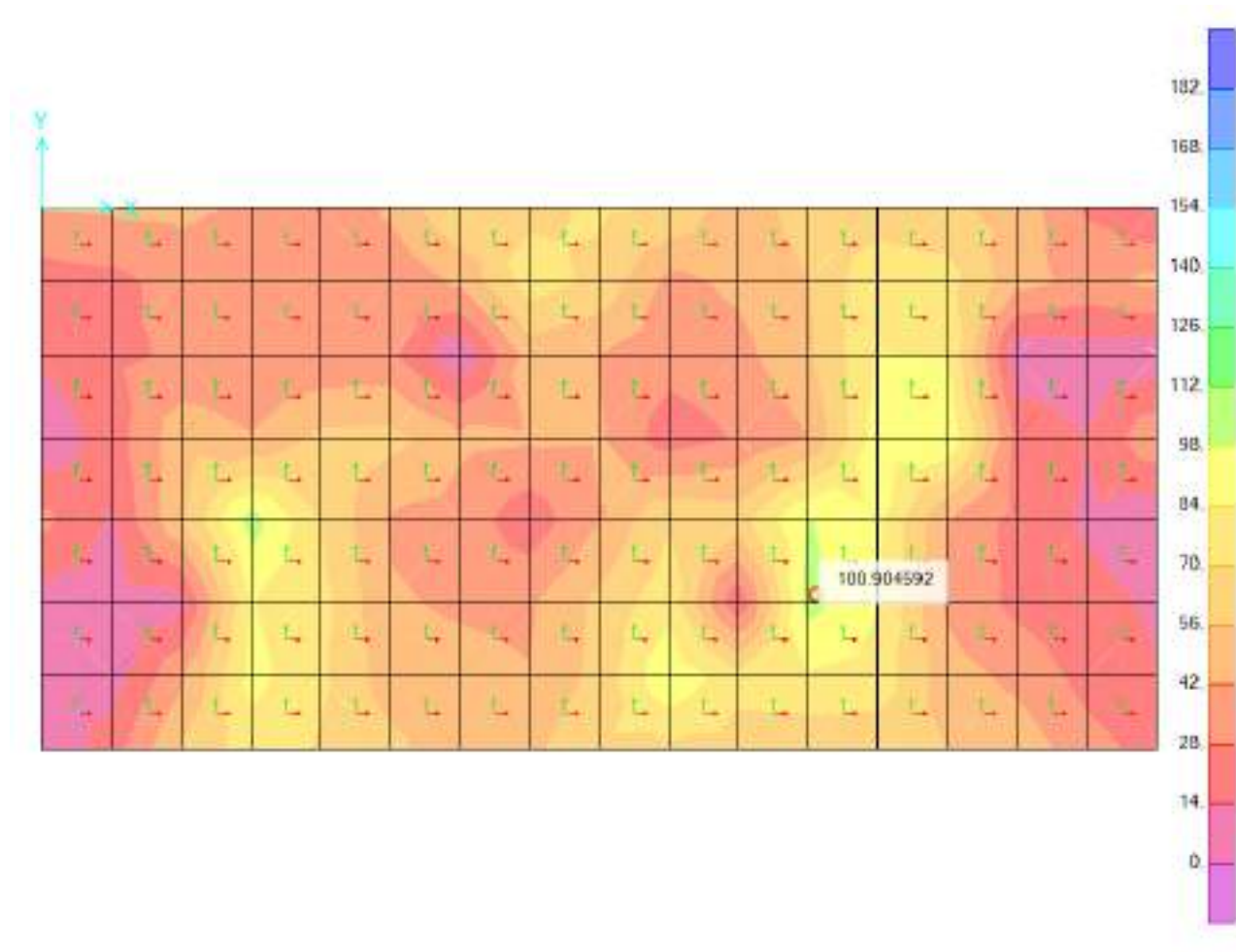
12.1.6.2 Diagrama de momento M2-2 máximo por envoltente de diseño (kN·m)



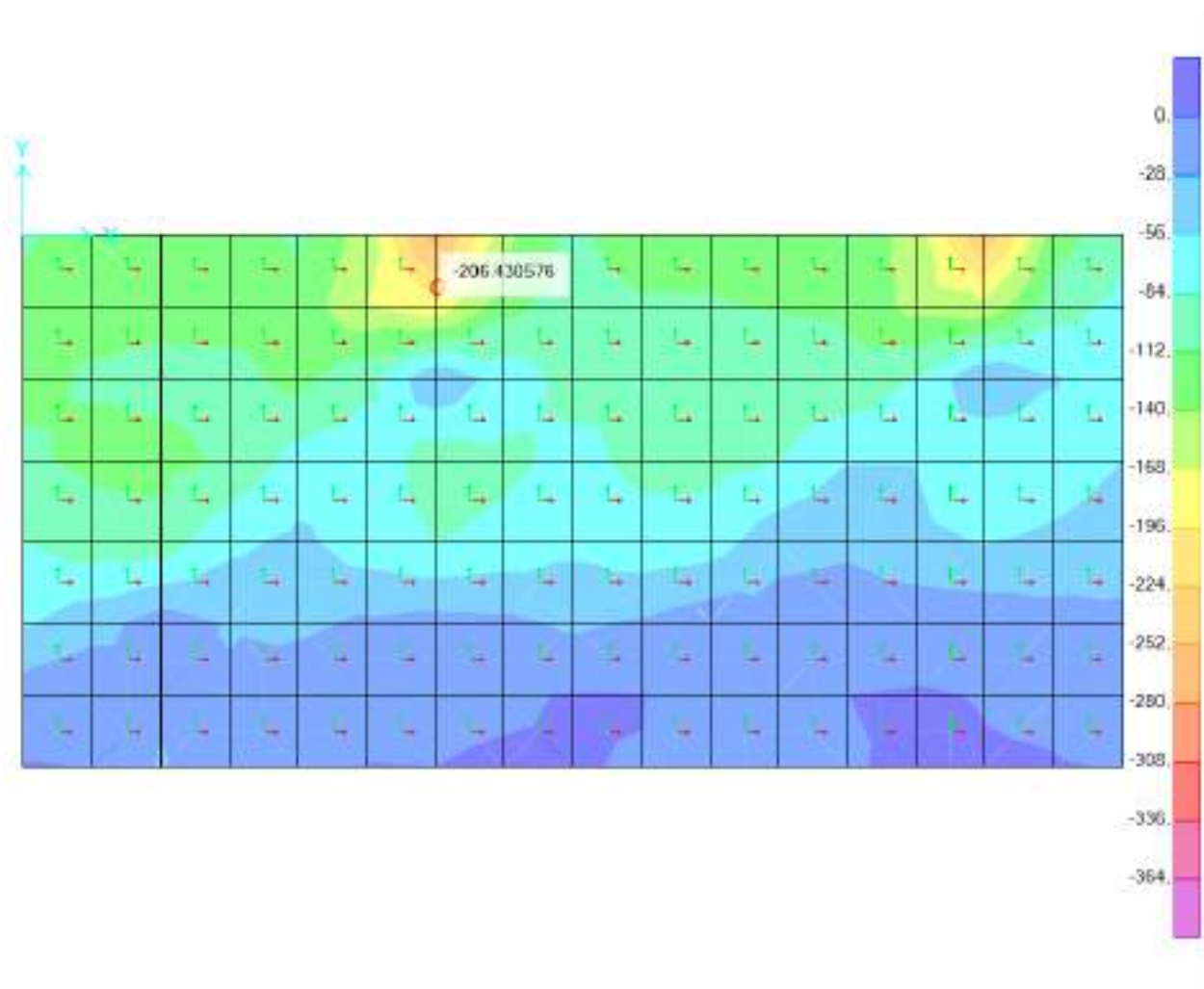
12.1.6.3 Diagrama de momento M1-1 mínimo por envoltorio de diseño (kN·m)



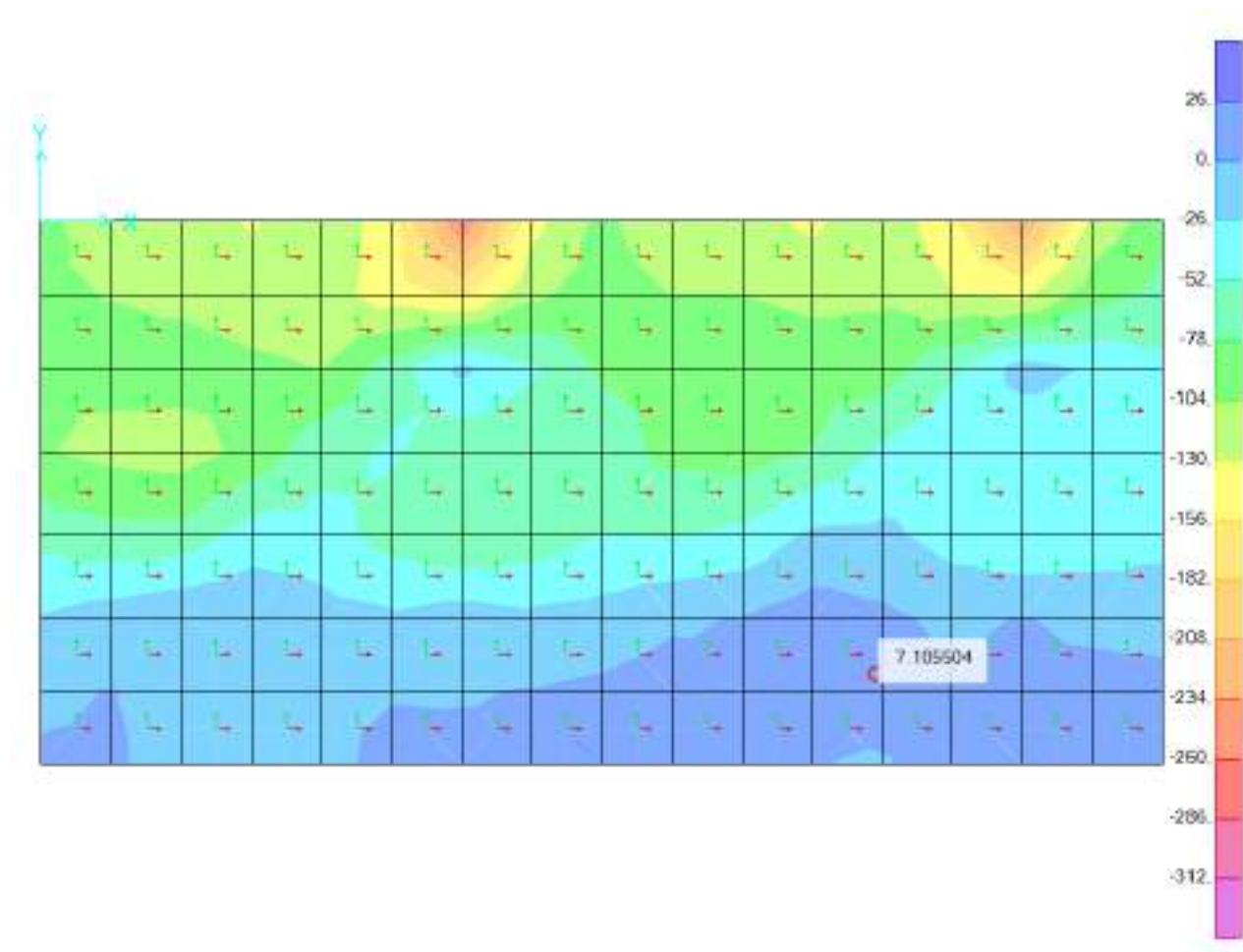
12.1.6.4 Diagrama de momento M1-1 máximo por envoltente de diseño (kN·m)



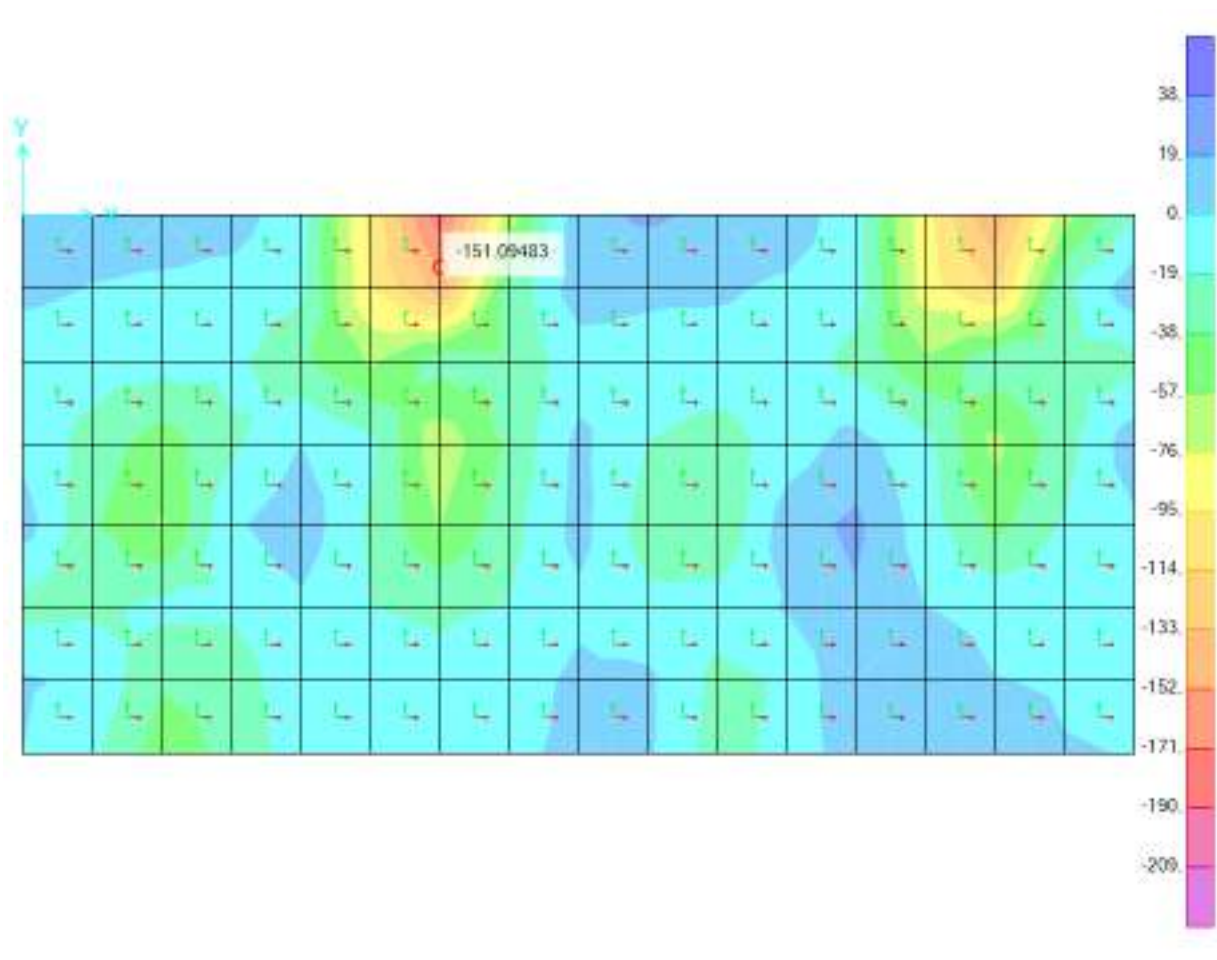
12.1.6.5 Diagrama de momento M2-2 mínimo por ELS (kN·m)



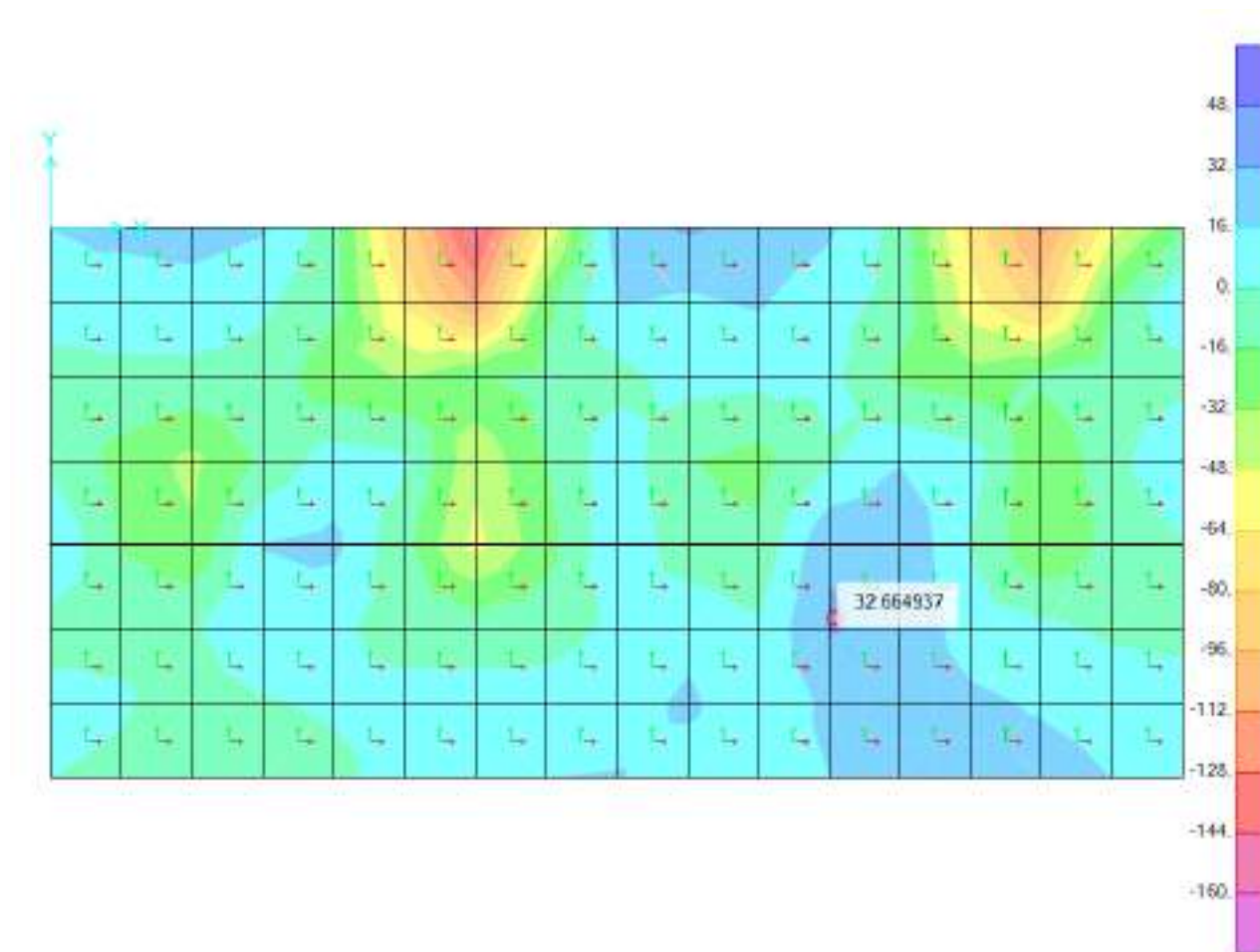
12.1.6.6 Diagrama de momento M2-2 máximo por ELS (kN·m)



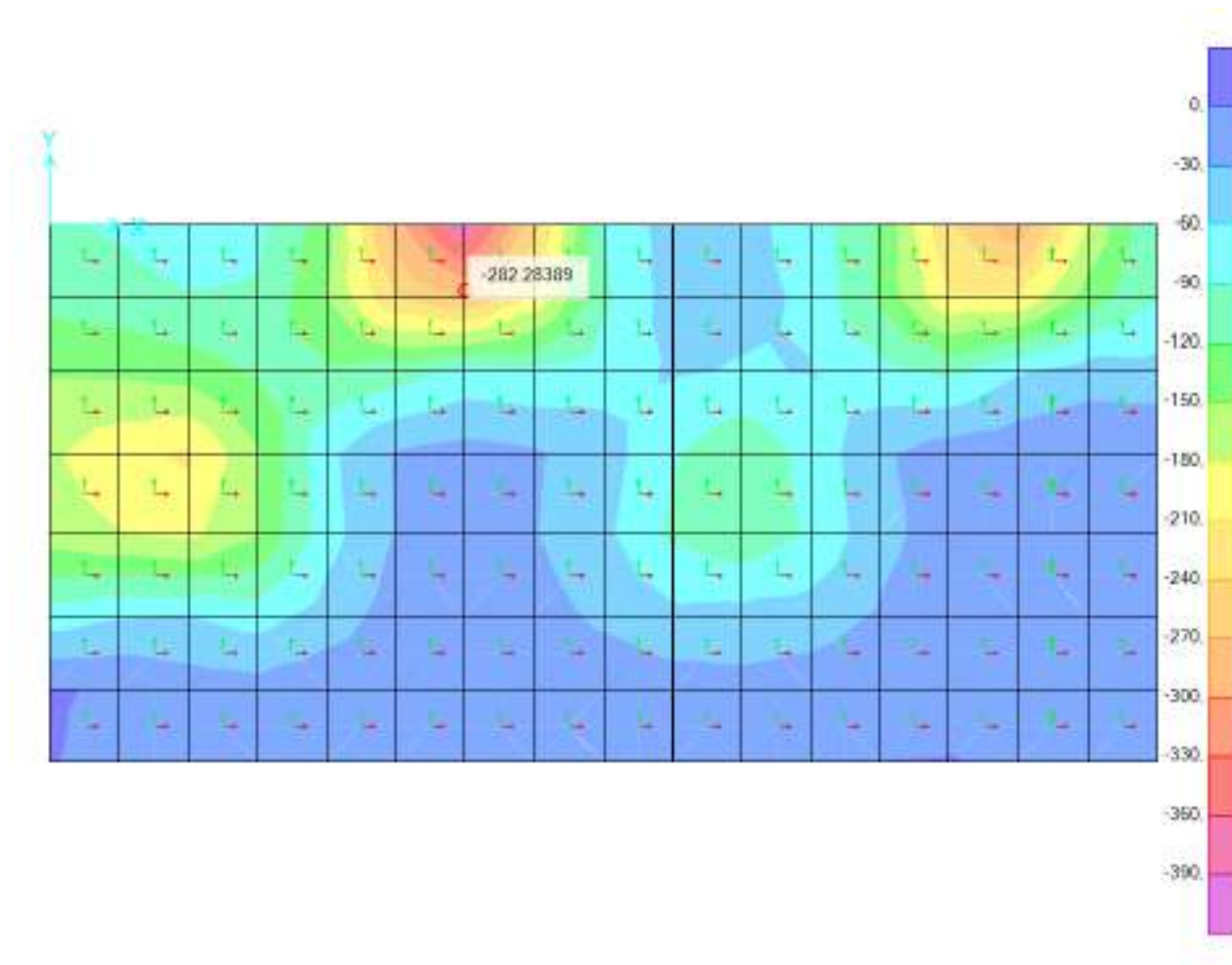
12.1.6.7 Diagrama de momento M1-1 mínimo por ELS (kN·m)



12.1.6.8 Diagrama de momento M1-1 máximo por ELS (kN·m)

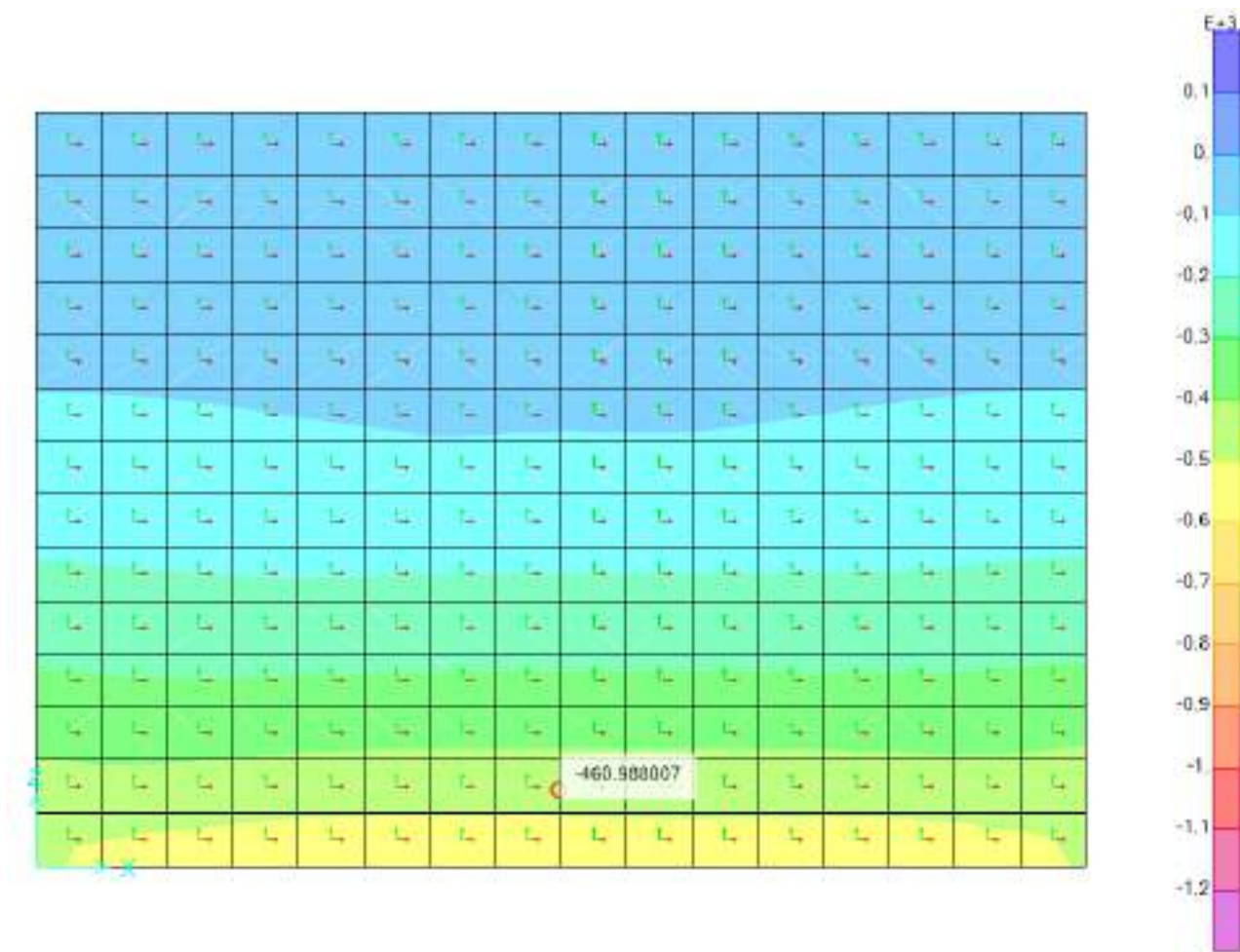


12.1.6.9 Diagrama de cortante 2-3 máximo por envoltente de diseño (kN·m)

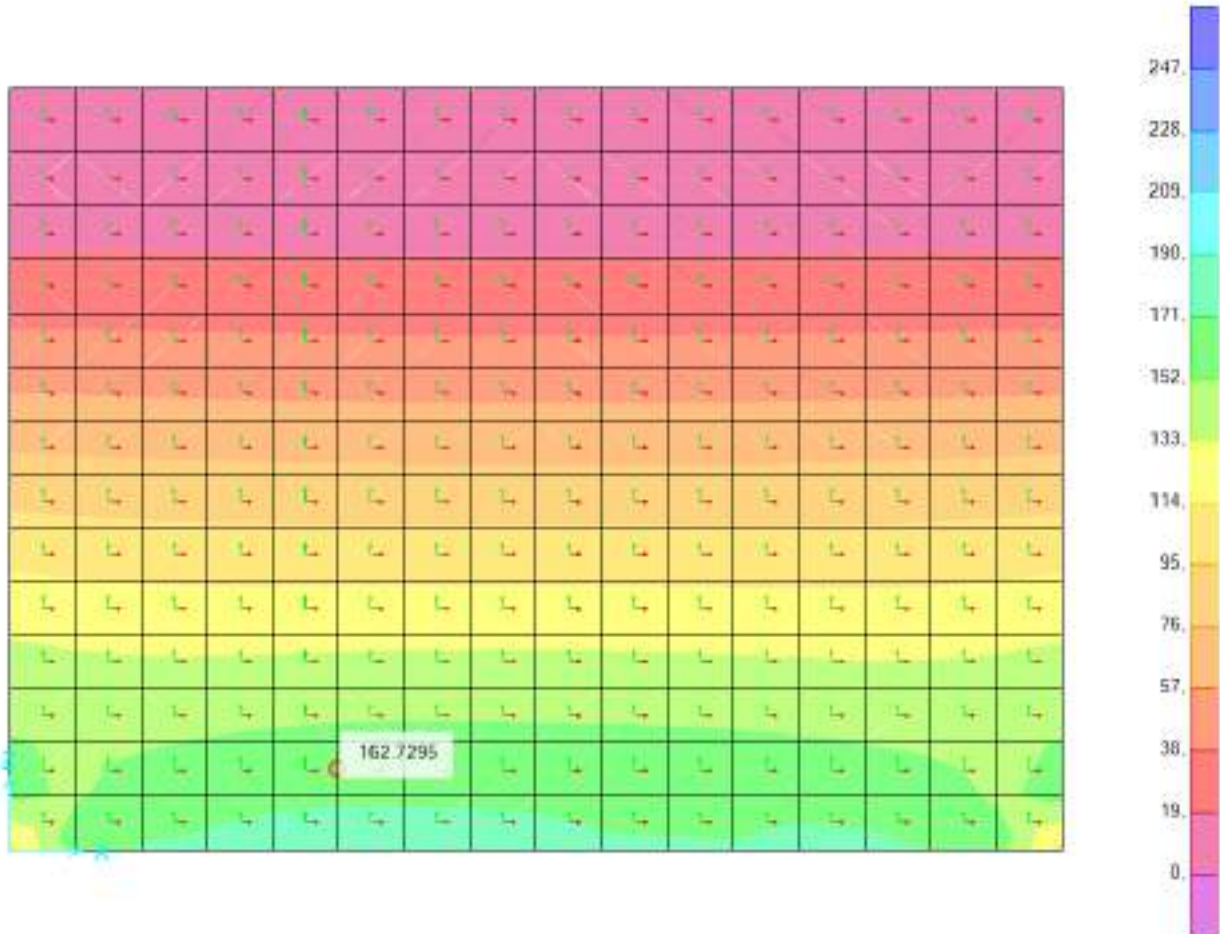


12.1.7 Vástago M1

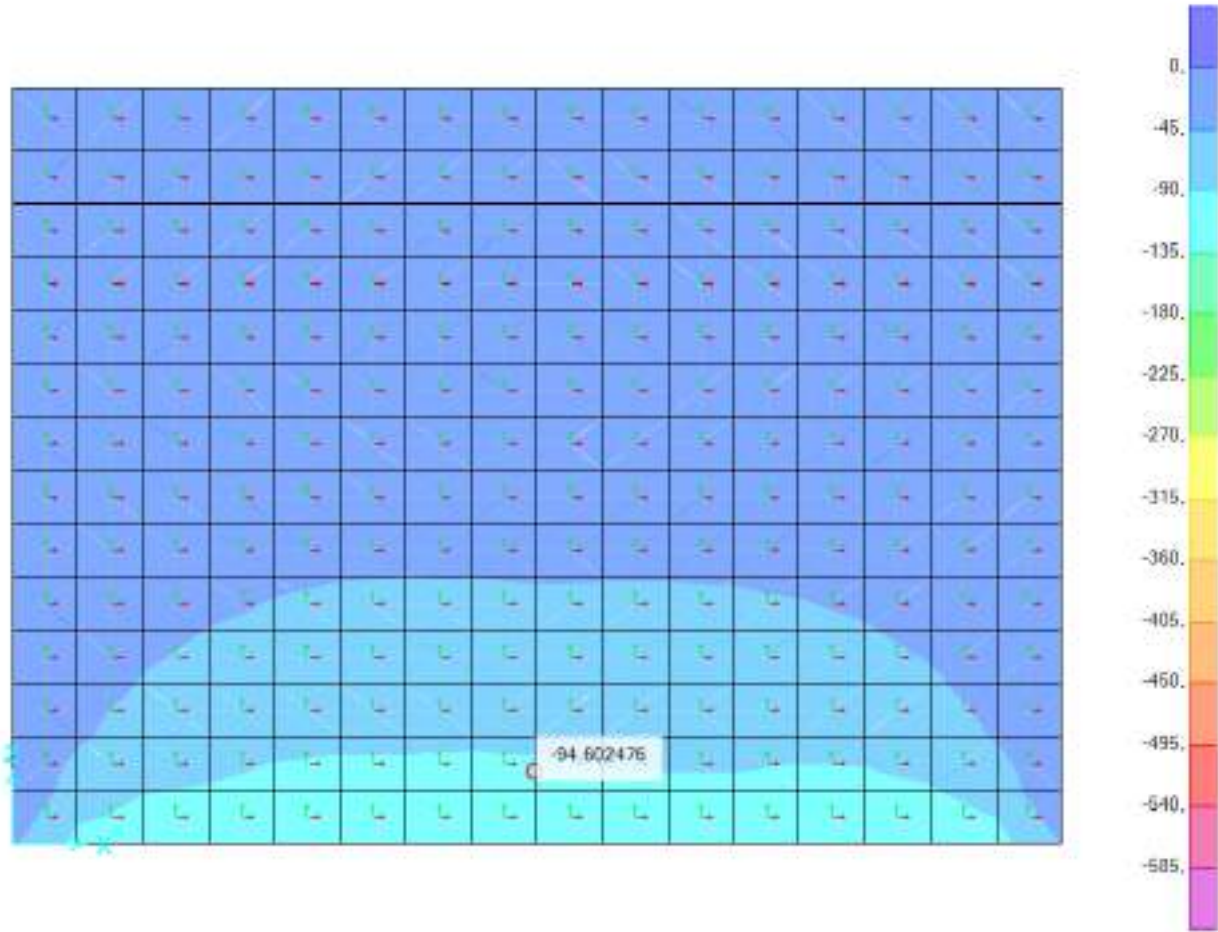
12.1.7.1 Diagrama de momento M2-2 mínimo por envolvente de diseño (kN·m)



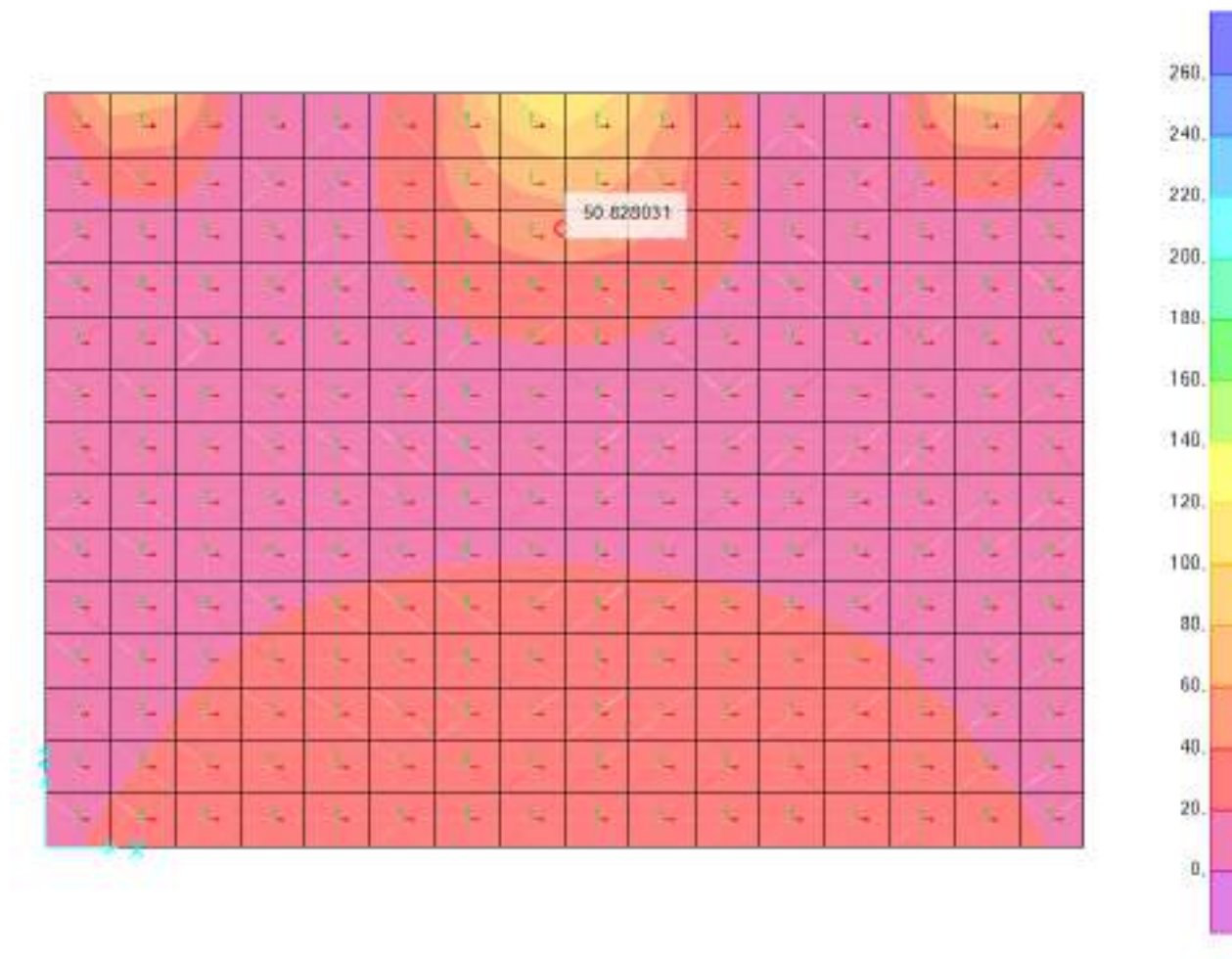
12.1.7.2 Diagrama de momento M2-2 máximo por envoltente de diseño (kN·m)



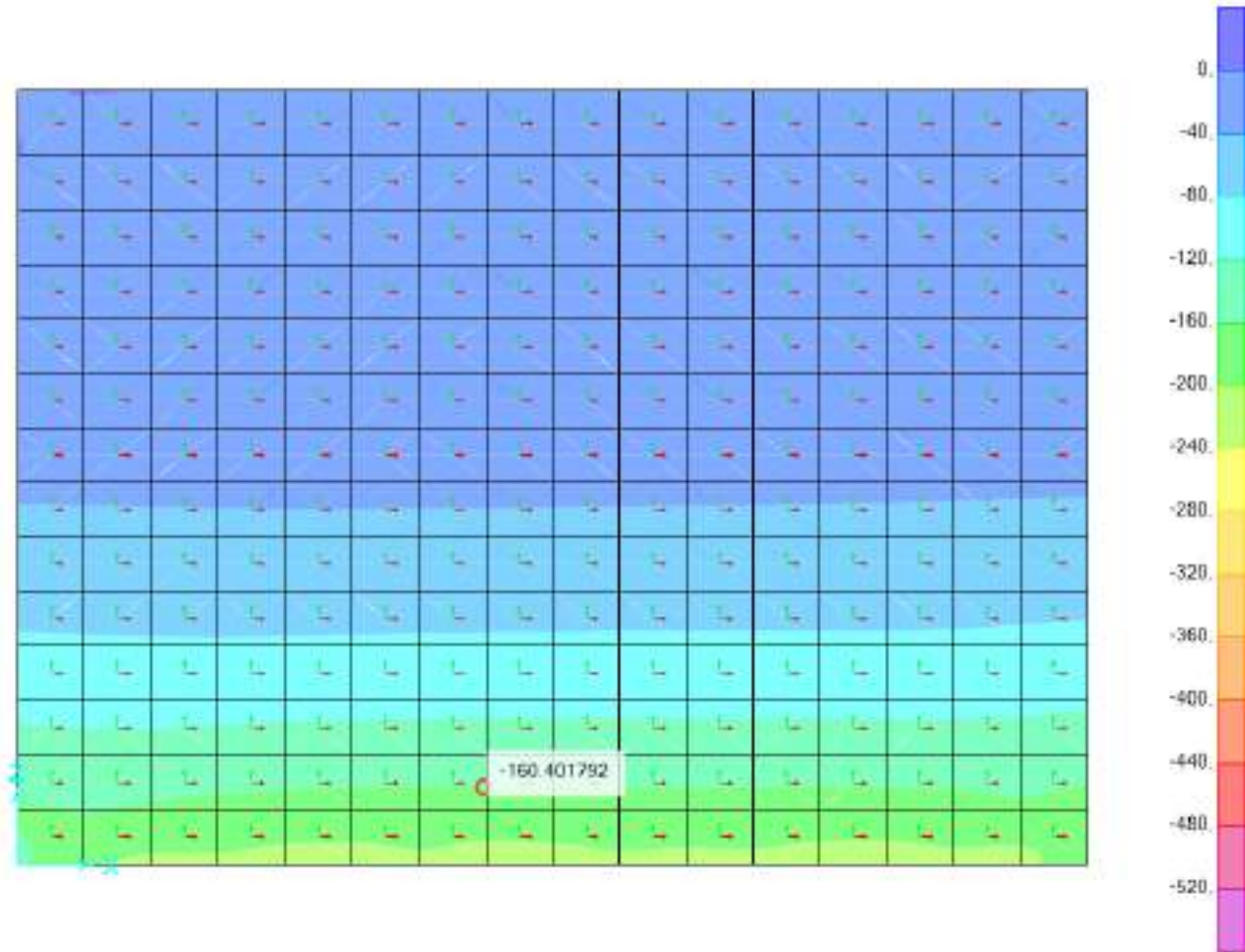
12.1.7.3 Diagrama de momento M1-1 mínimo por envolvente de diseño (kN·m)



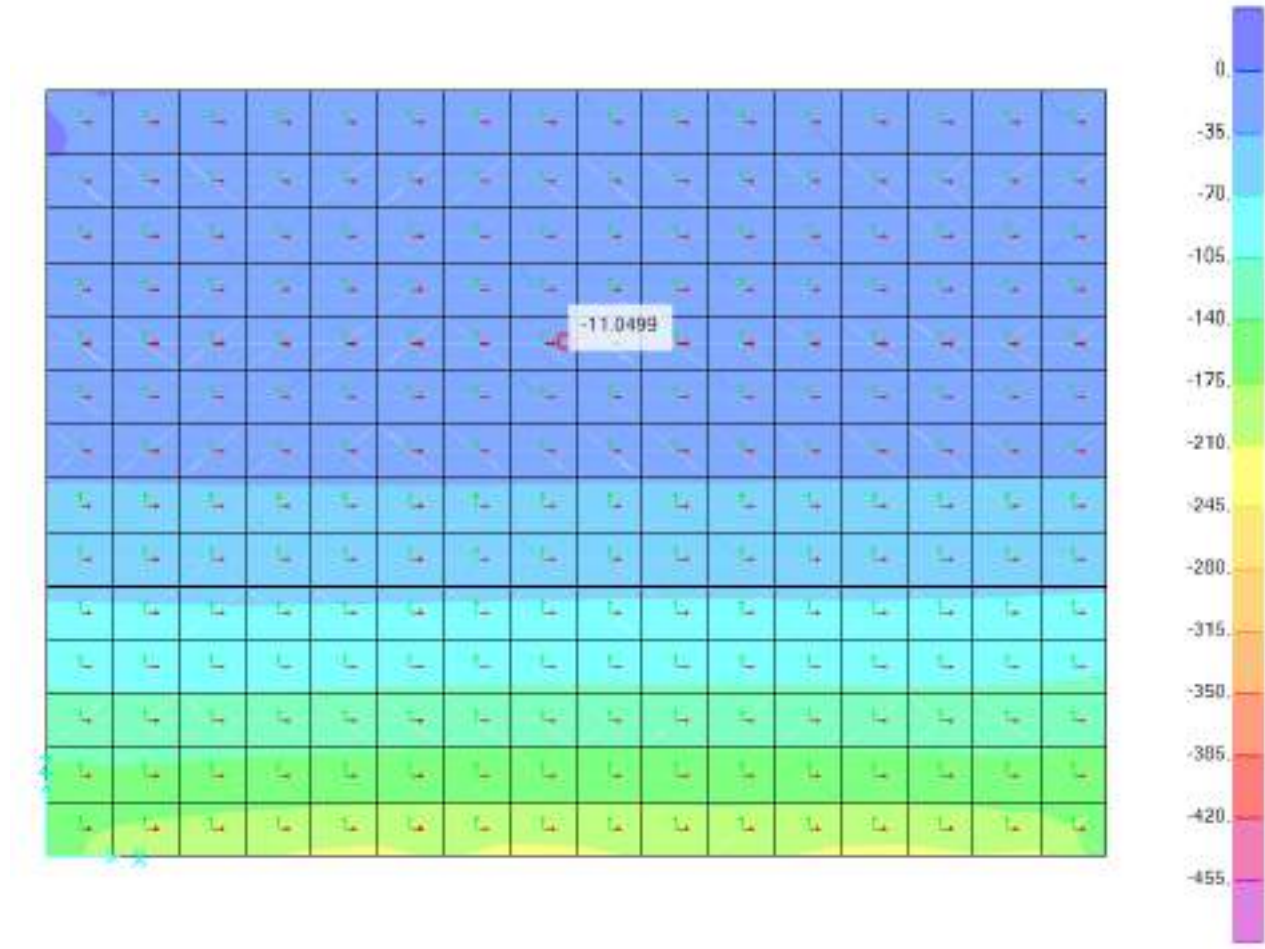
12.1.7.4 Diagrama de momento M1-1 máximo por envoltorio de diseño (kN·m)



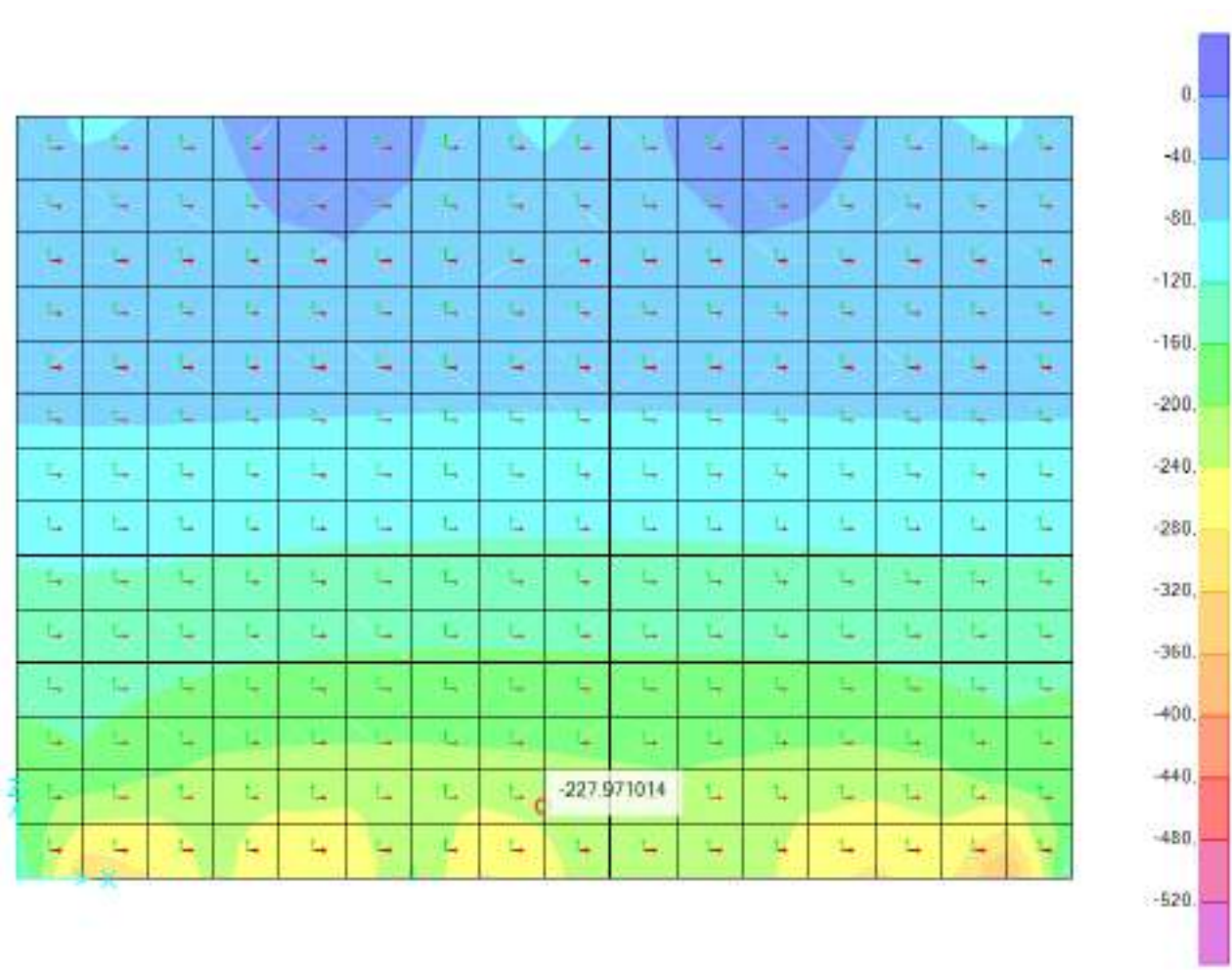
12.1.7.5 Diagrama de momento M2-2 mínimo por ELS (kN·m)



12.1.7.6 Diagrama de momento M2-2 máximo por ELS (kN·m)

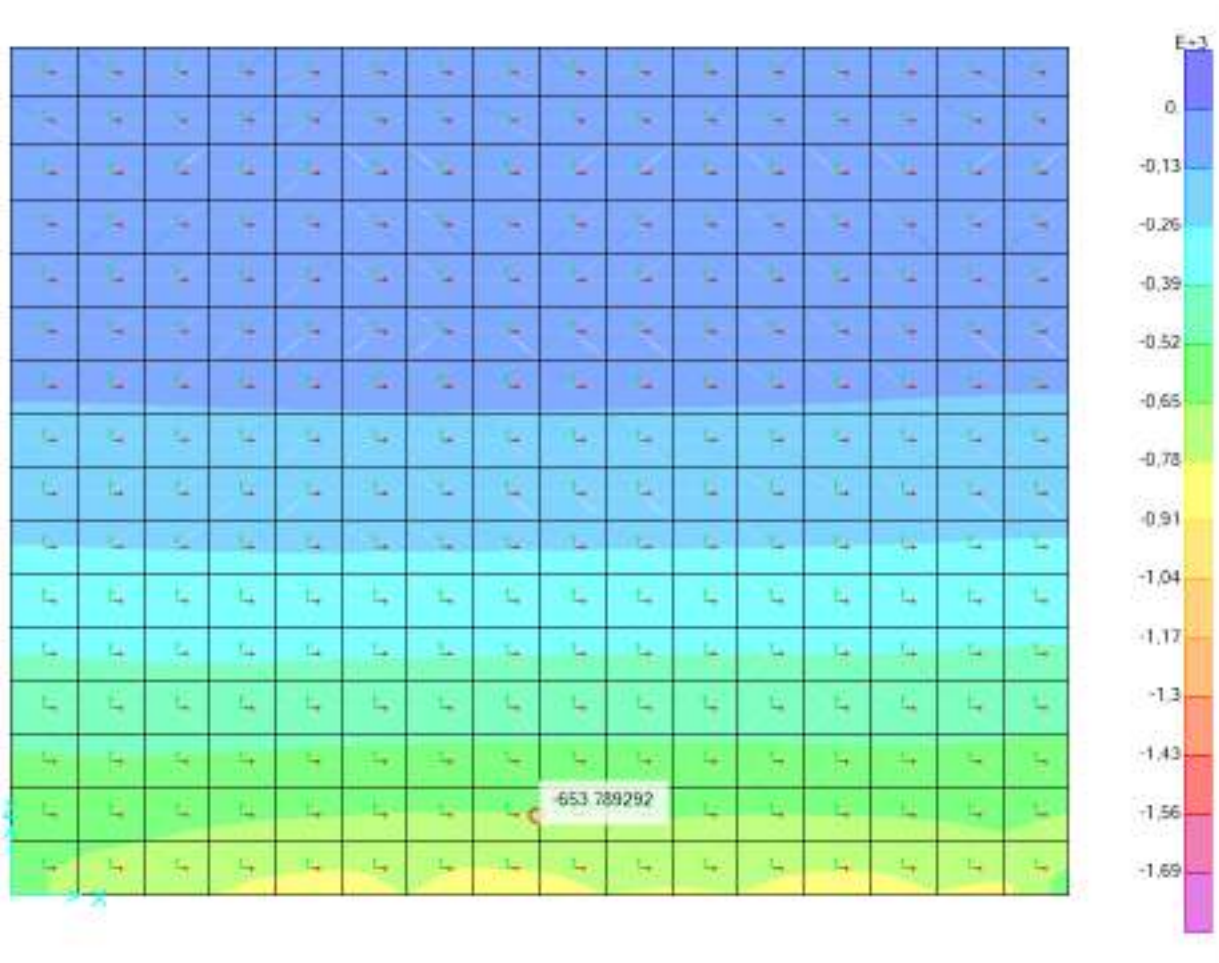


12.1.7.7 Diagrama de cortante 2-3 máximo por envoltente de diseño (kN·m)

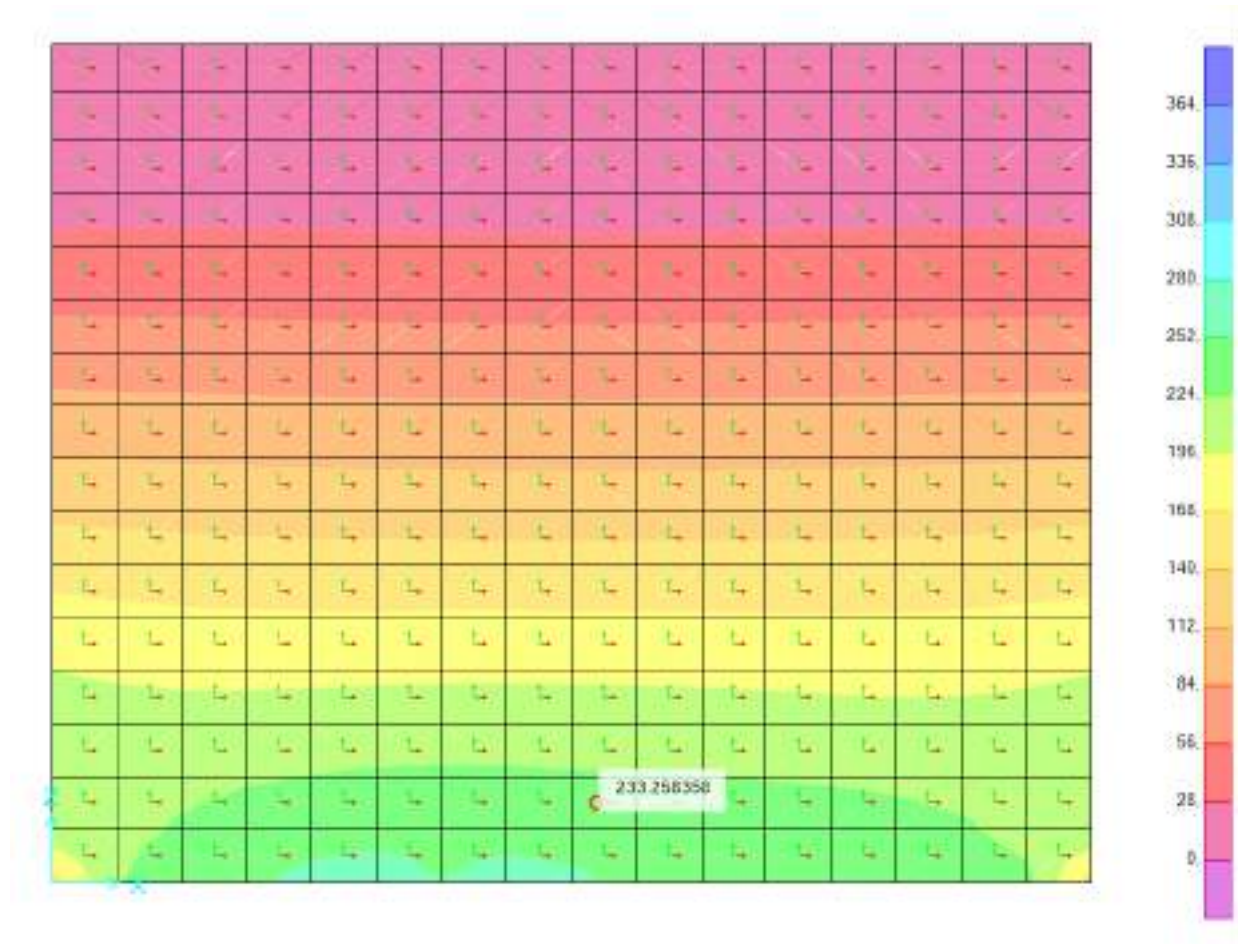


12.1.8 Vástago M2

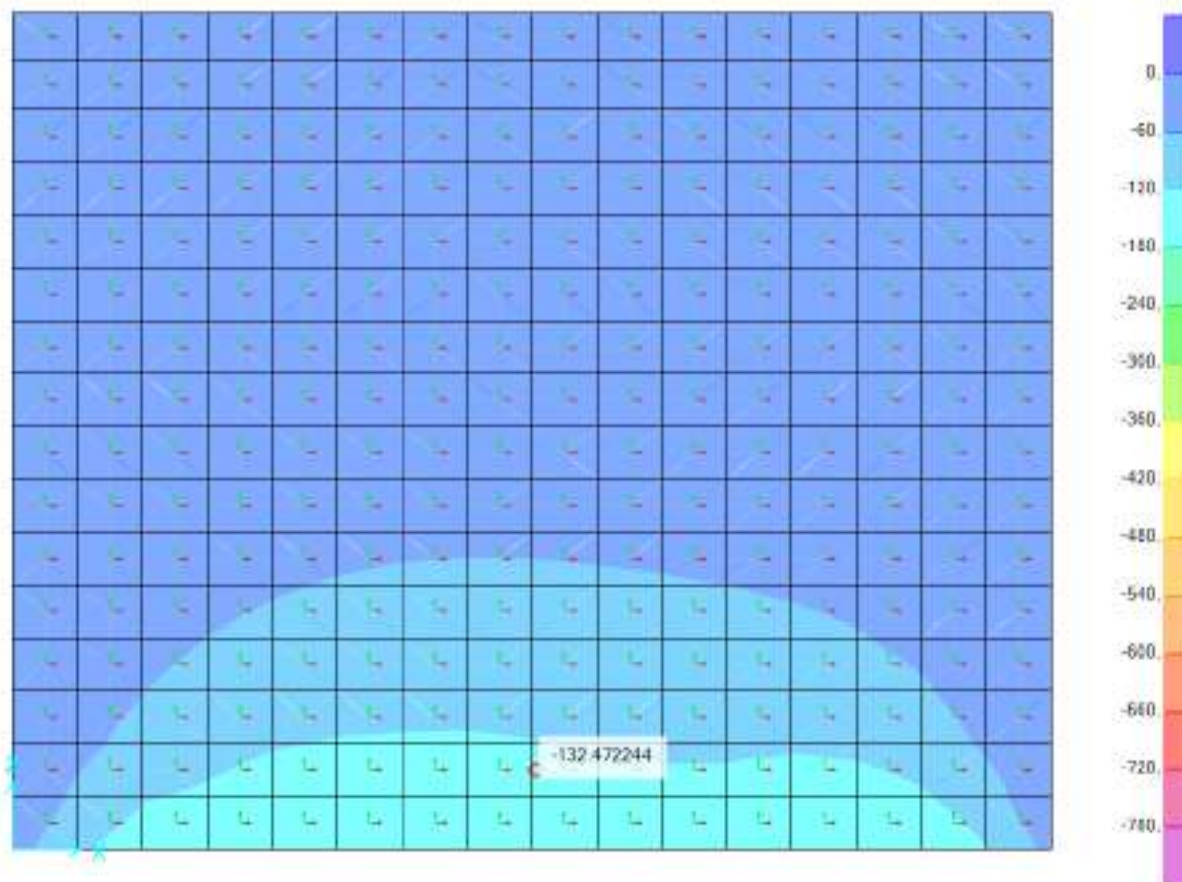
12.1.8.1 Diagrama de momento M2-2 mínimo por envolvente de diseño (kN·m)



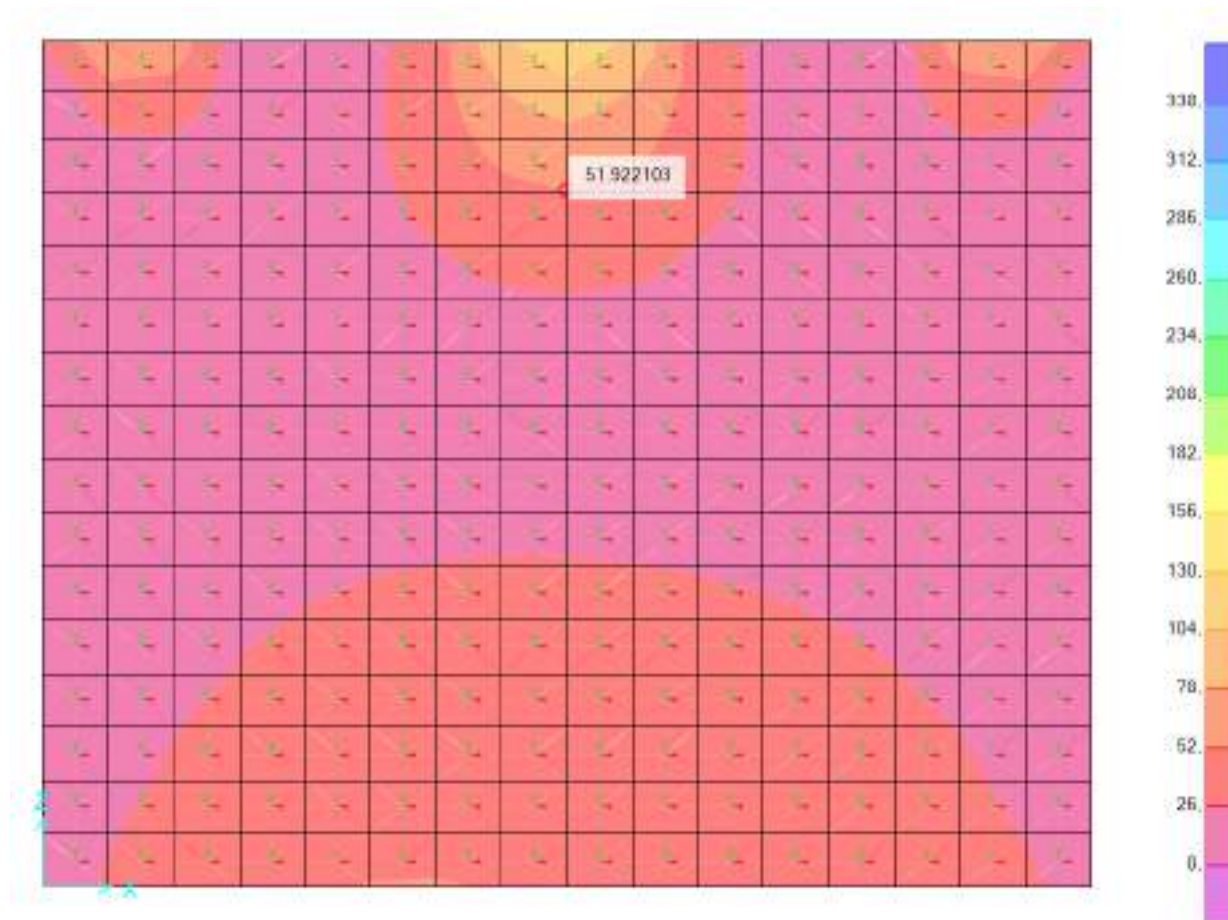
12.1.8.2 Diagrama de momento M2-2 máximo por envoltorio de diseño (kN·m)



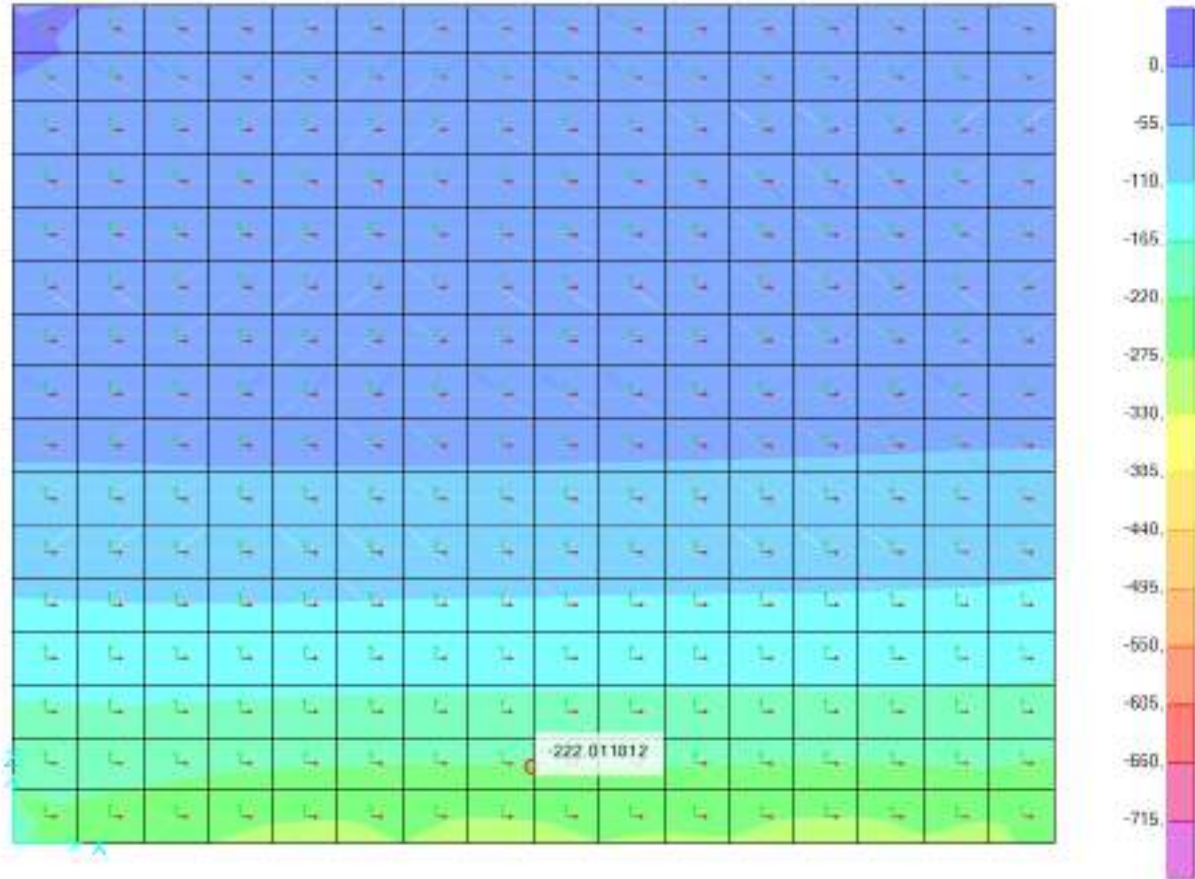
12.1.8.3 Diagrama de momento M1-1 mínimo por envolvente de diseño (kN·m)



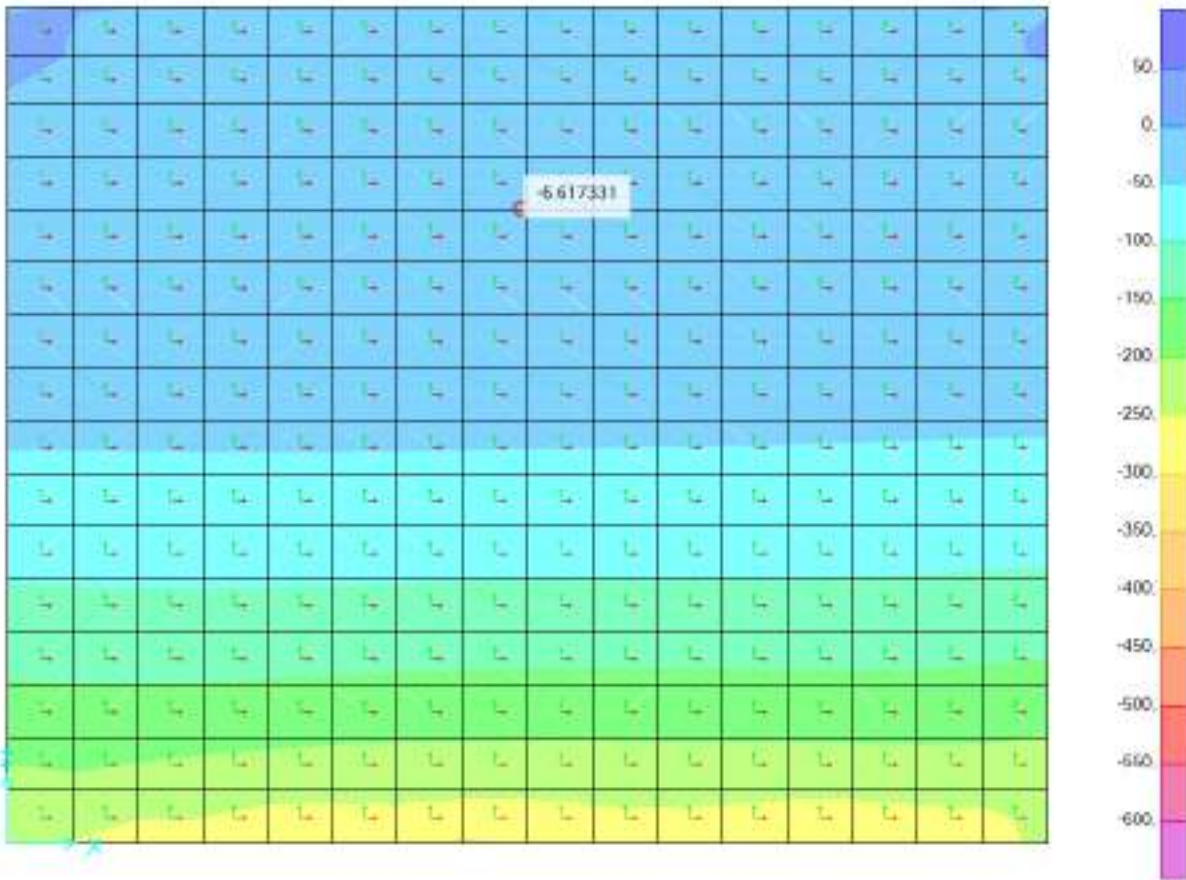
12.1.8.4 Diagrama de momento M1-1 máximo por envoltente de diseño (kN·m)



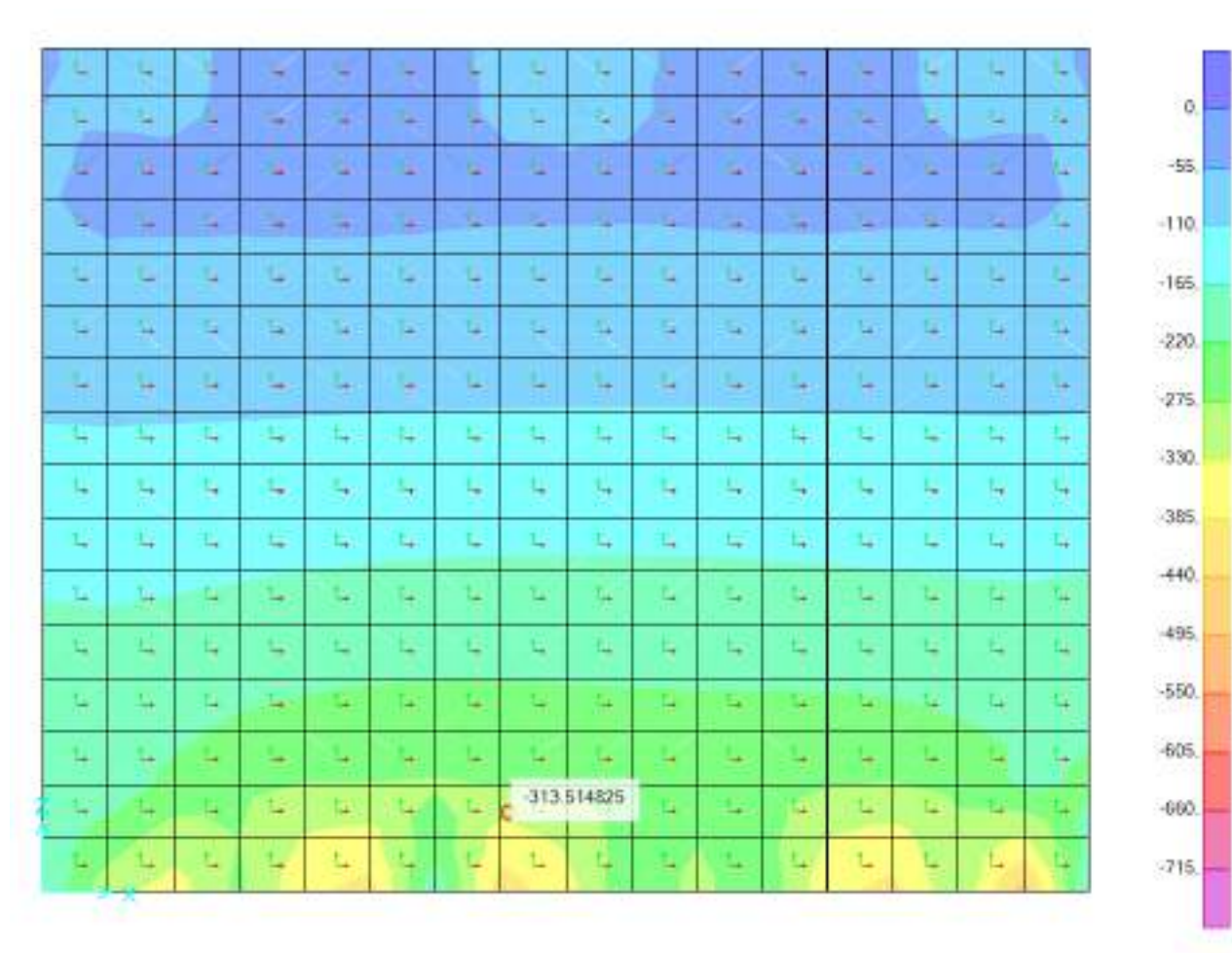
12.1.8.5 Diagrama de momento M2-2 mínimo por ELS (kN·m)



12.1.8.6 Diagrama de momento M2-2 máximo por ELS (kN·m)

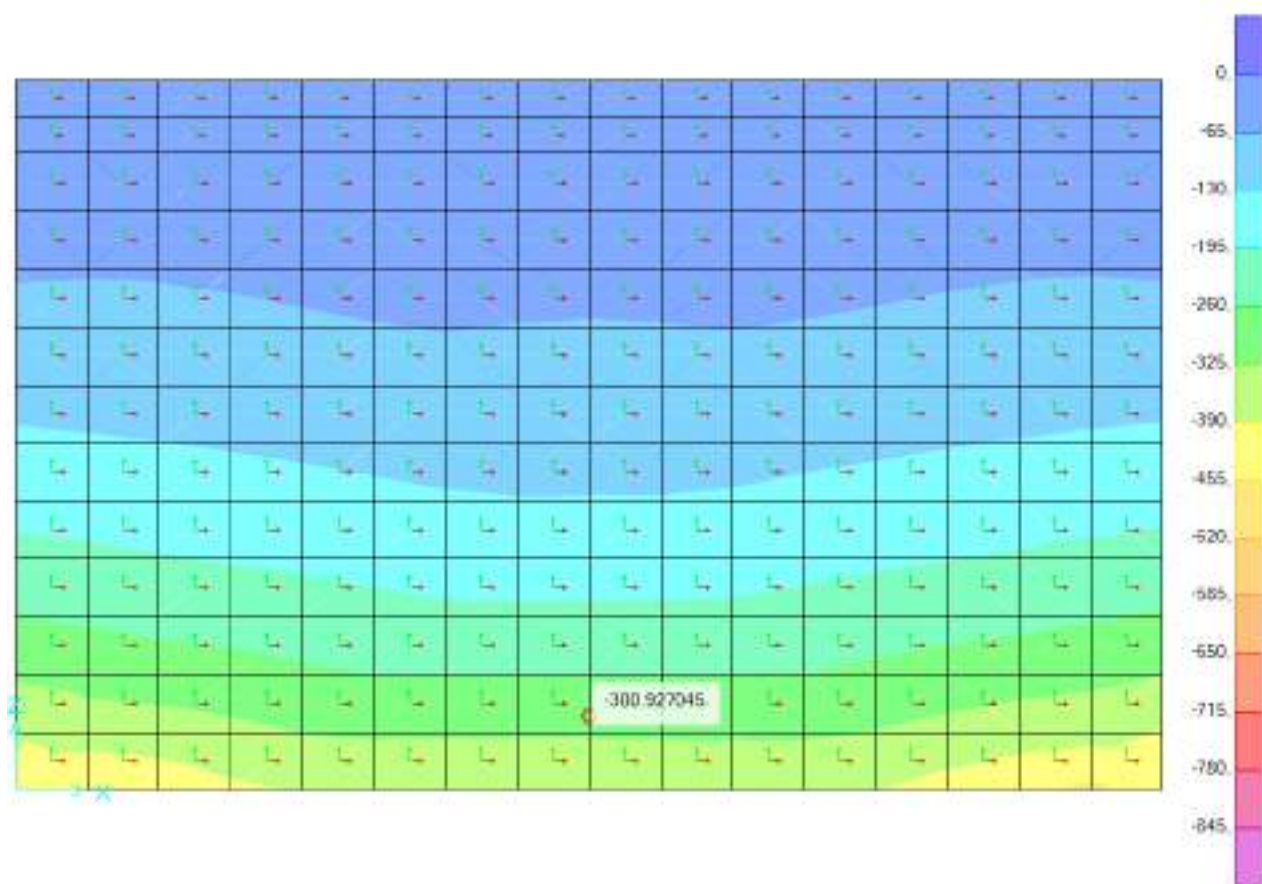


12.1.8.7 Diagrama de cortante 2-3 máximo por envolvente de diseño (kN·m)

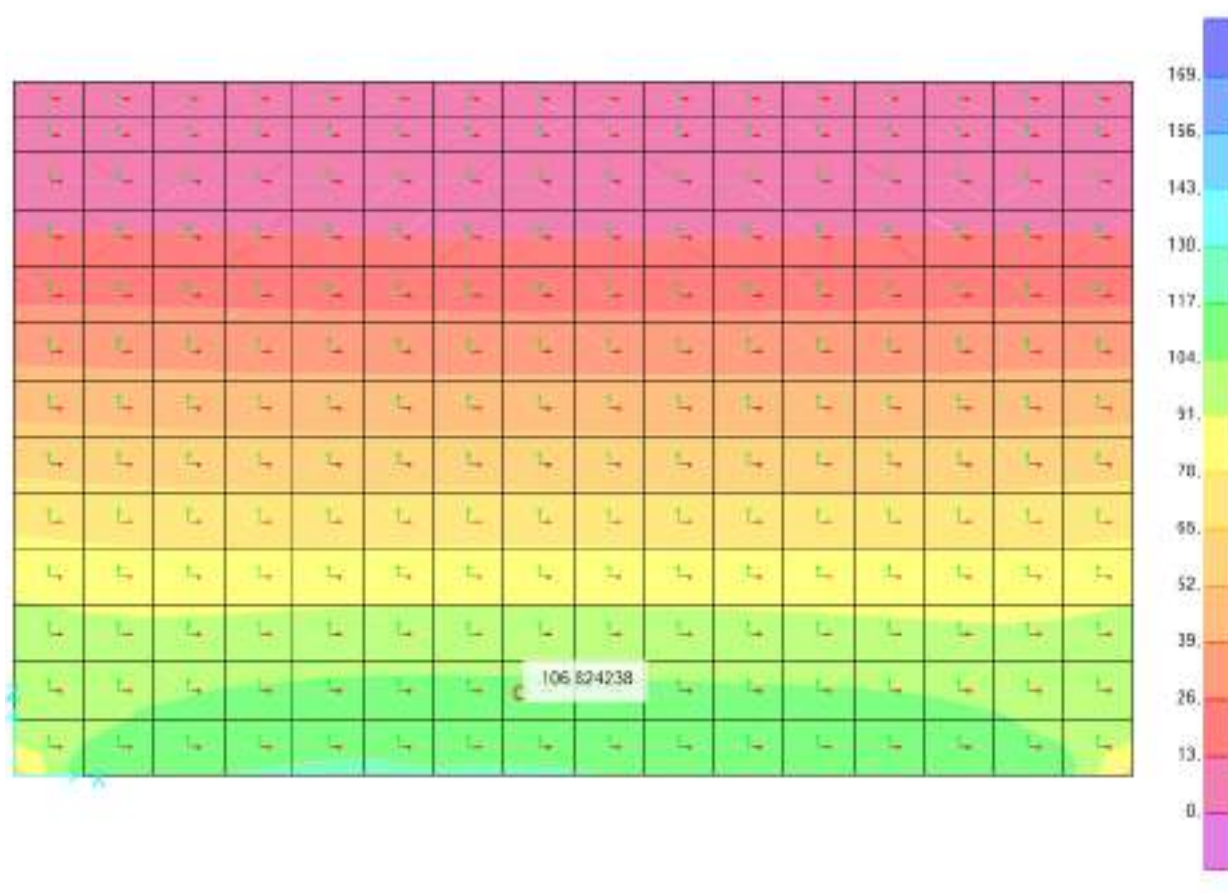


12.1.9 Vástago M3

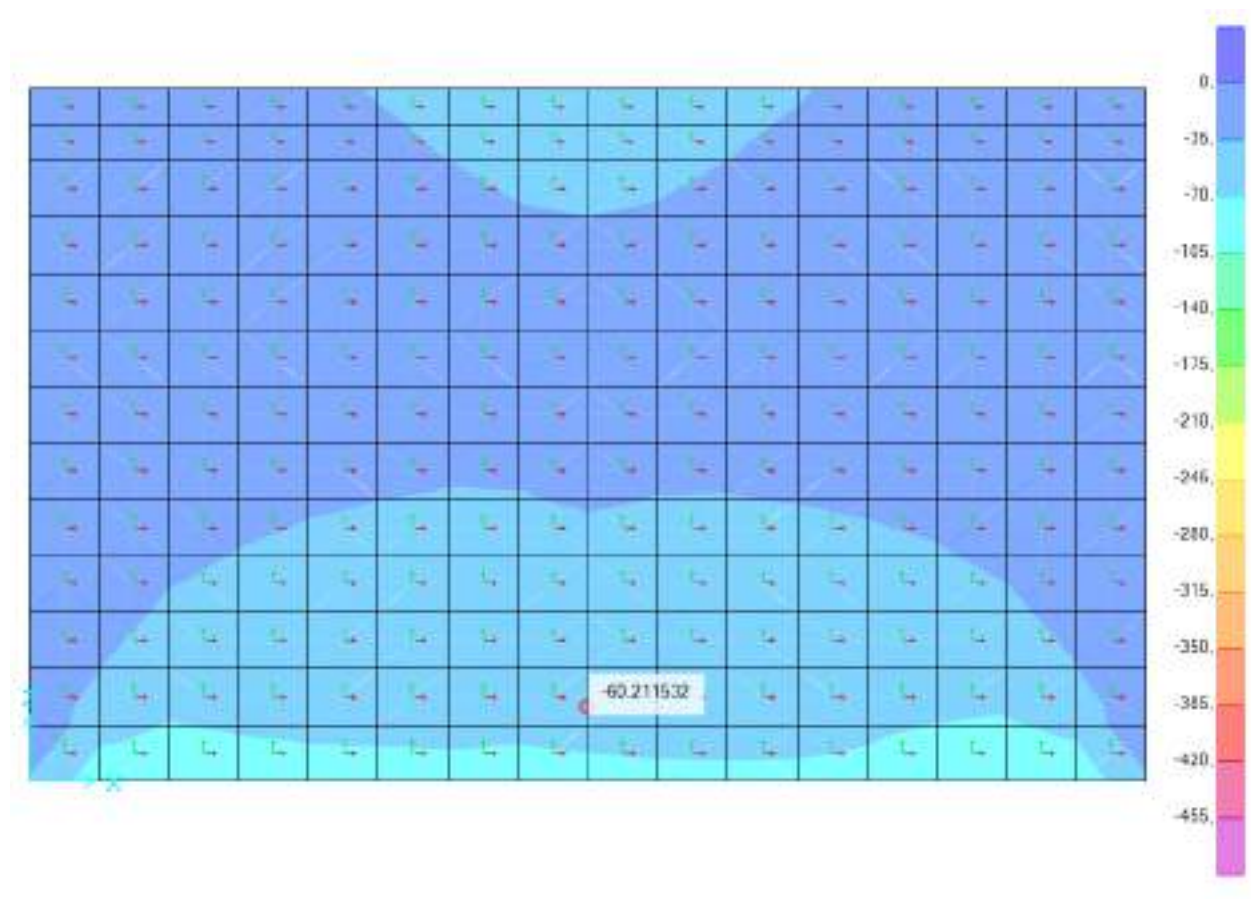
12.1.9.1 Diagrama de momento M2-2 mínimo por envolvente de diseño (kN·m)



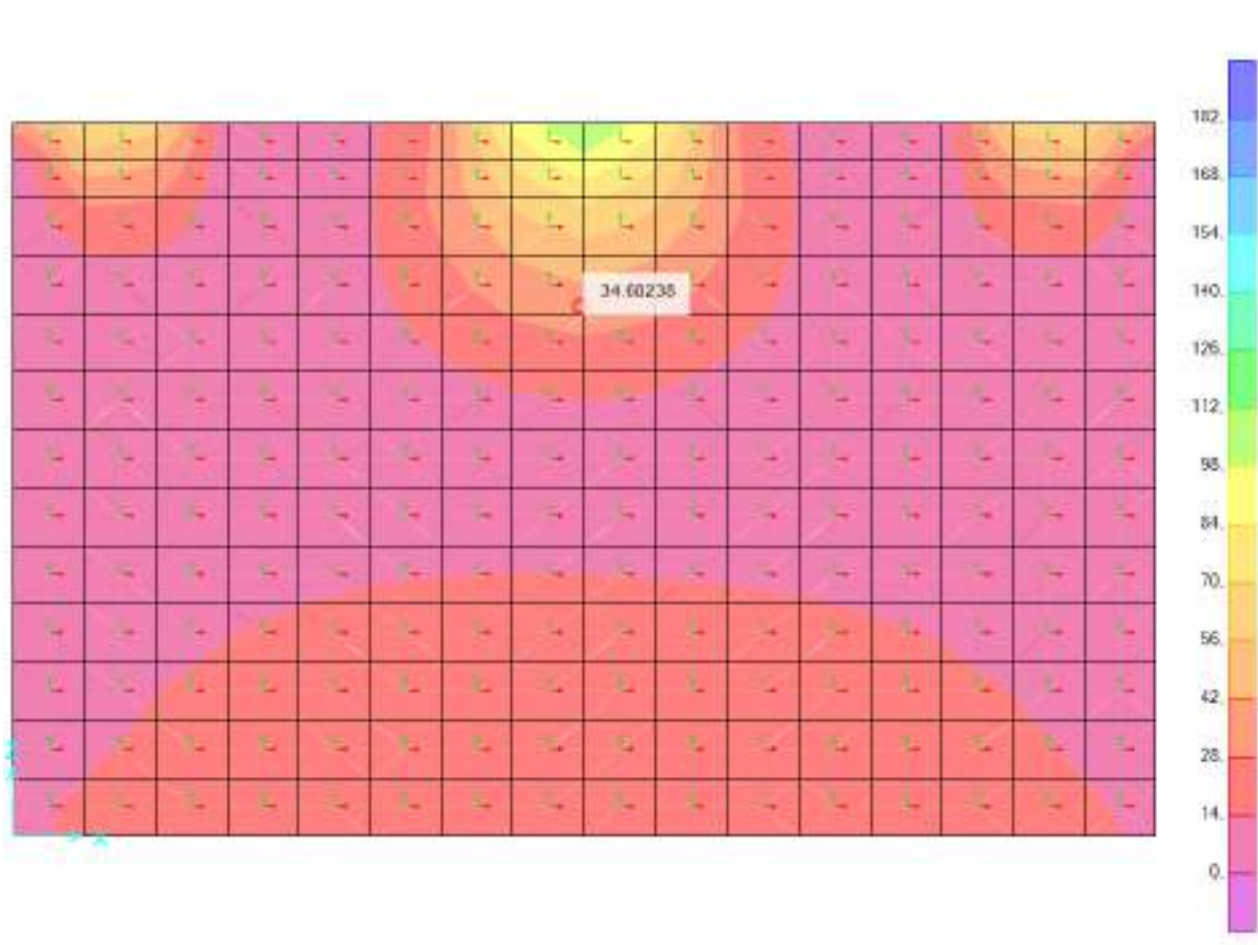
12.1.9.2 Diagrama de momento M2-2 máximo por envoltente de diseño (kN·m)



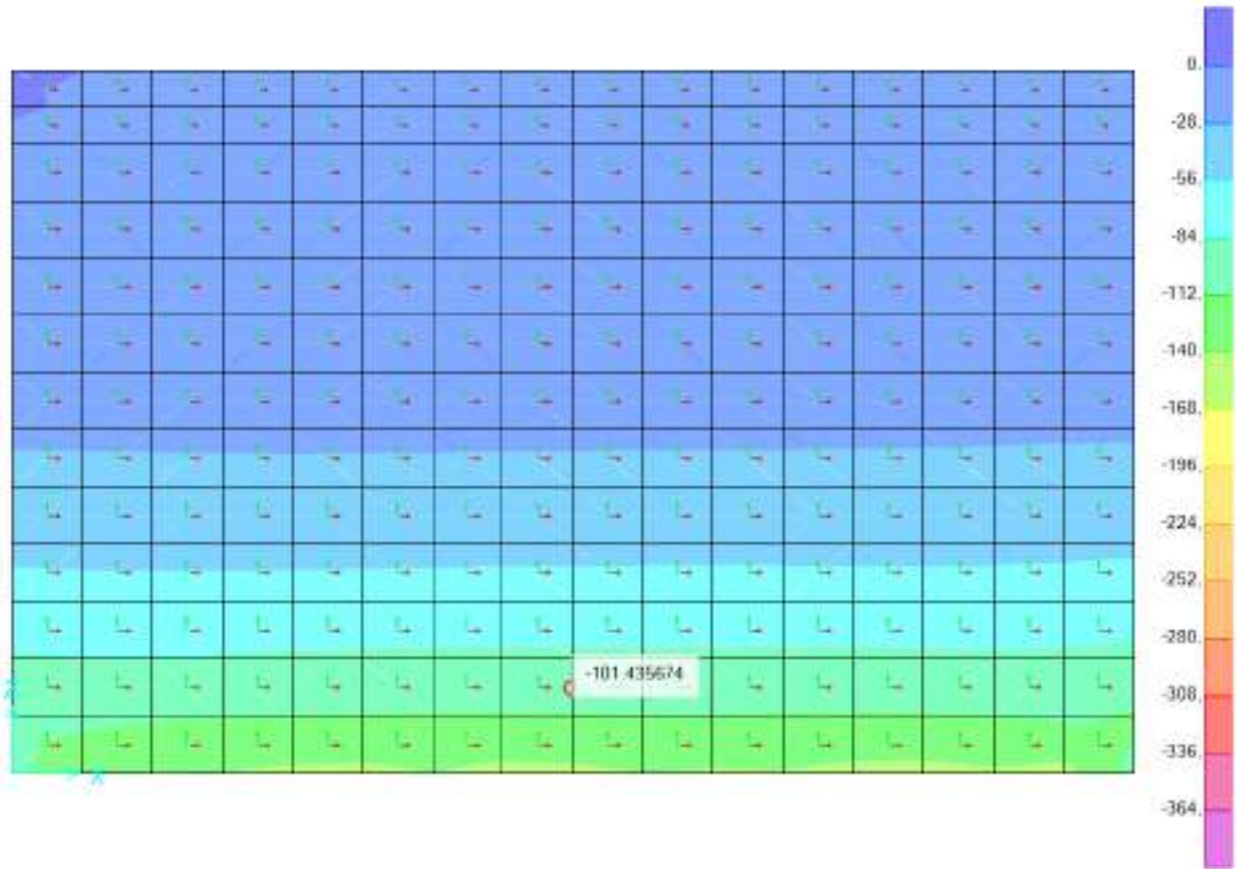
12.1.9.3 Diagrama de momento M1-1 mínimo por envolvente de diseño (kN·m)



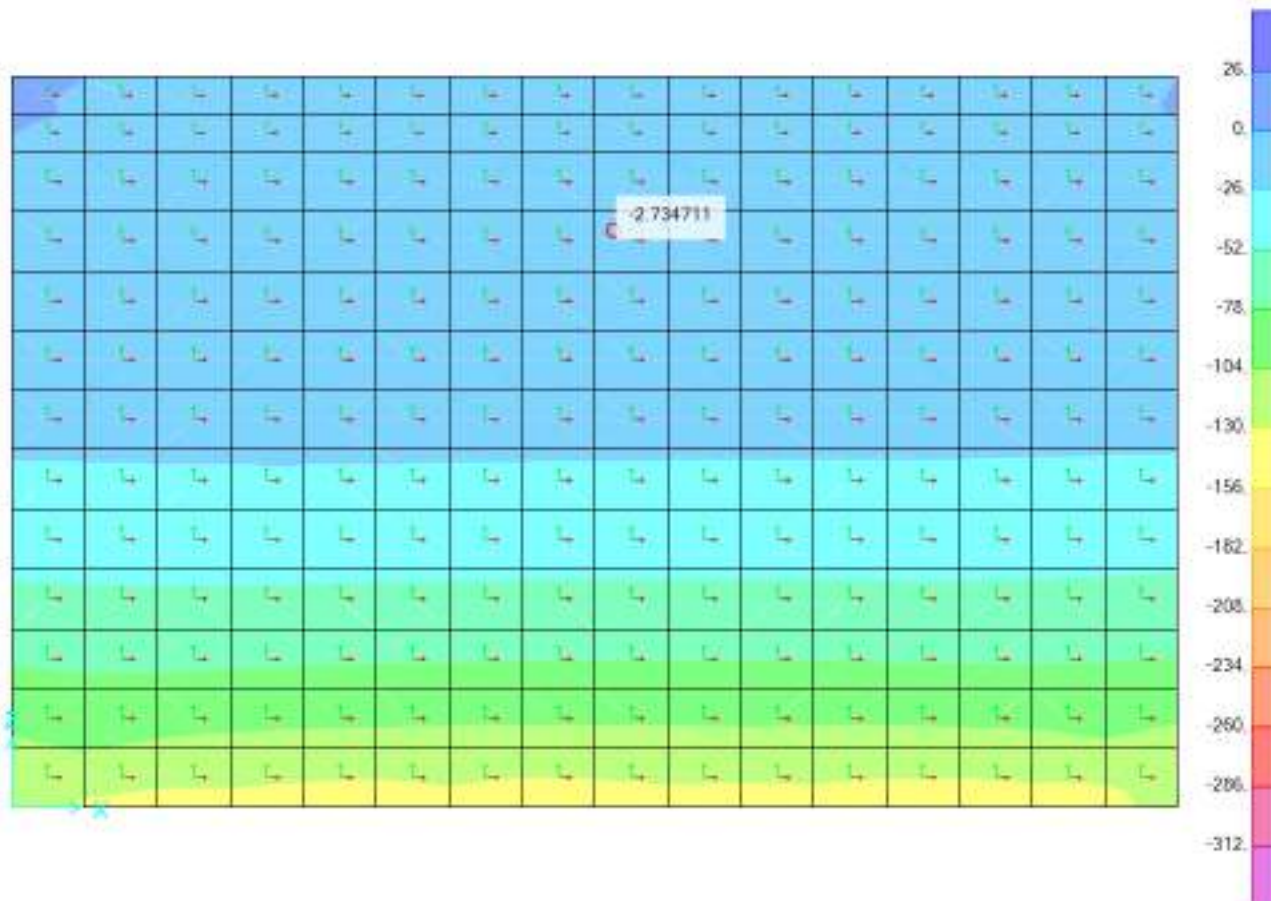
12.1.9.4 Diagrama de momento M1-1 máximo por envoltente de diseño (kN·m)



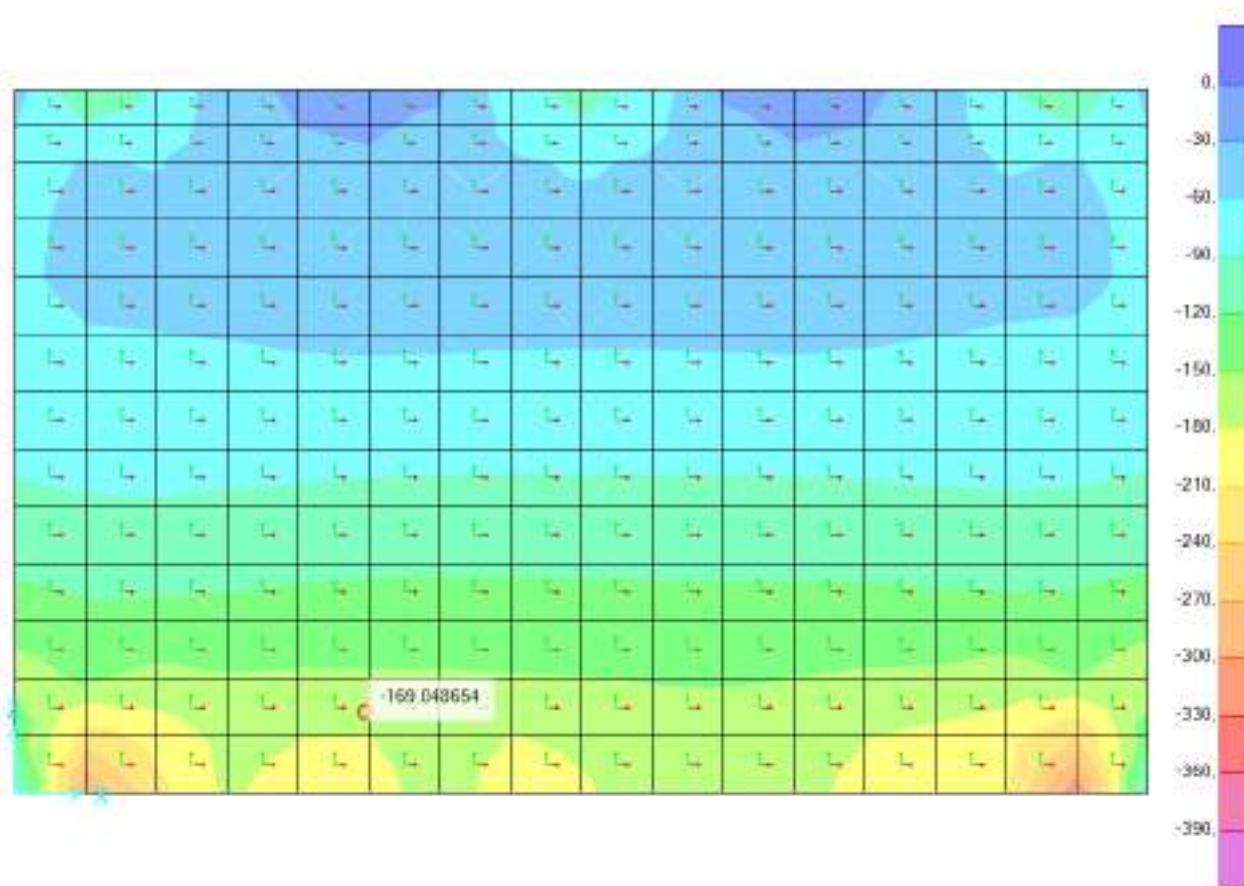
12.1.9.5 Diagrama de momento M2-2 mínimo por ELS (kN·m)



12.1.9.6 Diagrama de momento M2-2 máximo por ELS (kN·m)



12.1.9.7 Diagrama de cortante 2-3 máximo por envolvente de diseño (kN·m)



13 DISEÑO ELEMENTOS

13.1.1 Caissons muro M1

13.1.1.1 Numeración de caissons

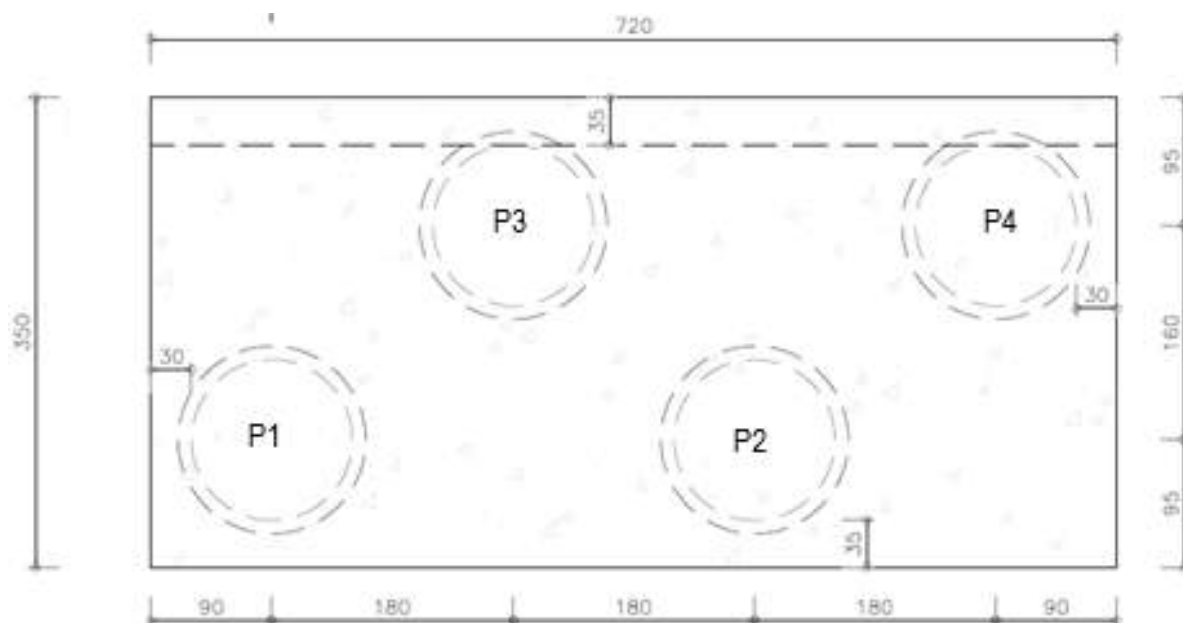


Ilustración 47 Numeración de caissons

13.1.1.2 Índices de sobrefuerzo

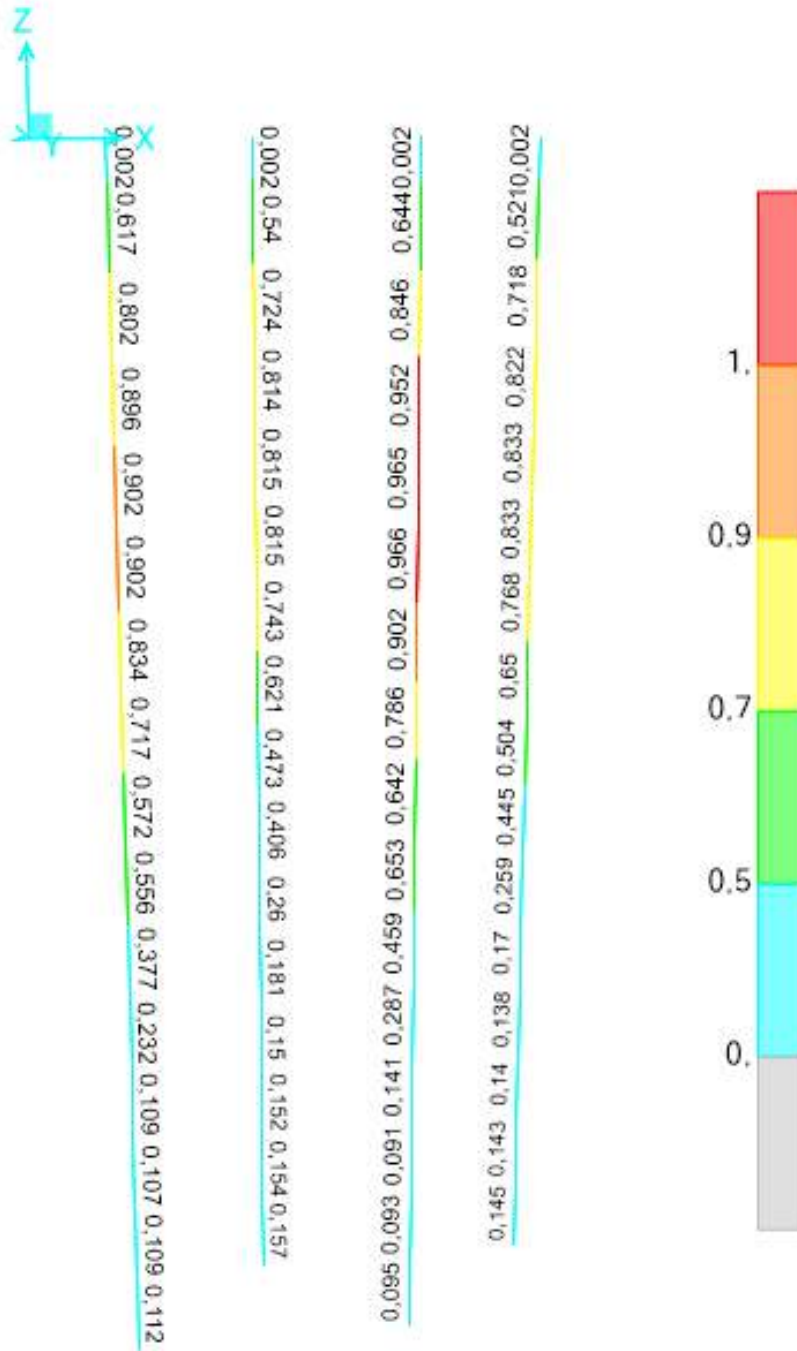


Ilustración 48 Índices de esfuerzos caissons.muro M1

13.1.1.3 Curvas de interacción

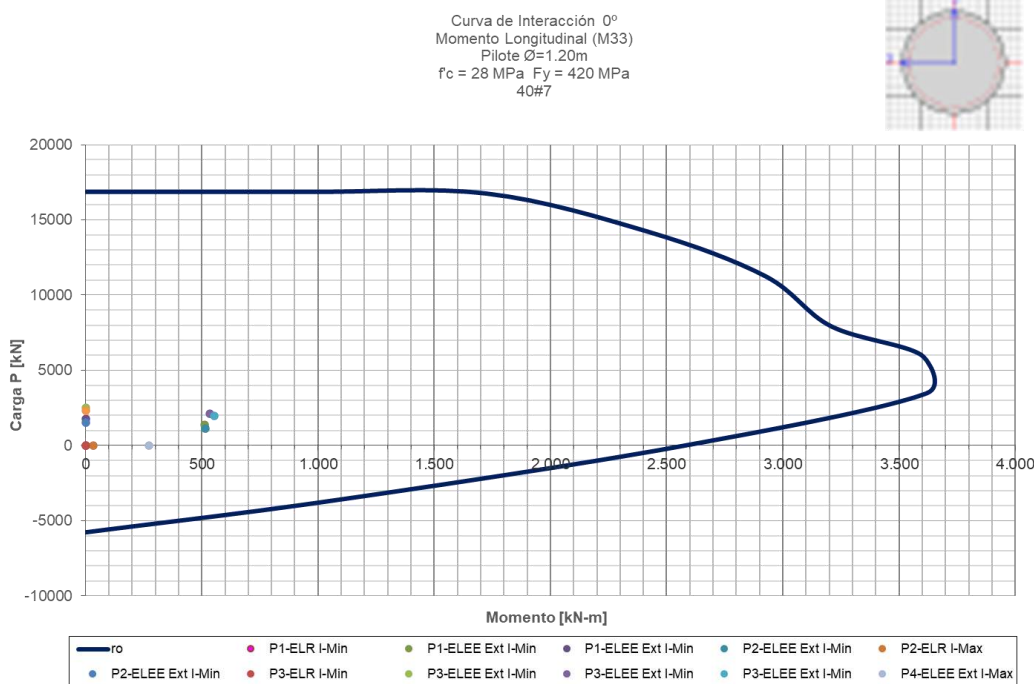


Ilustración 49 Curva interacción 0° muro M1

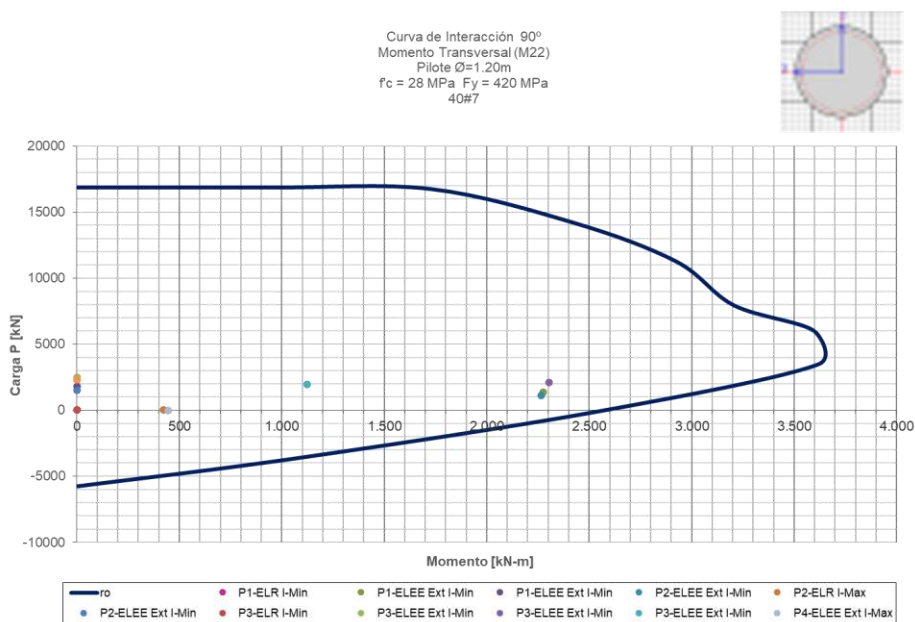


Ilustración 50 Curva interacción 90° muro M1

13.1.1.4 Solicitaciones de caisson

TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	OutputCase	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	ELEE Ext I	Max	354,49	146,08	513,57	278,25	153,94
P1	ELR I	Min	720,96	1,28	140,89	618,81	173,29
P1	ELEE Ext II	Min	687,56	37,36	119,79	1054,24	306,10
P1	ELEE Ext I	Min	1358,37	78,92	88,00	2274,43	512,70
P1	ELEE Ext II	Min	820,81	42,66	64,93	1599,97	168,58
P1	ELEE Ext II	Min	1187,23	1,00	10,72	0,00	0,00
P1	ELR I	Min	1220,64	1,10	7,55	0,00	0,00
P1	ELEE Ext I	Min	1789,13	4,07	5,29	0,00	0,00
P1	ELR I	Min	854,21	19,10	0,00	1384,66	140,50
P1	ELR I	Min	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P1	ELEE Ext I	Min	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P2	ELEE Ext I	Max	539,30	143,77	541,76	244,27	172,74
P2	ELEE Ext II	Min	424,10	43,48	199,25	788,33	335,07
P2	ELR I	Min	554,68	0,00	149,55	1183,17	166,20
P2	ELR I	Max	3,13	11,18	104,09	423,80	32,05
P2	ELEE Ext I	Min	1137,15	76,14	30,81	2264,91	515,93
P2	ELEE Ext II	Min	557,35	47,35	18,22	1549,49	159,30
P2	ELEE Ext II	Min	923,78	0,00	11,97	0,00	0,00
P2	ELR I	Min	621,31	17,76	7,76	1368,62	138,92
P2	ELR I	Min	987,74	1,05	7,17	0,00	0,00
P2	ELEE Ext I	Min	1527,83	4,36	4,94	0,00	0,00
P2	ELEE Ext I	Min	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P2	ELEE Ext II	Min	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P2	ELR I	Min	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P3	ELEE Ext I	Max	92,76	209,14	490,56	377,07	147,15
P3	ELEE Ext II	Min	1675,23	46,69	175,03	939,02	353,12
P3	ELR I	Min	1600,22	5,21	135,06	682,91	192,99
P3	ELEE Ext I	Min	2041,20	214,23	110,30	2057,24	387,92
P3	ELEE Ext I	Min	1972,09	202,08	100,33	1122,75	553,67
P3	ELR I	Min	1700,15	14,75	63,25	1398,11	167,82
P3	ELEE Ext I	Min	2112,82	119,80	48,33	2304,28	534,92
P3	ELEE Ext II	Min	1808,48	50,12	36,52	1586,20	167,00
P3	ELEE Ext II	Min	2174,90	0,00	13,52	0,00	0,00

TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	OutputCase	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P3	ELR I	Min	2099,89	1,30	7,95	0,00	0,00
P3	ELEE Ext I	Min	2507,30	4,21	5,37	0,00	0,00
P3	ELR I	Min	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P3	ELEE Ext I	Min	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P3	ELEE Ext II	Min	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P4	ELEE Ext I	Max	44,19	200,50	536,62	270,69	130,91
P4	ELEE Ext I	Max	1,59	143,10	287,43	444,33	271,42
P4	ELR I	Min	1343,40	5,21	144,79	608,11	193,30
P4	ELEE Ext I	Min	1780,04	206,12	129,25	1472,74	378,47
P4	ELEE Ext II	Min	1387,14	42,15	121,26	1047,88	332,32
P4	ELEE Ext I	Min	1890,83	113,73	68,65	2295,82	542,96
P4	ELEE Ext II	Min	1520,38	46,71	64,40	1609,73	171,96
P4	ELEE Ext II	Min	1886,81	1,08	11,01	0,00	0,00
P4	ELR I	Min	1843,08	1,32	7,30	0,00	0,00
P4	ELEE Ext I	Min	2322,81	3,91	5,33	0,00	0,00
P4	ELR I	Min	1476,65	22,27	3,87	1385,12	145,84
P4	ELR I	Min	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P4	ELEE Ext I	Min	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P4	ELEE Ext II	Min	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabla 7 Solicitaciones en caisson muro M1

13.1.1.5 Revisión por distribución de armadura

Revisión por distribución de armadura (fisuración):

Materiales:

$$f'_c = 28 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

Geometría:

$$\varnothing_{\text{pilote}} = 1,20 \text{ m}$$

$$\text{Rec.} = 0,075 \text{ m}$$

$$d = 1,11 \text{ m}$$

$$A_s = \# 7$$

$$\text{Sep.}_{\text{Ref}} = 0,09 \text{ m} \quad \text{Empleada}$$

$$\varnothing_{A_s} = 2,22 \text{ cm}$$

$$z = 8,61 \text{ cm}$$

Momento actuante ELS:

$$M_{\text{ELS}} = 60,4 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

Usando la sección agrietada y una franja de 0,090 m de ancho, para el diseño por ELS.

$$M_{S \ 0,09} = 5,4 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{S \ 0,09} = \text{separación} \times M_s$$

Eje Neutro:

$$f_c = 28 \text{ MPa}$$

$$E_c = 20637 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$n = 10$$

Área de acero transformada: $A_{st} = \text{relación modular} \times \text{área de acero}$

$$A_{st} = 77,6 \text{ cm}^2$$

$$y = 36,0 \text{ cm}$$

$$E = 3900 \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)}$$

$$A_{st} = n \times A_s$$

Esfuerzo de la barra:

$$M_s = 5,4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$A_s = 7,8 \text{ cm}^2$$

$$J_d = 99,4 \text{ cm}^4$$

$$f_{ss} = 7049,0 \text{ kN/m}^2$$

$$0.6f_y = 25200,0 \text{ kN/m}^2$$

$$M_s = f_{ss} \times A_s \times J_d$$

$$f_{ss} = \frac{M_s}{A_s \times J_d}$$

$$f_{ss} \leq 0.6f_y \quad \text{Ok!}$$

Máxima separación armadura:

$\gamma_e = 0,75$ Exposición= Clase 2

$\beta_s = 1,1$

$$\beta = H + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)}$$

$s_{m\acute{a}x} = 1157,3 \text{ cm}$

$$s \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

$s_{empleada} = 9,0 \text{ cm}$

$s_{m\acute{a}x} > s_{empleada}$ Ok!

13.1.1.6 Cuantía volumétrica

GEOMETRÍA

$\varnothing = 1,2$ m
Area $A_g = 11309,7$ cm²

MATERIALES

$f'_c = 280$ kg/cm²
 $f_y = 4200$ kg/cm²

Recubrimiento

$r = 7,5$ cm

REFUERZO LONGITUDINAL

No. Cantidad
Refuerzo = 7 40
As = 155,2 cm²

REFUERZO TRANSVERSAL

No.
Refuerzo = 5
Separación = 7,5 cm

CUANTÍA DE AREA

$\rho_{\text{minimo}} = 0,0075$

$\rho_{\text{empleada}} = 0,0137$ OK

CUANTÍA VOLUMETRICA

$A_c = 8659,015$ cm²

$$\rho_{vol-1} = 0.45 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

$\rho_{Vol-1} = 0,0092$

$$\rho_{vol-2} = 0.12 \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

$\rho_{Vol-2} = 0,0080$

$\rho_{Vol} = 0,009184$

No. Pasos = 13,3 Por metro

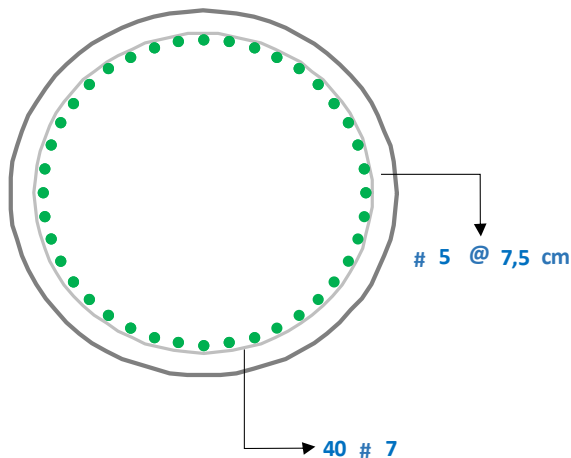
$L_{\text{paso}} = 377,1$ cm

$L_{\text{espiral}} = 5027,5$ cm

Vol. espiral = 9951,1 cm³

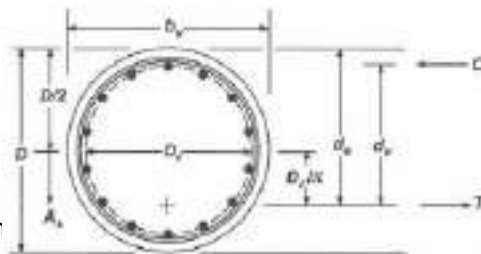
Vol empleada = 0,0115 OK

13.1.1.7 Revisión cortante



CORTANTE CAISSON $\phi=1.2\text{m}$

f'_c	28 MPa
f_y	420 MPa
E_s	200000000 kN/m ²
As estribo: Aro #5	2,00 cm ²
Número de ramas	2
A_v (Area por sección)	4,00 cm ²
b_v (Ancho efectivo para cortante)	1200,0 mm
b_{ef} (Ancho efectivo)	1,20 m
ϕ	0,90
Recubrimiento	0,075 m
V_u	513,0 kN
M_u	1878,0 kN-m
As flexión	0,0182 m ²
a (altura del bloque de compresión)	0,268 m



1. Altura efectiva para cortante

Máximo entre

$$a) \text{ de } = (D/2) + (D_r/\pi) = 934,2 \text{ mm}$$

$$dv = \text{de} - \text{recubrimiento} = 859,2 \text{ mm}$$

$$dv = 0,86 \text{ m}$$

$$\epsilon_s = ((M_u/dv) + (V_u)) / E_s \times A_s$$

$$\epsilon_s = 0,0007$$

2. Angulo de las fisuras generadas a cortante

$$\theta = 29 + 3500\epsilon_s$$

$$\theta = 31,6$$

3. Factor que indica la habilidad del concreto para transmitir tracción y cortante cuando esta fisurado

$$\beta = (4.8) / (1 + 750\epsilon_s)$$

$$\beta = 3,087$$

4. Resistencia nominal del concreto

No debe ser mayor que

$$V_n = 0.25f'_c \times b_v \times d_v$$

$$V_c = 0.083 \times \beta \times \sqrt{f'_c} \times b_v \times d_v$$

$$\begin{aligned} V_n &= 7217,5 \text{ kN} \\ V_c &= 1398,0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{rc} = \phi v_c \quad 1258,2 \text{ kN} \quad \text{NO REQUIERE REFUERZO A CORTANTE}$$

5. Cortante a resistir por el acero de refuerzo

$$V_s = V_u - \phi V_c \quad -619,4 \text{ kN}$$

5.1 Esfuerzo cortante

$$v_u = (V_u - \phi V_p) / (\phi \times b_v \times d_v) \quad 0,55 \text{ MPa}$$

$$0.125 \times f'_c \quad 3,50 \text{ MPa}$$

5.2 La separación entre estribos debe ser la mínima entre

$$s_1 = 0.4 d_v \quad 0,34 \text{ m}$$

$$s_2 = 30 \text{ cm} \quad 0,30 \text{ m}$$

$$s = (A_v \times f_y \times d_v \times (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha) / V_s$$

Para $\alpha = 90$ tenemos

$$s_3 = (A_v \times f_y \times d_v \times \cot \theta) / V_s \quad -0,38 \text{ m}$$

$$S \text{ escogido} \quad 0,30 \text{ m}$$

$$S \text{ adoptado} \quad 0,075 \text{ m}$$

Recalculasdo V_s con esta separación de estribos, tenemos:

$$V_{sfinal} \quad 3129,8 \text{ kN}$$

6. Cortante resistente

$$V_r = \phi(V_c + V_{sfinal}) \quad 3949,2 \text{ kN}$$

Este valor se debe comparar con el valor de V_u

$$V_u = 513 \text{ kN} \quad V_r \geq V_u$$

EL CAISSON ESTA BIEN A CORTE!!!

7. Revisión refuerzo mínimo a cortante

$$\text{Ref mínimo} = 0.083V(f'_c) \times (b_v \times S/f_y) \quad 0,94 \text{ cm}^2$$

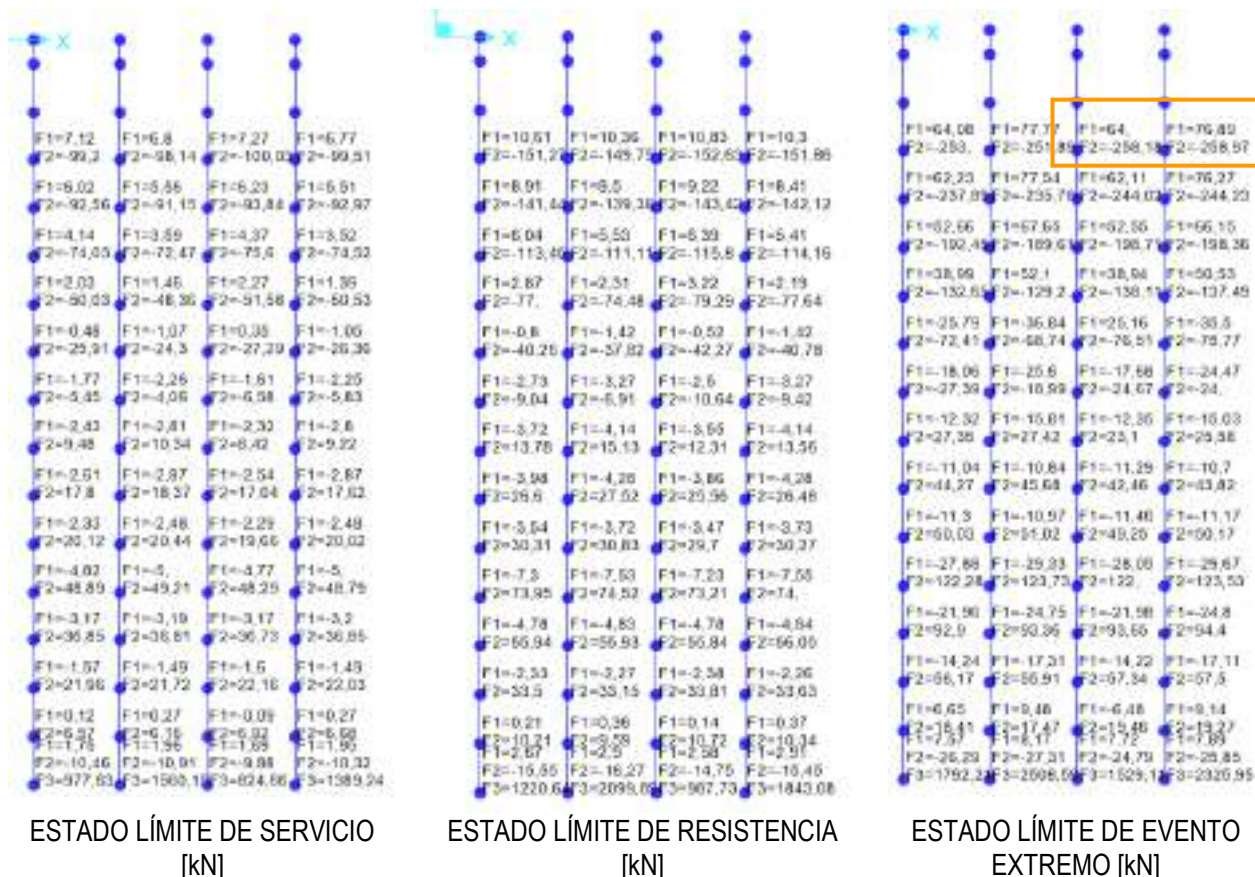
$$\text{As colocado} = 4,00 \text{ cm}^2 \quad \text{ok!!}$$

13.1.1.8 Revisión capacidad portante

TABLE: Joint Reactions						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F3	Capacidad portante	Revisión
Text	Text	Text	Text	KN	KN	
P1	ELEE Ext I	Combination	Max	1792	31845	CUMPLE
P1	ELR I	Combination	Max	1221	10610	CUMPLE
P2	ELEE Ext I	Combination	Max	1529	31845	CUMPLE
P2	ELR I	Combination	Max	988	10610	CUMPLE
P3	ELEE Ext I	Combination	Max	2509	31845	CUMPLE
P3	ELR I	Combination	Max	2100	10610	CUMPLE
P4	ELEE Ext I	Combination	Max	2326	31845	CUMPLE
P4	ELR I	Combination	Max	1843	10610	CUMPLE

Tabla 8 Revisión capacidad portante muro M1

13.1.1.9 Revisión capacidad lateral



	Longitud (m)				
Diam (m)	15	16	18	19	20
1,2	727,76	821,20	1016,82	1117,56	1218
1,3	788,41	889,63	1101,56	1212,27	1325
1,4	849,06	958,06	1186,29	1305,52	1428
1,5	909,70	1026,49	1271,03	1398,77	1530
1,7	970,35	1094,93	1355,76	1492,02	1632

Tabla 9 Valores capacidad de carga lateral.

Fuente: Informe "Memorando técnico JPV-187-1337D-22".

La carga lateral máxima es de 258kN, y la capacidad máxima es de 12180kN, por lo tanto el pilote cumple a carga lateral.

13.1.2 Caissons muro M2

13.1.2.1 Numeración de caissons

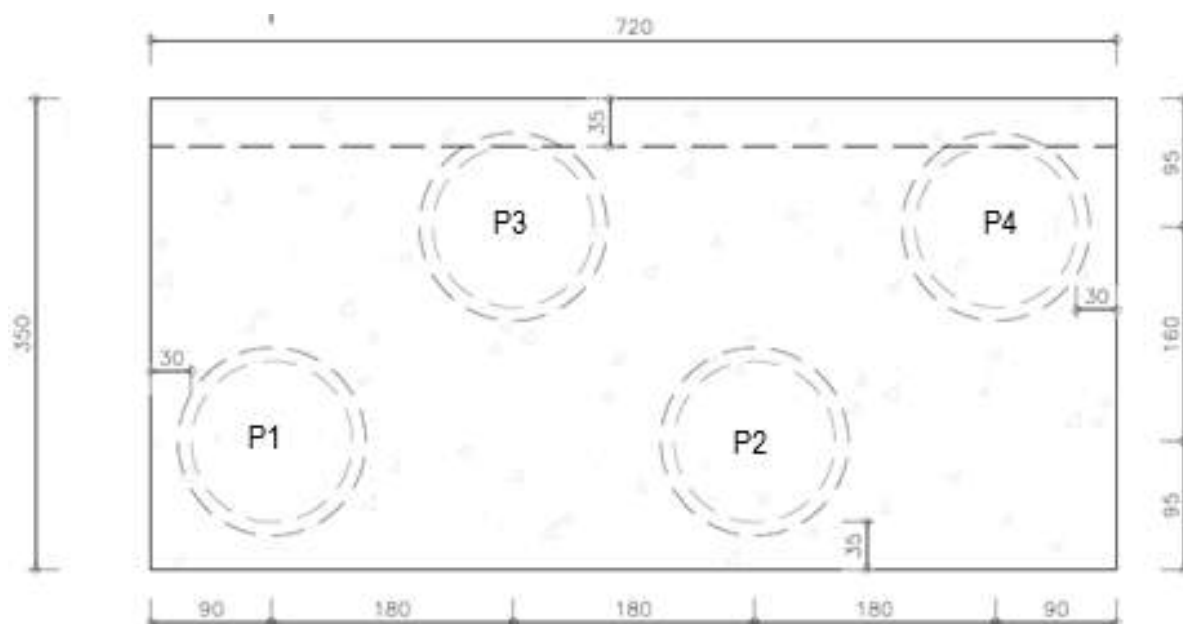


Ilustración 51 Numeración de caissons

13.1.2.2 Índices de sobrefuerzo

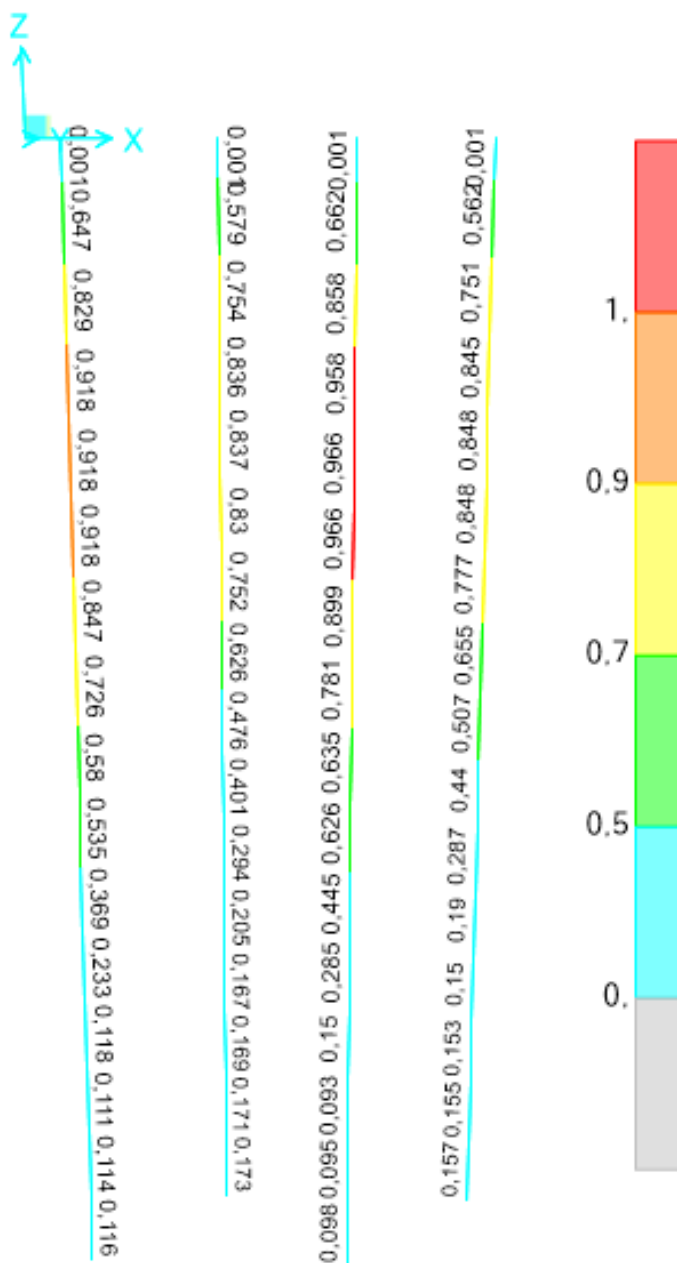


Ilustración 52 Índices de esfuerzos caissons.muro M2

13.1.2.3 Curvas de interacción

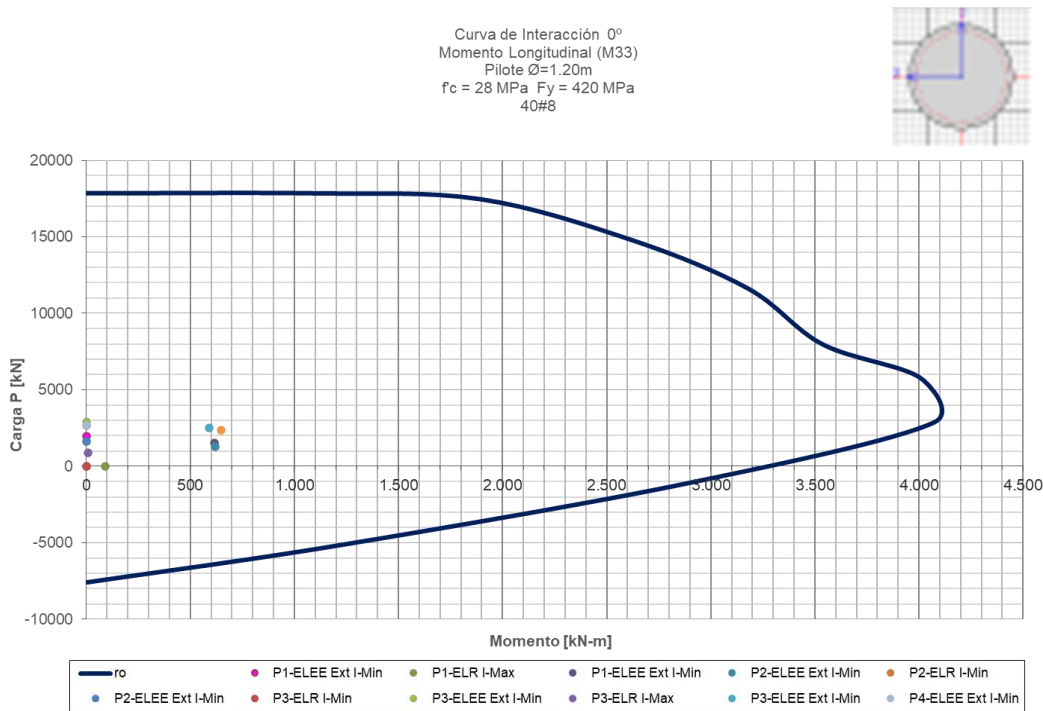


Ilustración 53 Curva interacción 0° muro M2

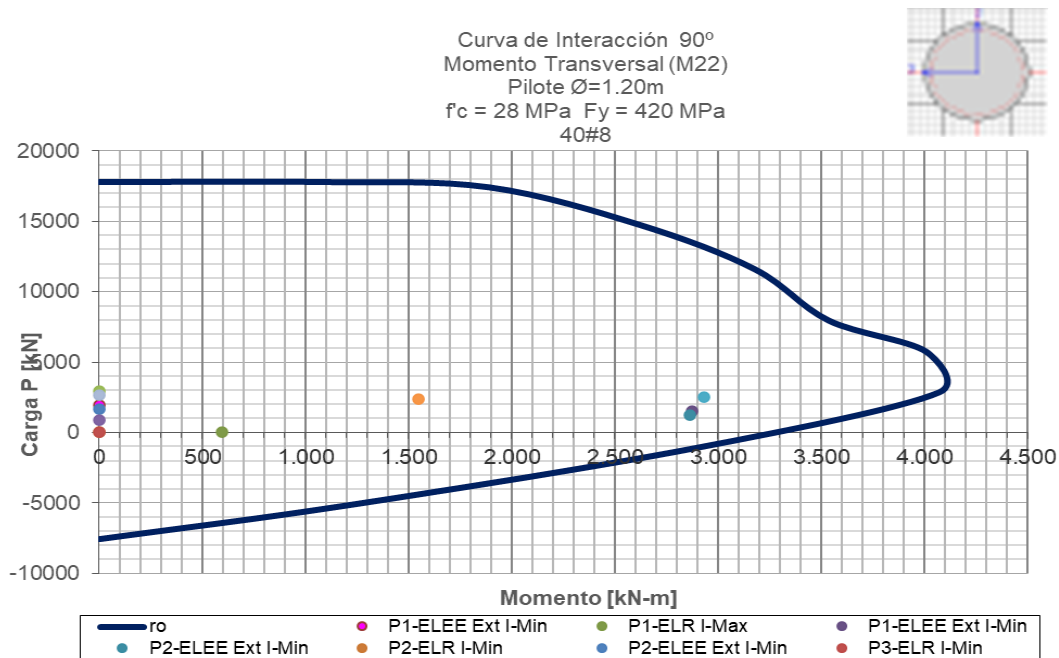


Ilustración 54 Curva interacción 90° muro M2

13.1.2.4 Solicitaciones de caisson

TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	OutputCase	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	ELR I	Max	424,93	3,39	20,09	0,00	0,00
P1	ELR I	Min	1278,91	1,46	9,98	0,00	0,00
P1	ELEE Ext I	Max	194,93	8,82	33,65	0,00	0,00
P1	ELEE Ext I	Min	1954,48	4,47	6,31	0,00	0,00
P1	ELEE Ext II	Min	1247,58	1,45	13,76	0,00	0,00
P1	ELEE Ext I	Min	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P1	ELEE Ext II	Min	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P1	ELEE Ext I	Max	459,13	158,83	628,55	439,52	263,31
P1	ELEE Ext II	Max	8,62	40,79	491,93	1159,00	122,57
P1	ELR I	Max	0,00	5,63	379,40	594,24	92,23
P1	ELR I	Min	945,79	33,11	231,63	1626,66	149,78
P1	ELR I	Min	912,48	30,48	135,61	1762,28	180,06
P1	ELEE Ext II	Min	881,15	46,82	191,99	1966,37	207,25
P1	ELEE Ext II	Min	847,84	47,23	69,99	1925,77	233,12
P1	ELR I	Min	779,23	0,00	180,37	817,61	218,36
P1	ELEE Ext I	Min	1532,43	67,17	233,88	2873,65	615,60
P1	ELEE Ext II	Min	747,91	36,64	161,92	1259,12	350,05
P2	ELR I	Max	159,38	3,26	19,32	0,00	0,00
P2	ELR I	Min	980,03	1,39	9,63	0,00	0,00
P2	ELEE Ext I	Max	304,22	9,00	31,89	0,00	0,00
P2	ELEE Ext I	Min	1642,16	4,82	5,64	0,00	0,00
P2	ELEE Ext II	Max	63,27	5,01	22,67	0,00	0,00
P2	ELEE Ext II	Min	919,78	0,00	15,04	0,00	0,00
P2	ELR I	Min	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P2	ELEE Ext I	Min	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P2	ELEE Ext II	Min	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P2	ELEE Ext I	Max	710,38	155,44	650,61	420,60	282,86
P2	ELEE Ext II	Max	344,49	51,08	434,79	1196,65	97,50
P2	ELR I	Max	273,67	8,36	389,43	758,72	93,87
P2	ELR I	Min	646,91	32,10	225,16	1615,25	148,92
P2	ELR I	Min	617,12	29,03	127,28	1742,53	177,84
P2	ELEE Ext II	Min	553,35	49,91	160,16	1912,62	197,36
P2	ELEE Ext II	Min	520,04	51,14	23,85	1893,66	242,57

TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	OutputCase	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P2	ELR I	Min	569,15	1,58	187,27	1529,24	210,90
P2	ELEE Ext I	Min	1254,28	67,76	205,32	2862,98	619,66
P2	ELEE Ext II	Min	420,11	42,26	239,91	998,21	374,22
P3	ELR I	Max	978,74	3,71	21,23	0,00	0,00
P3	ELR I	Min	2400,66	1,73	10,62	0,00	0,00
P3	ELEE Ext I	Max	367,54	9,23	35,29	0,00	0,00
P3	ELEE Ext I	Min	2912,40	4,25	6,41	0,00	0,00
P3	ELEE Ext II	Max	1178,68	5,36	24,79	0,00	0,00
P3	ELEE Ext II	Min	2471,58	1,32	16,86	0,00	0,00
P3	ELR I	Min	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P3	ELEE Ext I	Min	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P3	ELEE Ext II	Min	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P3	ELR I	Max	906,78	1,92	50,31	0,00	9,46
P3	ELEE Ext I	Max	63,97	234,39	583,75	362,08	151,37
P3	ELEE Ext II	Max	818,92	41,66	390,92	735,87	32,27
P3	ELR I	Max	618,97	0,00	354,70	467,25	112,09
P3	ELEE Ext I	Min	2413,83	242,76	108,64	2095,41	473,24
P3	ELR I	Min	2067,54	35,64	240,61	1632,18	151,14
P3	ELR I	Min	2000,92	19,21	77,18	1790,75	213,76
P3	ELEE Ext I	Min	2485,42	136,35	66,57	2930,85	590,89
P3	ELEE Ext II	Min	2071,84	54,20	76,18	1969,32	254,12
P3	ELEE Ext II	Min	2071,84	56,15	46,18	1969,32	254,12
P3	ELR I	Min	1900,99	7,17	169,78	919,74	247,30
P3	ELEE Ext I	Min	2378,03	231,29	99,12	1546,36	647,19
P3	ELEE Ext II	Min	1971,90	48,32	210,72	1183,87	404,97
P4	ELR I	Max	819,91	3,70	20,37	0,00	0,00
P4	ELR I	Min	2073,88	1,74	9,92	0,00	0,00
P4	ELEE Ext I	Max	189,97	8,94	33,49	0,00	0,00
P4	ELEE Ext I	Min	2648,30	3,97	6,09	0,00	0,00
P4	ELEE Ext II	Min	1615,64	43,55	156,57	1292,12	383,14
P4	ELR I	Min	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P4	ELEE Ext II	Min	1715,58	52,58	73,95	1937,02	246,10
P4	ELEE Ext II	Min	1748,89	51,05	196,17	1977,42	210,03
P4	ELEE Ext I	Max	48,67	224,93	638,95	444,31	186,12
P4	ELEE Ext II	Max	569,53	37,03	479,79	464,97	54,01

TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	OutputCase	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P4	ELEE Ext I	Max	1,75	25,68	63,54	499,43	434,26
P4	ELR I	Max	460,14	0,00	372,44	410,13	113,12
P4	ELEE Ext I	Min	2108,78	233,15	139,42	1965,22	454,68
P4	ELR I	Min	1740,76	35,55	233,69	1625,14	151,56
P4	ELR I	Min	1707,45	33,99	138,96	1764,09	185,10
P4	ELR I	Min	1574,21	6,82	178,44	844,44	246,05
P4	ELEE Ext I	Min	2224,76	81,58	231,07	2905,02	653,29
P4	ELEE Ext II	Max	929,29	5,11	25,50	0,00	0,00
P4	ELEE Ext II	Min	2115,32	1,57	14,29	0,00	0,00
P4	ELEE Ext II	Min	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabla 10 Solicitaciones en caisson muro M2

13.1.2.5 Revisión por distribución de armadura

Revisión por distribución de armadura (fisuración):

Materiales:

$$f'_c = 28 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

Geometría:

$$\varnothing_{\text{pilote}} = 1,20 \text{ m}$$

$$\text{Rec.} = 0,075 \text{ m}$$

$$d = 1,11 \text{ m}$$

$$A_s = \# 8$$

$$\text{Sep.}_{\text{Ref}} = 0,09 \text{ m} \quad \text{Empleada}$$

$$\varnothing_{A_s} = 2,54 \text{ cm}$$

$$z = 8,77 \text{ cm}$$

Momento actuante ELS:

$$M_{\text{ELS}} = 60,4 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

Usando la sección agrietada y una franja de **0,090 m** de ancho, para el diseño por ELS.

$$M_{S \text{ } 0,09} = 5,4 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \quad M_{S \text{ } 0,09} = \text{separación} \times M_s$$

Eje Neutro:

$$f'_c = 28 \text{ MPa}$$

$$E_c = 20637 \text{ MPa} \quad E = 3900 \sqrt{f'_c \text{ (MPa)}}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$n = 10$$

Área de acero transformada: $A_{st} = \text{relación modular} \times \text{área de acero}$

$$A_{st} = 101,3 \text{ cm}^2 \quad A_{st} = n \times A_s$$

$$y = 40,0 \text{ cm}$$

Esfuerzo de la barra:

$$M_s = 5,4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$A_s = 10,1 \text{ cm}^2$$

$$J_d = 97,9 \text{ cm}^4$$

$$f_{ss} = 5479,1 \text{ kN/m}^2 \quad M_s = f_{ss} \times A_s \times J_d$$

$$0.6f_y = 252000,0 \text{ kN/m}^2 \quad f_{ss} = \frac{M_s}{A_s \times J_d}$$

$$f_{ss} \leq 0.6f_y \quad \text{Ok!}$$

Máxima separación armadura:

$\gamma_e = 0,75$ Exposición= Clase 2

$\beta_s = 1,1$

$$\beta = H + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)}$$

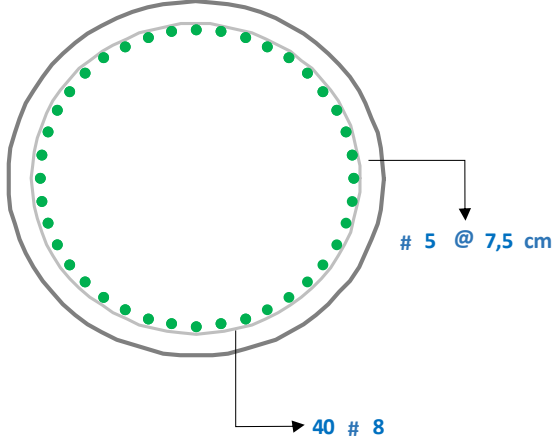
$s_{m\acute{a}x} = 1490,5 \text{ cm}$

$$s \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

$s_{empleada} = 9,0 \text{ cm}$

$s_{m\acute{a}x} > s_{empleada}$ Ok!

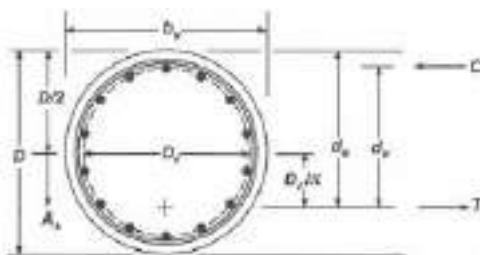
13.1.2.6 Cuantía volumétrica

GEOMETRÍA		MATERIALES	
$\varnothing = 1,2 \text{ m}$ Area $A_g = 11309,7 \text{ cm}^2$		$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ <u>Recubrimiento</u> $r = 7,5 \text{ cm}$	
REFUERZO LONGITUDINAL		REFUERZO TRANSVERSAL	
No.	Cantidad	No.	
Refuerzo= 8	40	Refuerzo= 5	
As= 202,7	cm^2	Separación= 7,5	cm
CUANTÍA DE AREA			
$\rho_{\text{minimo}} = 0,0075$			
$\rho_{\text{empleada}} = 0,0179$ OK			
CUANTÍA VOLUMETRICA			
$A_c = 8659,015 \text{ cm}^2$			
$\rho_{vol-1} = 0.45 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y}$			
$\rho_{Vol-1} = 0,0092$			
$\rho_{vol-2} = 0.12 \cdot \frac{f'_c}{f_y}$			
$\rho_{Vol-2} = 0,0080$			
$\rho_{Vol} = 0,009184$			
No. Pasos = 13,3	Por metro		
$L_{\text{paso}} = 377,1$	cm		
$L_{\text{espiral}} = 5027,5$	cm		
$\text{Vol. espiral} = 9951,1$	cm^3		
$\rho_{Vol \text{ empleada}} = 0,0115$	OK		

13.1.2.7 Revisión cortante

CORTANTE CAISSON $\phi=1.2\text{m}$

f'_c	28 MPa
f_y	420 MPa
E_s	200000000 kN/m ²
As estribo: Aro #5	1,26 cm ²
Número de ramas	2
A_v (Area por sección)	2,52 cm ²
b_v (Ancho efectivo para cortante)	1200,0 mm
b_{ef} (Ancho efectivo)	1,20 m
ϕ	0,90
Recubrimiento	0,075 m
V_u	628,0 kN
M_u	2204,0 kN-m
As flexión	0,0182 m ²
a (altura del bloque de compresión)	0,268 m



1. Altura efectiva para cortante

Máximo entre

$$a) \text{ de } = (D/2) + (D_r/\pi) = 934,2 \text{ mm}$$

$$dv = \text{de} - \text{recubrimiento} = 859,2 \text{ mm}$$

$$dv = 0,86 \text{ m}$$

$$\epsilon_s = ((M_u/dv) + (V_u)) / E_s \times A_s$$

$$\epsilon_s = 0,0009$$

2. Angulo de las fisuras generadas a cortante

$$\theta = 29 + 3500\epsilon_s$$

$$\theta = 32,1$$

3. Factor que indica la habilidad del concreto para transmitir tracción y cortante cuando esta fisurado

$$\beta = (4.8) / (1 + 750\epsilon_s)$$

$$\beta = 2,898$$

4. Resistencia nominal del concreto

No debe ser mayor que

$$V_n = 0.25f'_c \times b_v \times d_v$$

$$V_c = 0.083 \times \beta \times v f'_c \times b_v \times d_v$$

$$V_n = 7217,5 \text{ kN}$$

$$V_c = 1312,2 \text{ kN}$$

$$V_{rc} = \phi v_c \quad 1181,0 \text{ kN} \quad \text{NO REQUIERE REFUERZO A CORTANTE}$$

5. Cortante a resistir por el acero de refuerzo

$$V_s = V_u - \phi V_c \quad -434,9 \text{ kN}$$

5.1 Esfuerzo cortante

$$v_u = (V_u - \phi V_p) / (\phi \times b_v \times d_v) \quad 0,68 \text{ MPa}$$

$$0.125 \times f'_c \quad 3,50 \text{ MPa}$$

5.2 La separación entre estribos debe ser la mínima entre

$$s_1 = 0.4 d_v \quad 0,34 \text{ m}$$

$$s_2 = 30 \text{ cm} \quad 0,30 \text{ m}$$

$$s = (A_v \times f_y \times d_v \times (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha) / V_s$$

Para $\alpha = 90$ tenemos

$$s_3 = (A_v \times f_y \times d_v \times \cot \theta) / V_s \quad -0,33 \text{ m}$$

$$S \text{ escogido} \quad 0,30 \text{ m}$$

$$S \text{ adoptado} \quad 0,075 \text{ m}$$

Recalculando V_s con esta separación de estribos, tenemos:

$$V_{s\text{final}} \quad 1935,7 \text{ kN}$$

6. Cortante resistente

$$V_r = \phi (V_c + V_{s\text{final}}) \quad 2805,0 \text{ kN}$$

Este valor se debe comparar con el valor de V_u

$$V_u = 628 \text{ kN} \quad V_r \geq V_u$$

EL CAISSON ESTA BIEN A CORTE!!!

7. Revisión refuerzo mínimo a cortante

$$\text{Ref mínimo} = 0.083v(f'_c) \times (b_v \times S / f_y) \quad 0,94 \text{ cm}^2$$

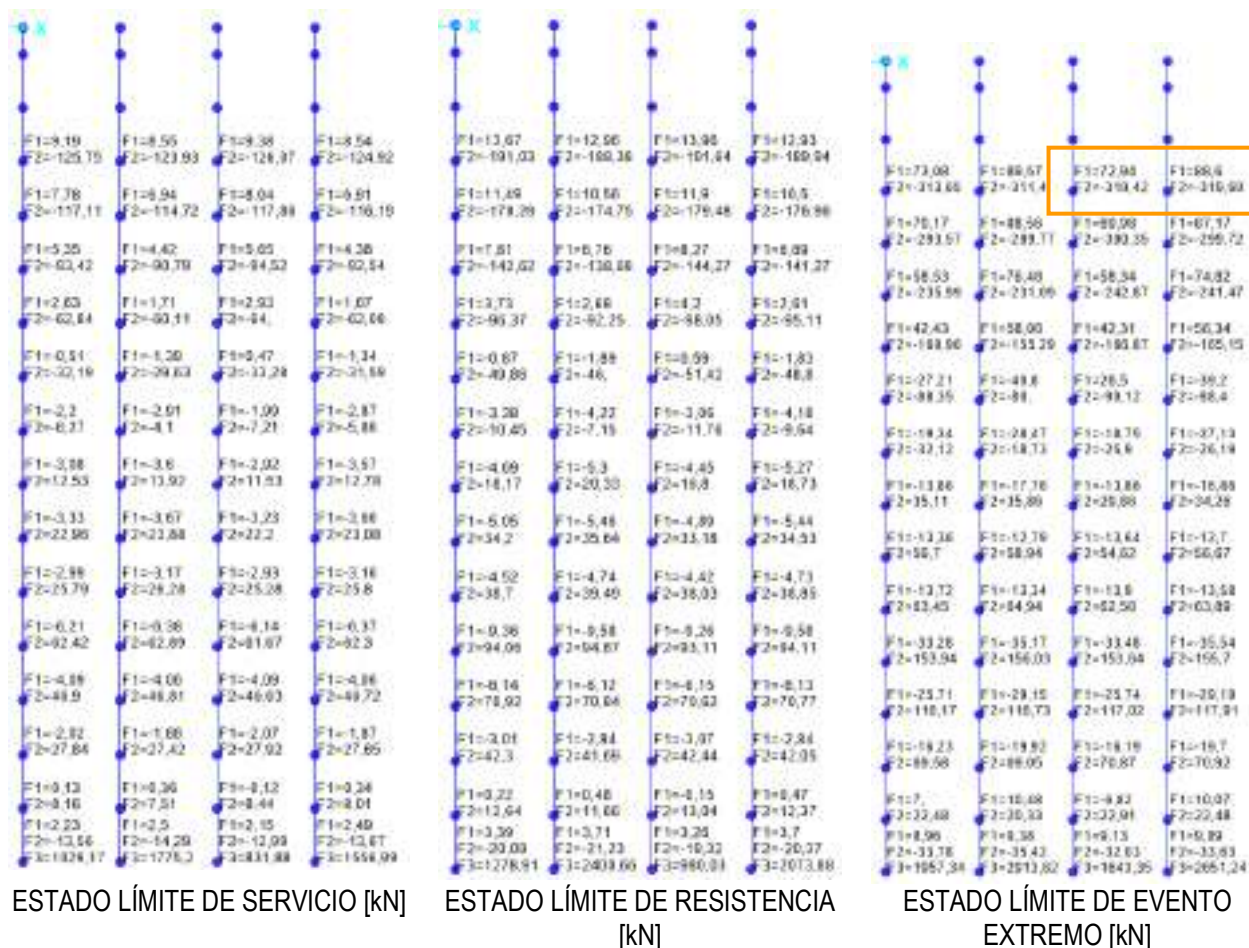
$$\text{As colocado} = 2,52 \text{ cm}^2 \quad \text{ok!!}$$

13.1.2.8 Revisión capacidad portante

TABLE: Joint Reactions						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F3	Capacidad portante	Revisión
Text	Text	Text	Text	KN	KN	
P1	ELEE Ext I	Combination	Max	1957	31845	CUMPLE
P1	ELR I	Combination	Max	1279	10610	CUMPLE
P2	ELEE Ext I	Combination	Max	1643	31845	CUMPLE
P2	ELR I	Combination	Max	980	10610	CUMPLE
P3	ELEE Ext I	Combination	Max	2914	31845	CUMPLE
P3	ELR I	Combination	Max	2401	10610	CUMPLE
P4	ELEE Ext I	Combination	Max	2651	31845	CUMPLE
P4	ELR I	Combination	Max	2074	10610	CUMPLE

Tabla 11 Revisión capacidad portante muro M2

13.1.2.9 Revisión capacidad lateral



	Longitud (m)				
Diam (m)	15	16	18	19	20
1,2	727,76	821,20	1016,82	1117,56	1218
1,3	788,41	889,63	1101,56	1212,27	1325
1,4	849,06	958,06	1186,29	1305,52	1428
1,5	909,70	1026,49	1271,03	1398,77	1530
1,7	970,35	1094,93	1355,76	1492,02	1632

Tabla 12 Valores capacidad de carga lateral.

Fuente: Informe "Memorando técnico JPV-187-1337D-22".

La carga lateral máxima es de 319kN, y la capacidad máxima es de 12180kN, por lo tanto el pilote cumple a carga lateral.

13.1.3 Caissons muro M3

13.1.3.1 Numeración de caissons

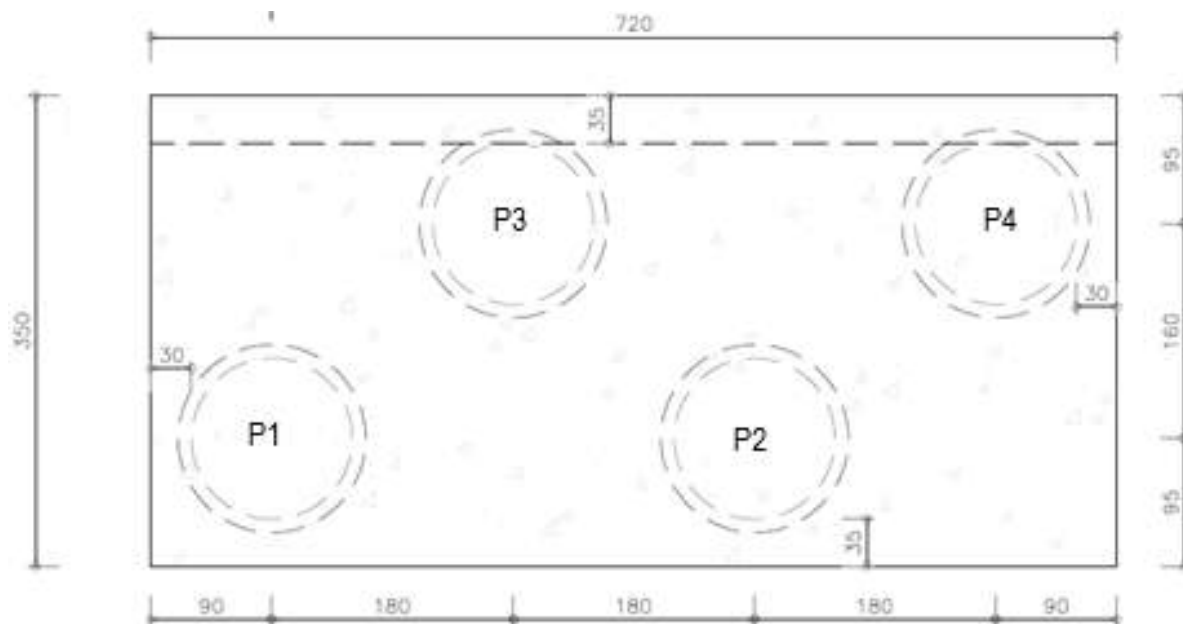


Ilustración 55 Numeración de caissons

13.1.3.2 Índices de sobrefuerzo

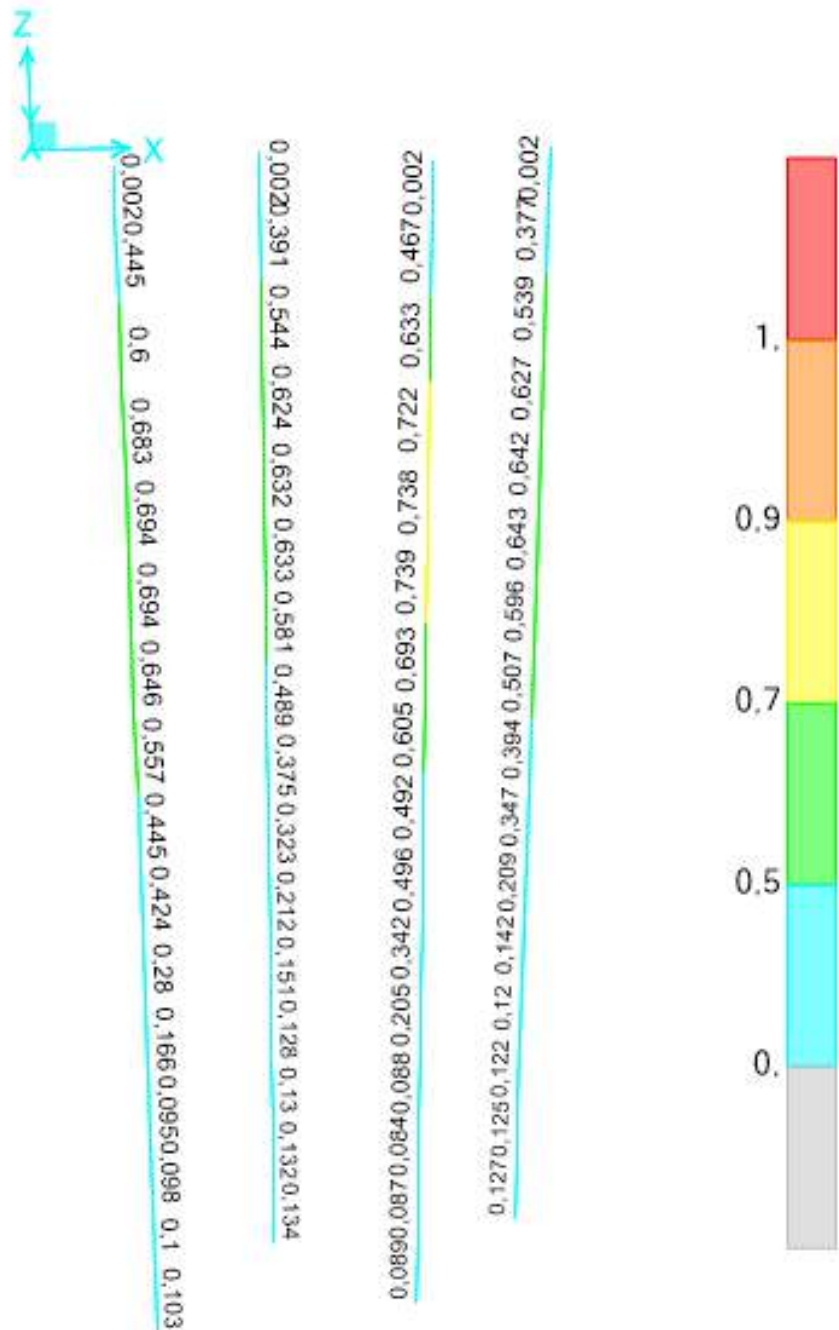


Ilustración 56 Índices de esfuerzos caissons.muro M3

13.1.3.3 Curvas de interacción

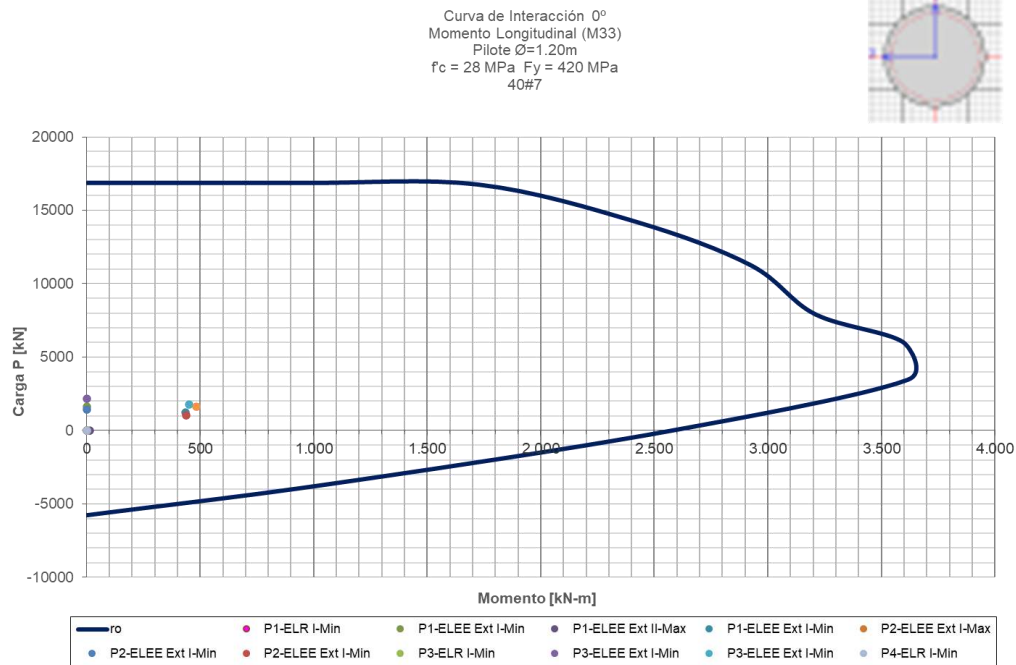


Ilustración 57 Curva interacción 0° muro M3

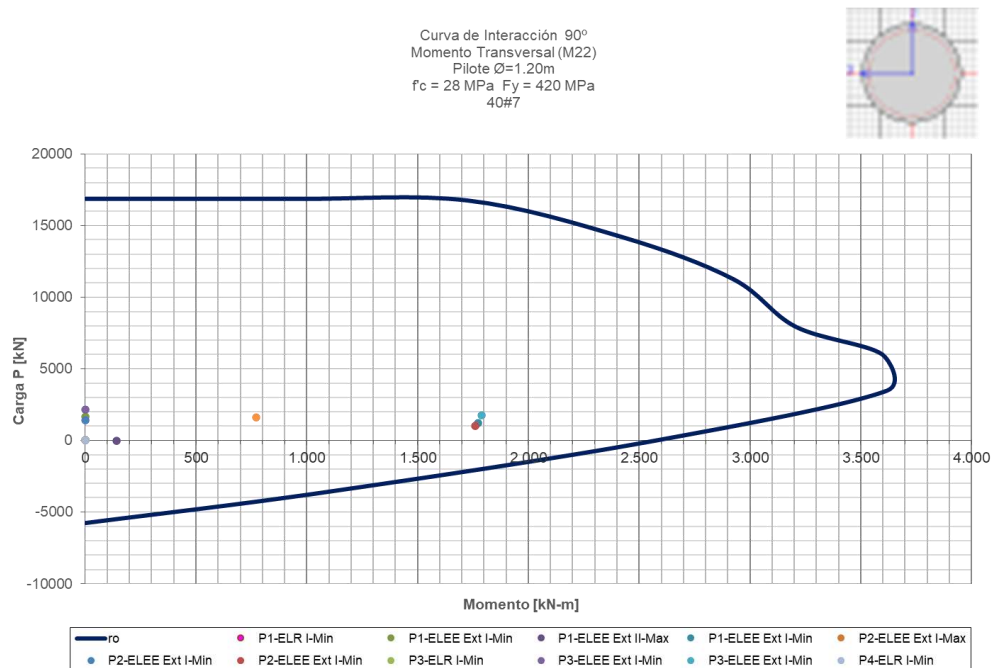


Ilustración 58 Curva interacción 90° muro M3

13.1.3.4 Solicitaciones de caisson

TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	OutputCase	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	ELEE Ext I	Max	12,5	6,2	19,7	0,0	0,0
P1	ELEE Ext I	Min	1642,5	3,9	4,7	0,0	0,0
P1	ELEE Ext I	Max	221,2	140,9	425,9	329,3	192,1
P1	ELEE Ext I	Min	1214,4	47,2	132,8	1773,0	434,8
P1	ELEE Ext II	Max	360,9	3,3	16,4	0,0	0,0
P1	ELEE Ext II	Min	1118,8	0,0	7,9	0,0	0,0
P1	ELEE Ext II	Max	1,1	40,6	364,0	140,4	13,6
P1	ELEE Ext II	Min	752,4	34,1	128,6	1267,5	134,1
P1	ELEE Ext II	Min	619,1	35,6	83,4	856,8	258,2
P1	ELR I	Max	462,0	2,0	11,4	0,0	0,0
P1	ELR I	Min	1154,1	0,0	5,4	0,0	0,0
P1	ELR I	Min	6,0	0,0	0,0	0,0	0,0
P1	ELR I	Max	62,3	5,0	240,0	209,4	43,4
P1	ELR I	Min	821,0	19,2	133,3	968,5	88,0
P1	ELR I	Min	787,6	17,5	73,8	1042,3	105,2
P1	ELR I	Min	721,0	0,0	107,6	906,5	125,8
P2	ELEE Ext I	Min	1033,5	47,3	105,7	1761,4	437,2
P2	ELEE Ext II	Max	202,8	3,7	14,1	0,0	0,0
P2	ELR I	Max	377,9	1,9	10,8	0,0	0,0
P2	ELEE Ext II	Min	914,2	0,0	9,3	0,0	0,0
P2	ELR I	Min	981,4	0,0	5,1	0,0	0,0
P2	ELR I	Min	6,0	0,0	0,0	0,0	0,0
P2	ELEE Ext II	Min	6,0	0,0	0,0	0,0	0,0
P2	ELEE Ext II	Max	128,2	49,9	302,9	764,2	41,7
P2	ELR I	Max	50,1	6,8	246,1	414,2	49,3
P2	ELR I	Min	648,2	18,5	128,5	957,9	87,3
P2	ELR I	Min	614,9	16,6	67,8	1025,7	103,8
P2	ELR I	Min	548,3	1,5	112,0	875,8	121,9
P2	ELEE Ext II	Min	547,7	38,1	99,2	1216,3	125,1
P2	ELEE Ext I	Max	324,3	139,6	444,7	320,0	204,9
P2	ELEE Ext II	Min	414,5	42,8	158,4	615,2	289,6
P2	ELEE Ext I	Max	4,4	6,4	18,6	0,0	0,0
P2	ELEE Ext I	Min	1424,2	4,1	4,4	0,0	0,0
P3	ELEE Ext I	Max	366,2	7,0	20,3	0,0	0,0
P3	ELEE Ext II	Min	1391,7	47,6	141,5	720,5	313,6
P3	ELR I	Max	771,9	2,2	11,9	0,0	0,0
P3	ELR I	Min	1813,0	0,0	5,7	0,0	0,0
P3	ELEE Ext I	Min	2149,1	4,1	4,7	0,0	0,0
P3	ELR I	Min	6,0	0,0	0,0	0,0	0,0

TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	OutputCase	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P3	ELEE Ext II	Min	1458,3	48,3	52,7	1142,2	218,4
P3	ELEE Ext II	Min	1525,0	41,1	112,6	1246,2	131,3
P3	ELEE Ext II	Max	577,0	41,8	275,8	412,7	27,2
P3	ELR I	Max	412,1	0,0	227,8	234,5	64,8
P3	ELR I	Min	1479,8	21,4	137,1	968,6	88,4
P3	ELR I	Min	1446,5	20,9	79,5	1048,0	109,2
P3	ELEE Ext II	Max	936,8	4,0	15,3	0,0	0,0
P3	ELEE Ext I	Max	66,3	190,9	410,1	225,3	145,7
P3	ELR I	Min	1313,3	6,0	102,9	476,5	151,9
P3	ELEE Ext II	Min	1891,4	0,0	10,5	0,0	0,0
P3	ELEE Ext II	Min	6,0	0,0	0,0	0,0	0,0
P3	ELEE Ext I	Min	1646,9	198,2	118,3	1152,2	334,8
P3	ELEE Ext I	Min	1754,9	65,8	126,1	1790,1	451,4
P3	ELEE Ext I	Min	1611,0	185,5	107,6	773,0	483,8
P4	ELEE Ext I	Max	228,2	6,8	19,3	0,0	0,0
P4	ELEE Ext II	Max	772,3	3,7	16,4	0,0	0,0
P4	ELR I	Max	682,6	2,2	11,3	0,0	0,0
P4	ELEE Ext II	Min	1665,2	0,0	8,2	0,0	0,0
P4	ELR I	Min	1619,6	0,0	5,2	0,0	0,0
P4	ELEE Ext I	Min	2035,2	3,8	4,7	0,0	0,0
P4	ELR I	Min	6,0	0,0	0,0	0,0	0,0
P4	ELEE Ext II	Min	6,0	0,0	0,0	0,0	0,0
P4	ELEE Ext II	Max	412,5	36,6	357,0	167,6	2,3
P4	ELR I	Max	322,8	1,2	238,2	196,7	65,7
P4	ELR I	Min	1286,5	21,4	132,6	962,1	88,7
P4	ELR I	Min	1253,2	20,8	73,5	1035,5	109,2
P4	ELEE Ext II	Min	1298,8	38,3	128,7	1269,9	136,4
P4	ELEE Ext I	Max	4,3	183,6	441,5	334,0	139,4
P4	ELR I	Min	1119,9	5,8	107,9	430,1	151,5
P4	ELEE Ext II	Min	1232,2	44,1	6,9	1166,6	206,1
P4	ELEE Ext II	Min	1165,5	42,9	82,2	858,6	291,9
P4	ELEE Ext I	Min	1489,5	190,8	135,4	1077,0	316,8
P4	ELEE Ext I	Min	1606,2	61,9	124,2	1781,3	458,3
P4	ELEE Ext I	Min	1645,3	47,5	217,6	1673,8	461,4

Tabla 13 Solicitaciones en caisson muro M3

13.1.3.5 Revisión por distribución de armadura

Revisión por distribución de armadura (fisuración):

Materiales:

$$f'_c = 28 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

Geometría:

$$\varnothing_{\text{pilote}} = 1,20 \text{ m}$$

$$\text{Rec.} = 0,075 \text{ m}$$

$$d = 1,11 \text{ m}$$

$$A_s = \# 7$$

$$\text{Sep.}_{\text{Ref}} = 0,09 \text{ m} \quad \text{Empleada}$$

$$\varnothing_{A_s} = 2,22 \text{ cm}$$

$$z = 8,61 \text{ cm}$$

Momento actuante ELS:

$$M_{\text{ELS}} = 60,4 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

Usando la sección agrietada y una franja de 0,090 m de ancho, para el diseño por ELS.

$$M_{S \text{ 0,09}} = 5,4 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{S \text{ 0,09}} = \text{separación} \times M_s$$

Eje Neutro:

$$f_c = 28 \text{ MPa}$$

$$E_c = 20637 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$n = 10$$

Área de acero transformada: $A_{st} = \text{relación modular} \times \text{área de acero}$

$$A_{st} = 77,6 \text{ cm}^2$$

$$y = 36,0 \text{ cm}$$

$$E = 3900 \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)}$$

$$A_{st} = n \times A_s$$

Esfuerzo de la barra:

$$M_s = 5,4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$A_s = 7,8 \text{ cm}^2$$

$$J_d = 99,4 \text{ cm}^4$$

$$f_{ss} = 7049,0 \text{ kN/m}^2$$

$$0.6f_y = 25200,0 \text{ kN/m}^2$$

$$M_s = f_{ss} \times A_s \times J_d$$

$$f_{ss} = \frac{M_s}{A_s \times J_d}$$

$$f_{ss} \leq 0.6f_y \quad \text{Ok!}$$

Máxima separación armadura:

$\gamma_e = 0,75$ Exposición= Clase 2

$\beta_s = 1,1$

$$\beta = H + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)}$$

$s_{m\acute{a}x} = 1157,3 \text{ cm}$

$$s \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

$s_{empleada} = 9,0 \text{ cm}$

$s_{m\acute{a}x} > s_{empleada}$ Ok!

13.1.3.6 Cuantía volumétrica

GEOMETRÍA

$\varnothing = 1,2$ m
Area $A_g = 11309,7$ cm²

MATERIALES

$f'_c = 280$ kg/cm²
 $f_y = 4200$ kg/cm²

Recubrimiento

$r = 7,5$ cm

REFUERZO LONGITUDINAL

No. Cantidad
Refuerzo= 7 40
As= 155,2 cm²

REFUERZO TRANSVERSAL

No.
Refuerzo= 5
Separación= 7,5 cm

CUANTÍA DE AREA

$\rho_{\text{minimo}} = 0,0075$

$\rho_{\text{empleada}} = 0,0137$ OK

CUANTÍA VOLUMETRICAS

$A_c = 8659,015$ cm²

$$\rho_{vol-1} = 0.45 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

$\rho_{Vol-1} = 0,0092$

$$\rho_{vol-2} = 0.12 \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

$\rho_{Vol-2} = 0,0080$

$\rho_{vol} = 0,009184$

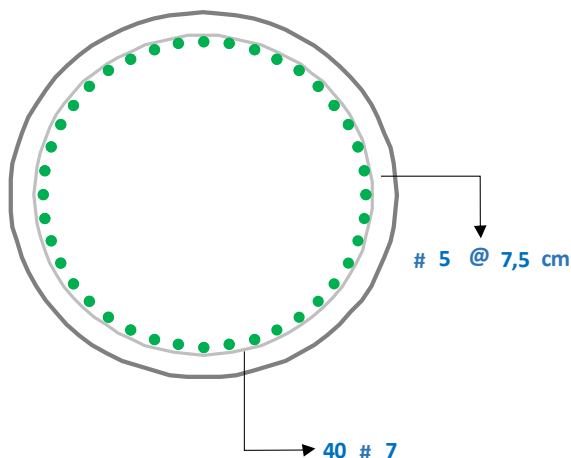
No. Pasos = 13,3 Por metro

$L_{\text{paso}} = 377,1$ cm

$L_{\text{espiral}} = 5027,5$ cm

Vol. espiral = 9951,1 cm³

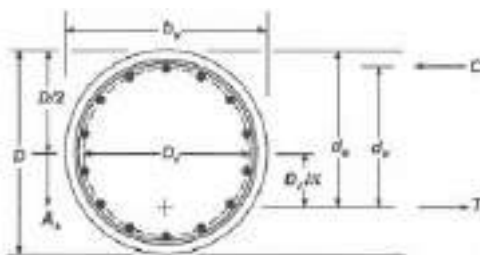
Vol empleada = 0,0115 OK



13.1.3.7 Revisión cortante

CORTANTE CAISSON $\phi=1.2\text{m}$

f'_c	28 MPa
f_y	420 MPa
E_s	200000000 kN/m ²
As estribo: Aro #5	1,27 cm ²
Número de ramas	2
A_v (Area por sección)	2,53 cm ²
b_v (Ancho efectivo para cortante)	1200,0 mm
b_{ef} (Ancho efectivo)	1,20 m
ϕ	0,90
Recubrimiento	0,075 m
V_u	425,0 kN
M_u	1520,0 kN-m
As flexión	0,0182 m ²
a (altura del bloque de compresión)	0,268 m



1. Altura efectiva para cortante

Máximo entre

$$a) \text{ de } = (D/2) + (D_r/\pi) = 934,2 \text{ mm}$$

$$dv = \text{de} - \text{recubrimiento} = 859,2 \text{ mm}$$

$$dv = 0,86 \text{ m}$$

$$\epsilon_s = ((M_u/dv) + (V_u)) / E_s \times A_s$$

$$\epsilon_s = 0,0006$$

2. Angulo de las fisuras generadas a cortante

$$\theta = 29 + 3500\epsilon_s$$

$$\theta = 31,1$$

3. Factor que indica la habilidad del concreto para transmitir tracción y cortante cuando esta fisurado

$$\beta = (4.8) / (1 + 750\epsilon_s)$$

$$\beta = 3,308$$

4. Resistencia nominal del concreto

No debe ser mayor que

$$V_n = 0.25f'_c \times b_v \times d_v$$

$$V_c = 0.083 \times \beta \times \sqrt{f'_c} \times b_v \times d_v$$

$$V_n = 7217,5 \text{ kN}$$

$$V_c = 1497,9 \text{ kN}$$

$$V_{rc} = \phi V_c \quad 1348,2 \text{ kN} \quad \text{NO REQUIERE REFUERZO A CORTANTE}$$

5. Cortante a resistir por el acero de refuerzo

$$V_s = V_u - \phi V_c \quad -788,3 \text{ kN}$$

5.1 Esfuerzo cortante

$$v_u = (V_u - \phi V_p) / (\phi \times b_v \times d_v) \quad 0,46 \text{ MPa}$$

$$0.125 \times f'_c \quad 3,50 \text{ MPa}$$

5.2 La separación entre estribos debe ser la mínima entre

$$s_1 = 0.4 d_v \quad 0,34 \text{ m}$$

$$s_2 = 30 \text{ cm} \quad 0,30 \text{ m}$$

$$s = (A_v \times f_y \times d_v \times (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha) / V_s$$

Para $\alpha = 90$ tenemos

$$s_3 = (A_v \times f_y \times d_v \times \cot \theta) / V_s \quad -0,19 \text{ m}$$

$$S \text{ escogido} \quad 0,30 \text{ m}$$

$$S \text{ adoptado} \quad 0,075 \text{ m}$$

Recalculasdo V_s con esta separación de estribos, tenemos:

$$V_{sfinal} \quad 2020,8 \text{ kN}$$

6. Cortante resistente

$$V_r = \phi(V_c + V_{sfinal}) \quad 3032,1 \text{ kN}$$

Este valor se debe comparar con el valor de V_u

$$V_u = 425 \text{ kN} \quad V_r \geq V_u$$

EL CAISSON ESTA BIEN A CORTE!!!

7. Revisión refuerzo mínimo a cortante

$$\text{Ref mínimo} = 0.083\sqrt{f'_c} \times (b_v \times S / f_y) \quad 0,94 \text{ cm}^2$$

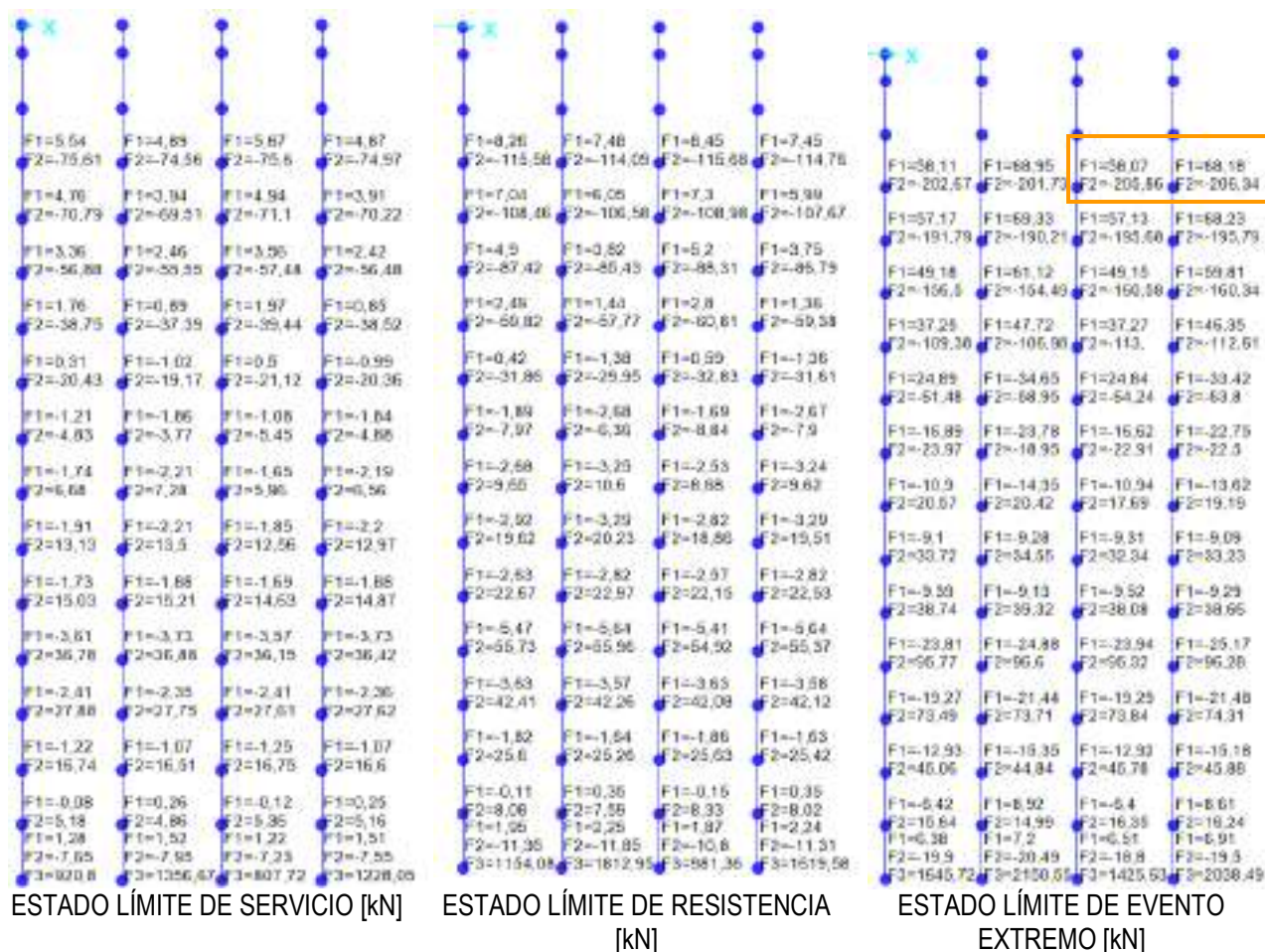
$$\text{As colocado} = 2,53 \text{ cm}^2 \quad \text{ok!!}$$

13.1.3.8 Revisión capacidad portante

TABLE: Joint Reactions						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F3	Capacidad portante	Revisión
Text	Text	Text	Text	KN	KN	
P1	ELEE Ext I	Combination	Max	2038	31845	CUMPLE
P1	ELR I	Combination	Max	1620	10610	CUMPLE
P2	ELEE Ext I	Combination	Max	2151	31845	CUMPLE
P2	ELR I	Combination	Max	1813	10610	CUMPLE
P3	ELEE Ext I	Combination	Max	1426	31845	CUMPLE
P3	ELR I	Combination	Max	981	10610	CUMPLE
P4	ELEE Ext I	Combination	Max	1646	31845	CUMPLE
P4	ELR I	Combination	Max	1154	10610	CUMPLE

Tabla 14 Revisión capacidad portante muro M3

13.1.3.9 Revisión capacidad lateral



Diam (m)	Longitud (m)				
	15	16	18	19	20
1,2	727,76	821,20	1016,82	1117,56	1218
1,3	788,41	889,63	1101,56	1212,27	1325
1,4	849,06	958,06	1186,29	1305,52	1428
1,5	909,70	1026,49	1271,03	1398,77	1530
1,7	970,35	1094,93	1355,76	1492,02	1632

Tabla 15 Valores capacidad de carga lateral.

Fuente: Informe "Memorando técnico JPV-187-1337D-22".

La carga lateral máxima es de 206kN, y la capacidad máxima es de 12180kN, por lo tanto el pilote cumple a carga lateral.

13.1.4 Zarpa muro M1

GEOMETRÍA

Zarpa
 $h = 1,00 \text{ m}$
 $b = 1,00 \text{ m}$

MATERIALES

$f'_c = 28 \text{ MPa}$
 $f_y = 420 \text{ MPa}$

Recubrimiento

$r_{inf} = 0,075 \text{ m}$
 $r_{sup} = 0,050 \text{ m}$

SOLICITACIONES

Zarpa momento Transv.

$M_{U+} = 140,00 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $M_{U-} = 703,00 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $M_{S+} = 18,00 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $M_{S-} = 310,00 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

1. DISEÑO DE ZARPA - REFUERZO TRANSVERSAL

1.1 Calculo del refuerzo transversal

Momento positivo

Refuerzo transversal inferior

Chequeo As mínimo

Momento negativo

Refuerzo transversal superior

Revisión As mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_U$.

$r = 0,075 \text{ m}$
 $f_r = 3280,73 \text{ kN/m}^2$
 $I = 0,08333 \text{ m}^4$
 $Y_b = 0,500 \text{ m}$
 $S_c = 0,167 \text{ m}^3$
 $\gamma_1 = 1,6 \rightarrow \text{Demás estructuras en concreto}$
 $\gamma_3 = 0,75 \rightarrow \text{Para refuerzo A706, Grado 60}$
 $M_{cr} = 656,15 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

$M_U = 140,00 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

$1.33 M_U = 186,67 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

Menor valor entre M_{cr} y $1.33M_U = 186,67 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

$M_{U+} = 186,67 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

$z = 0,08 \text{ m}$

$d = 0,92 \text{ m}$

$\Phi = 0,9$

$\rho_{requerida} = 0,000592$

$r = 0,050 \text{ m}$
 $f_r = 3280,73 \text{ kN/m}^2$
 $I = 0,08333 \text{ m}^4$
 $Y_b = 0,500 \text{ m}$
 $S_c = 0,167 \text{ m}^3$
 $\gamma_1 = 1,6 \rightarrow \text{Demás estructuras en concreto}$
 $\gamma_3 = 0,75 \rightarrow \text{Para refuerzo A706, Grado 60}$
 $M_{cr} = 656,15 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

$M_U = 703,00 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

$1.33 M_U = 937,33 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

Menor valor entre M_{cr} y $1.33M_U = 656,15 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

$M_{U-} = 703,00 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

$z = 0,06 \text{ m}$

$d = 0,94 \text{ m}$

$\Phi = 0,9$

$\rho_{requerida} = 0,002143$

Área de refuerzo requerida:

$$\begin{aligned} A_s &= 5,42 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \phi &= 3/4 \text{ "} \\ S &= 0,53 \text{ m} \quad (\text{Máxima}) \\ S &= 0,20 \text{ m} \quad (\text{Escogida}) \\ A_s &= 14,25 \text{ cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Área de refuerzo requerida:

$$\begin{aligned} A_s &= 20,16 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \phi &= 3/4 \text{ "} \\ S &= 0,14 \text{ m} \quad (\text{Máxima}) \\ S &= 0,10 \text{ m} \quad (\text{Escogida}) \\ A_s &= 28,50 \text{ cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

1.2 Revisión por distribución de armadura

Momento positivo

$$\text{Ancho tributario} = 0,20 \text{ m}$$

$$M_{s+} = 3,60 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

Eje neutro

$$\begin{aligned} E_c &= 20637 \text{ MPa} \\ E_s &= 200000 \text{ MPa} \\ n &= 10 \end{aligned}$$

$$\text{Área de acero transformada } A_s = 0,0028 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} y &= 0,146 \text{ m} \\ j_d &= 0,867 \end{aligned}$$

Esfuerzo de la barra

$$f_{ss} = 14570 \text{ kN}/\text{m}^2$$

$$0.6f_y = 252000 \text{ kN}/\text{m}^2$$

$$\begin{aligned} f_{ss} &< 0.6f_y \\ 14570 &< 252000 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Máxima separación armadura

$$Y_e = 0,75 \text{ Exposición severa Clase 2}$$

$$\beta_s = 1,13$$

$$s = 5,42 \text{ m} \quad \text{OK}$$

Momento negativo

$$\text{Ancho tributario} = 0,10 \text{ m}$$

$$M_{s-} = 31,00 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$\text{Área de acero transformada } A = 0,0028 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} y &= 0,202 \text{ m} \\ j_d &= 0,873 \end{aligned}$$

$$f_{ss} = 124565 \text{ kN}/\text{m}^2$$

$$0.6f_y = 252000 \text{ kN}/\text{m}^2$$

$$\begin{aligned} f_{ss} &< 0.6f_y \\ 124565 &< 252000 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$$Y_e = 0,75 \text{ Exposición severa Clase 2}$$

$$\beta_s = 1,09$$

$$s = 0,56 \text{ m} \quad \text{OK}$$

GEOMETRÍA

Zarpa
h = 1,00 m
b = 1,00 m

MATERIALES

$f'_c = 28$ MPa
 $f_y = 420$ MPa

Recubrimiento

$r_{inf} = 0,075$ m
 $r_{sup} = 0,050$ m

SOLICITACIONES

Zarpa momento Long.

$M_{U+} = 136,00$ kN·m/m
 $M_{U-} = 462,00$ kN·m/m
 $V_U = 391,00$ kN/m
 $M_{S+} = 43,00$ kN·m/m
 $M_{S-} = 200,00$ kN·m/m

2. DISEÑO DE ZARPA - REFUERZO LONGITUDINAL

2.1 Calculo del refuerzo horizontal

Momento positivo

Refuerzo longitudinal inferior

Chequeo As mínimo

Momento negativo

Refuerzo longitudinal superior

Revisión As mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_U$.

$r = 0,075$ m
 $f_r = 3280,73$ kN/m²
 $I = 0,08333$ m⁴
 $Y_b = 0,500$ m
 $S_c = 0,167$ m³
 $\gamma_1 = 1,6 \rightarrow$ Demás estructuras en concreto
 $\gamma_3 = 0,75 \rightarrow$ Para refuerzo A706, Grado 60
 $M_{cr} = 656,15$ kN·m/m

$M_U = 136,00$ kN·m/m

$1.33 M_U = 181,33$ kN·m/m

Menor valor entre M_{cr} y $1.33M_U = 181,33$ kN·m/m

$M_{U+} = 181,33$ kN·m/m

$z = 0,08$ m
 $d = 0,92$ m
 $\Phi = 0,9$
 $\rho_{requerida} = 0,000573$

$r = 0,050$ m
 $f_r = 3280,73$ kN/m²
 $I = 0,08333$ m⁴
 $Y_b = 0,500$ m
 $S_c = 0,167$ m³
 $\gamma_1 = 1,6 \rightarrow$ Demás estructuras en concreto
 $\gamma_3 = 0,75 \rightarrow$ Para refuerzo A706, Grado 60
 $M_{cr} = 656,15$ kN·m/m

$M_U = 462,00$ kN·m/m

$1.33 M_U = 616,00$ kN·m/m

Menor valor entre M_{cr} y $1.33M_U = 616,00$ kN·m/m

$M_{U-} = 616,00$ kN·m/m

$z = 0,06$ m
 $d = 0,94$ m
 $\Phi = 0,9$
 $\rho_{requerida} = 0,001867$

Área de refuerzo requerida:

$$\begin{aligned} A_s &= 5,26 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \phi &= 5/8 \text{ "} \\ S &= 0,38 \text{ m} \quad (\text{Máxima}) \\ S &= 0,10 \text{ m} \quad (\text{Escogida}) \\ A_s &= 19,79 \text{ cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Área de refuerzo requerida:

$$\begin{aligned} A_s &= 17,59 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \phi &= 5/8 \text{ "} \\ S &= 0,11 \text{ m} \quad (\text{Máxima}) \\ S &= 0,10 \text{ m} \quad (\text{Escogida}) \\ A_s &= 19,79 \text{ cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

2.2 Revisión por distribución de armadura

Momento positivo

Ancho tributario = 0,10 m

$$M_{s+} = 4,30 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

Eje neutro

$$\begin{aligned} E_c &= 20637 \text{ MPa} \\ E_s &= 200000 \text{ MPa} \\ n &= 10 \end{aligned}$$

Área de acero transformada $A_s = 0,0019 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} y &= 0,169 \text{ m} \\ j_d &= 0,861 \text{ m} \end{aligned}$$

Esfuerzo de la barra

$$f_{ss} = 25243 \text{ kN}/\text{m}^2$$

$$0.6f_y = 252000 \text{ kN}/\text{m}^2$$

$$\begin{aligned} f_{ss} &< 0.6f_y \\ 25243 &< 252000 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Máxima separación armadura

$$Y_e = 0,75 \text{ Exposición severa Clase 2}$$

$$\beta_s = 1,13$$

$$s = 3,07 \text{ m} \quad \text{OK}$$

Momento negativo

Ancho tributario = 0,10 m

$$M_{s-} = 20,00 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

Área de acero transformada $A = 0,0019 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} y &= 0,172 \text{ m} \\ j_d &= 0,885 \text{ m} \end{aligned}$$

$$f_{ss} = 114205 \text{ kN}/\text{m}^2$$

$$0.6f_y = 252000 \text{ kN}/\text{m}^2$$

$$\begin{aligned} f_{ss} &< 0.6f_y \\ 114205 &< 252000 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$$Y_e = 0,75 \text{ Exposición severa Clase 2}$$

$$\beta_s = 1,09$$

$$s = 0,63 \text{ m} \quad \text{OK}$$

2.3 Armadura de contracción y temperatura

$$2,33 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s \text{ temp}} < 12,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ temp}} = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ en cada cara.}$$

$$\begin{aligned} \phi &= 5/8 \text{ "} \\ S &= 0,44 \text{ (Máxima)} \\ S &= 0,25 \text{ (Escogida)} \\ A_s &= 7,92 \text{ cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

CORTANTE ZARPA

f'_c	28 MPa
f_y	420 MPa
E_s	200000000 kN/m ²
As Ref. Transv. #4	1,29 cm ²
Número de ramas	6
A_v (Area por sección)	7,74 cm ²
h_t	1,00 m
b_v (Ancho efectivo para cortante)	3500 mm
b_{ef} (Ancho efectivo tablero)	3,5 m
ϕ	0,90
Recubrimiento	0,075 m
V_u	391,0 kN
M_u	703,0 kN-m
As flexión	0,0029 m ²
a (altura del bloque de compresión)	0,014 m

1. Altura efectiva para cortante

Máximo entre

- a) h_t - rec positivo - $a/2 =$ 0,92 m
- b) $0.9 d$ 0,83 m
- c) $0.72 h$ 0,72 m

d_v 0,92 m

$$\epsilon_s = ((M_u/d_v) + (V_u)) / E_s x A_s$$

$\epsilon_s = 0,0020$

2. Angulo de las fisuras generadas a cortante

$$\theta = 29 + 3500 \epsilon_s$$

$\theta = 36,1$

3. Factor que indica la habilidad del concreto para transmitir tracción y cortante cuando esta fisurado

$$S_x = 200 \text{ mm}$$

$$S_{xe} = S_x \cdot (1.38) / (ag + 0.63)$$

$S_{xe} = 14$

- Para secciones con refuerzo transversal mínimo (A_v mín)

$$\beta = (4.8) / (1 + 750 \epsilon_s)$$

$\beta = 1,90$

- Para secciones sin refuerzo transversal mínimo (A_v mín)

$$\beta = (4.8) / (1 + 750 \epsilon_s) \cdot (51 / (39 + S_{xe}))$$

$\beta = 1,83$

4. Resistencia nominal del concreto

No debe ser mayor que

$$V_n = 0.25 f'_c \times b_v \times d_v \rightarrow V_n = 22486,5 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.083 \times \beta \times v f'_c \times b_v \times d_v \rightarrow V_c = 2684,9 \text{ kN}$$

$$V_{rc} = \phi v_c \quad 2416,4 \text{ kN} \quad \text{NO REQUIERE REFUERZO A CORTANTE}$$

5. Cortante a resistir por el acero de refuerzo

$$V_s = V_u - \phi V_c \quad -1783,8 \text{ kN}$$

5.1 Esfuerzo cortante

$$v_u = (V_u - \phi V_c) / (\phi \times b_v \times d_v) \quad 0,14 \text{ MPa}$$

$$0.125 \times f'_c \quad 3,50 \text{ MPa}$$

$$\therefore v_u > 0.125 f'_c \rightarrow S_{max} = 0.4 d_v \leq 300 \text{ mm}$$

5.2 La separación entre estribos debe ser la mínima entre

$$s_1 = 0.4 d_v \quad 0,37 \text{ m}$$

$$s_2 = 30 \text{ cm} \quad 0,30 \text{ m}$$

$$s = (A_v \times f_y \times d_v \times (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha) / V_s$$

Para $\alpha = 90$ tenemos

$$s_3 = (A_v \times f_y \times d_v \times \cot \theta) / V_s \quad -0,23 \text{ m}$$

$$S \text{ escogido} \quad -0,23 \text{ m}$$

$$S \text{ adoptado} \quad 0,20 \text{ m}$$

Recalculado V_s con esta separación de estribos, tenemos:

$$V_{sfinal} \quad 2045,5 \text{ kN}$$

6. Cortante resistente

$$V_r = \phi (V_c + V_{sfinal}) \quad 4015,7 \text{ kN}$$

Este valor se debe comparar con el valor de V_u

$$V_u = 391 \text{ kN} \quad V_r \geq V_u \quad \text{ok!!}$$

LA ZARPA ESTA BIEN A CORTE!!!

7. Revisión refuerzo mínimo a cortante

$$\text{Ref mínimo} = 0.083 v (f'_c) \times (b_v \times S / f_y) \quad 7,32 \text{ cm}^2$$

$$\text{As colocado} = 7,74 \text{ cm}^2 \quad \text{ok!!}$$

13.1.5 Zarpa muro M2

GEOMETRÍA

Zarpa
h = 1,00 m
b = 1,00 m

MATERIALES

$f'_c = 28$ MPa
 $f_y = 420$ MPa

Recubrimiento

$r_{inf} = 0,075$ m
 $r_{sup} = 0,050$ m

SOLICITACIONES

Zarpa momento Transv.

$M_{U+} = 247,00$ kN·m/m
 $M_{U-} = 954,00$ kN·m/m
 $M_{S+} = 26,00$ kN·m/m
 $M_{S-} = 394,00$ kN·m/m

1. DISEÑO DE ZARPA - REFUERZO TRANSVERSAL

1.1 Cálculo del refuerzo transversal

Momento positivo

Refuerzo transversal inferior

Chequeo As mínimo

Momento negativo

Refuerzo transversal superior

Revisión As mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_U$.

$r = 0,075$ m
 $f_r = 3280,73$ kN/m²
 $I = 0,08333$ m⁴
 $Y_b = 0,500$ m
 $S_c = 0,167$ m³
 $\gamma_1 = 1,6 \rightarrow$ Demás estructuras en concreto
 $\gamma_3 = 0,75 \rightarrow$ Para refuerzo A706, Grado 60
 $M_{cr} = 656,15$ kN·m/m

$M_U = 247,00$ kN·m/m

$1.33 M_U = 329,33$ kN·m/m

Menor valor entre M_{cr} y $1.33M_U = 329,33$ kN·m/m

$M_{U+} = 329,33$ kN·m/m

$z = 0,08$ m
 $d = 0,92$ m
 $\Phi = 0,9$
 $\rho_{requerida} = 0,001049$

$r = 0,050$ m
 $f_r = 3280,73$ kN/m²
 $I = 0,08333$ m⁴
 $Y_b = 0,500$ m
 $S_c = 0,167$ m³
 $\gamma_1 = 1,6 \rightarrow$ Demás estructuras en concreto
 $\gamma_3 = 0,75 \rightarrow$ Para refuerzo A706, Grado 60
 $M_{cr} = 656,15$ kN·m/m

$M_U = 954,00$ kN·m/m

$1.33 M_U = 1272,00$ kN·m/m

Menor valor entre M_{cr} y $1.33M_U = 656,15$ kN·m/m

$M_{U-} = 954,00$ kN·m/m

$z = 0,06$ m
 $d = 0,94$ m
 $\Phi = 0,9$
 $\rho_{requerida} = 0,002929$

Área de refuerzo requerida:

$$\begin{aligned} A_s &= 9,61 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \phi &= 3/4 \text{ "} \\ S &= 0,30 \text{ m} \quad (\text{Máxima}) \\ S &= 0,20 \text{ m} \quad (\text{Escogida}) \\ A_s &= 14,25 \text{ cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Área de refuerzo requerida:

$$\begin{aligned} A_s &= 27,55 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \phi &= 3/4 \text{ "} \\ S &= 0,10 \text{ m} \quad (\text{Máxima}) \\ S &= 0,10 \text{ m} \quad (\text{Escogida}) \\ A_s &= 28,50 \text{ cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

1.2 Revisión por distribución de armadura

Momento positivo

$$\text{Ancho tributario} = 0,20 \text{ m}$$

$$M_{s+} = 5,20 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

Eje neutro

$$\begin{aligned} E_c &= 20637 \text{ MPa} \\ E_s &= 200000 \text{ MPa} \\ n &= 10 \end{aligned}$$

$$\text{Área de acero transformada } A_s = 0,0028 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} y &= 0,146 \text{ m} \\ j_d &= 0,867 \text{ m} \end{aligned}$$

Esfuerzo de la barra

$$f_{ss} = 21046 \text{ kN}/\text{m}^2$$

$$0.6f_y = 252000 \text{ kN}/\text{m}^2$$

$$\begin{aligned} f_{ss} &< 0.6f_y \\ 21046 &< 252000 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Momento negativo

$$\text{Ancho tributario} = 0,10 \text{ m}$$

$$M_{s-} = 39,40 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$\text{Área de acero transformada } A = 0,0028 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} y &= 0,202 \text{ m} \\ j_d &= 0,873 \text{ m} \end{aligned}$$

$$f_{ss} = 158318 \text{ kN}/\text{m}^2$$

$$0.6f_y = 252000 \text{ kN}/\text{m}^2$$

$$\begin{aligned} f_{ss} &< 0.6f_y \\ 158318 &< 252000 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Máxima separación armadura

$$Y_e = 0,75 \text{ Exposición severa Clase 2}$$

$$\beta_s = 1,13$$

$$s = 3,70 \text{ m} \quad \text{OK}$$

$$Y_e = 0,75 \text{ Exposición severa Clase 2}$$

$$\beta_s = 1,09$$

$$s = 0,42 \text{ m} \quad \text{OK}$$

GEOMETRÍA

Zarpa
 $h = 1,00$ m
 $b = 1,00$ m

MATERIALES

$f'_c = 28$ MPa
 $f_y = 420$ MPa

Recubrimiento

$r_{inf} = 0,075$ m
 $r_{sup} = 0,050$ m

SOLICITACIONES

Zarpa momento Long.

$M_{U+} = 183,00$ kN·m/m
 $M_{U-} = 637,00$ kN·m/m
 $V_U = 486,00$ kN/m
 $M_{S+} = 62,00$ kN·m/m
 $M_{S-} = 265,00$ kN·m/m

2. DISEÑO DE ZARPA - REFUERZO LONGITUDINAL

2.1 Calculo del refuerzo horizontal

Momento positivo

Refuerzo longitudinal inferior

Chequeo As mínimo

Momento negativo

Refuerzo longitudinal superior

Revisión As mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_U$.

$r = 0,075$ m
 $f_r = 3280,73$ kN/m²
 $I = 0,08333$ m⁴
 $Y_b = 0,500$ m
 $S_c = 0,167$ m³
 $\gamma_1 = 1,6 \rightarrow$ Demás estructuras en concreto
 $\gamma_3 = 0,75 \rightarrow$ Para refuerzo A706, Grado 60
 $M_{cr} = 656,15$ kN·m/m

$M_U = 183,00$ kN·m/m

$1.33 M_U = 244,00$ kN·m/m

Menor valor entre M_{cr} y $1.33M_U = 244,00$ kN·m/m

$M_{U+} = 244,00$ kN·m/m

$z = 0,08$ m
 $d = 0,92$ m
 $\Phi = 0,9$
 $\rho_{requerida} = 0,000776$

$r = 0,050$ m
 $f_r = 3280,73$ kN/m²
 $I = 0,08333$ m⁴
 $Y_b = 0,500$ m
 $S_c = 0,167$ m³
 $\gamma_1 = 1,6 \rightarrow$ Demás estructuras en concreto
 $\gamma_3 = 0,75 \rightarrow$ Para refuerzo A706, Grado 60
 $M_{cr} = 656,15$ kN·m/m

$M_U = 637,00$ kN·m/m

$1.33 M_U = 849,33$ kN·m/m

Menor valor entre M_{cr} y $1.33M_U = 656,15$ kN·m/m

$M_{U-} = 656,15$ kN·m/m

$z = 0,06$ m
 $d = 0,94$ m
 $\Phi = 0,9$
 $\rho_{requerida} = 0,001998$

Área de refuerzo requerida:

$$\begin{aligned} A_s &= 7,10 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \phi &= 3/4 \text{ "} \\ S &= 0,40 \text{ m} \quad (\text{Máxima}) \\ S &= 0,20 \text{ m} \quad (\text{Escogida}) \\ A_s &= 14,25 \text{ cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Área de refuerzo requerida:

$$\begin{aligned} A_s &= 18,79 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \phi &= 3/4 \text{ "} \\ S &= 0,15 \text{ m} \quad (\text{Máxima}) \\ S &= 0,10 \text{ m} \quad (\text{Escogida}) \\ A_s &= 28,50 \text{ cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

2.2 Revisión por distribución de armadura

Momento positivo

Ancho tributario = 0,20 m

$M_{S+} = 12,40 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$

Eje neutro

$$\begin{aligned} E_c &= 20637 \text{ MPa} \\ E_s &= 200000 \text{ MPa} \\ n &= 10 \end{aligned}$$

Área de acero transformada $A_s = 0,0028 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} y &= 0,146 \text{ m} \\ j_d &= 0,867 \text{ m} \end{aligned}$$

Esfuerzo de la barra

$f_{ss} = 50186 \text{ kN}/\text{m}^2$

$0.6f_y = 252000 \text{ kN}/\text{m}^2$

$$\begin{aligned} f_{ss} &< 0.6f_y \\ 50186 &< 252000 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Máxima separación armadura

$Y_e = 0,75$ Exposición severa Clase 2

$\beta_s = 1,13$

$s = 1,45 \text{ m} \quad \text{OK}$

Momento negativo

Ancho tributario = 0,10 m

$M_{S-} = 26,50 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$

Área de acero transformada $A = 0,0028 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} y &= 0,202 \text{ m} \\ j_d &= 0,873 \text{ m} \end{aligned}$$

$f_{ss} = 106483 \text{ kN}/\text{m}^2$

$0.6f_y = 252000 \text{ kN}/\text{m}^2$

$$\begin{aligned} f_{ss} &< 0.6f_y \\ 106483 &< 252000 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$Y_e = 0,75$ Exposición severa Clase 2

$\beta_s = 1,09$

$s = 0,68 \text{ m} \quad \text{OK}$

2.3 Armadura de contracción y temperatura

$2,33 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s \text{ temp}} < 12,70 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{s \text{ temp}} = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$ en cada cara.

$\phi = 5/8 \text{ "}$

$S = 0,44 \text{ (Máxima)}$

$S = 0,25 \text{ (Escogida)}$

$A_s = 7,92 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$

CORTANTE ZARPA

f'_c	28 MPa
f_y	420 MPa
E_s	200000000 kN/m ²
As Ref. Transv. #4	1,29 cm ²
Número de ramas	6
A_v (Area por sección)	7,74 cm ²
h_t	1,00 m
b_v (Ancho efectivo para cortante)	3500 mm
b_{ef} (Ancho efectivo tablero)	3,5 m
ϕ	0,90
Recubrimiento	0,075 m
V_u	486,0 kN
M_u	954,0 kN-m
As flexión	0,0029 m ²
a (altura del bloque de compresión)	0,014 m

1. Altura efectiva para cortante

Máximo entre

- a) h_t - rec positivo - $a/2 =$ 0,92 m
- b) $0.9 d$ 0,83 m
- c) $0.72 h$ 0,72 m

$$d_v = 0,92 \text{ m}$$

$$\epsilon_s = ((M_u/d_v) + (V_u)) / E_s A_s$$

$$\epsilon_s = 0,0027$$

2. Angulo de las fisuras generadas a cortante

$$\theta = 29 + 3500 \epsilon_s$$

$$\theta = 38,4$$

3. Factor que indica la habilidad del concreto para transmitir tracción y cortante cuando esta fisurado

$$S_x = 200 \text{ mm}$$

$$S_{xe} = S_x \cdot (1.38) / (a_g + 0.63)$$

$$S_{xe} = 14$$

- Para secciones con refuerzo transversal mínimo (A_v mín)

$$\beta = (4.8) / (1 + 750 \epsilon_s)$$

$$\beta = 1,60$$

- Para secciones sin refuerzo transversal mínimo (A_v mín)

$$\beta = (4.8) / (1 + 750 \epsilon_s) \cdot (51 / (39 + S_{xe}))$$

$$\beta = 1,54$$

4. Resistencia nominal del concreto

No debe ser mayor que

$$V_n = 0.25 f'_c \times b_v \times d_v \rightarrow V_n = 22486,5 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.083 \times \beta \times \sqrt{f'_c} \times b_v \times d_v \rightarrow V_c = 2252,0 \text{ kN}$$

$$V_{rc} = \phi v_c \quad 2026,8 \text{ kN} \quad \text{NO REQUIERE REFUERZO A CORTANTE}$$

5. Cortante a resistir por el acero de refuerzo

$$V_s = V_u - \phi V_c \quad -1338,1 \text{ kN}$$

5.1 Esfuerzo cortante

$$v_u = (V_u - \phi V_c) / (\phi \times b_v \times d_v) \quad 0,17 \text{ MPa}$$

$$0.125 \times f'_c \quad 3,50 \text{ MPa}$$

$$\therefore v_u > 0.125 f'_c \rightarrow S_{max} = 0.4 d_v \leq 300 \text{ mm}$$

5.2 La separación entre estribos debe ser la mínima entre

$$s_1 = 0.4 d_v \quad 0,37 \text{ m}$$

$$s_2 = 30 \text{ cm} \quad 0,30 \text{ m}$$

$$s = (A_v \times f_y \times d_v \times (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha) / V_s$$

Para $\alpha = 90$ tenemos

$$s_3 = (A_v \times f_y \times d_v \times \cot \theta) / V_s \quad -0,28 \text{ m}$$

$$S \text{ escogido} \quad -0,28 \text{ m}$$

$$S \text{ adoptado} \quad 0,20 \text{ m}$$

Recalculado V_s con esta separación de estribos, tenemos:

$$V_{sfinal} \quad 1884,5 \text{ kN}$$

6. Cortante resistente

$$V_r = \phi (V_c + V_{sfinal}) \quad 3520,1 \text{ kN}$$

Este valor se debe comparar con el valor de V_u

$$V_u = 486 \text{ kN} \quad V_r \geq V_u \quad \text{ok!!}$$

LA ZARPA ESTA BIEN A CORTE!!!

7. Revisión refuerzo mínimo a cortante

$$\text{Ref mínimo} = 0.083 \sqrt{f'_c} \times (b_v \times S / f_y) \quad 7,32 \text{ cm}^2$$

$$\text{As colocado} = 7,74 \text{ cm}^2 \quad \text{ok!!}$$

13.1.6 Zarpa muro M3

GEOMETRÍA	MATERIALES
Zarpa $h = 1,00$ m $b = 1,00$ m	$f'_c = 28$ MPa $f_y = 420$ MPa Recubrimiento $r_{inf} = 0,075$ m $r_{sup} = 0,050$ m

SOLICITACIONES

Zarpa momento Transv.
 $M_{U+} = 110,00$ kN·m/m
 $M_{U-} = 522,00$ kN·m/m
 $M_{S+} = 7,00$ kN·m/m
 $M_{S-} = 206,00$ kN·m/m

1. DISEÑO DE ZARPA - REFUERZO TRANSVERSAL

1.1 Cálculo del refuerzo transversal

Momento positivo
Refuerzo transversal inferior
 Chequeo As mínimo

Momento negativo
Refuerzo transversal superior
 Revisión As mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_U$.

$r = 0,075$ m
 $f_r = 3280,73$ kN/m²
 $I = 0,08333$ m⁴
 $Y_b = 0,500$ m
 $S_c = 0,167$ m³
 $\gamma_1 = 1,6 \rightarrow$ Demás estructuras en concreto
 $\gamma_3 = 0,75 \rightarrow$ Para refuerzo A706, Grado 60
 $M_{cr} = 656,15$ kN·m/m

$M_U = 110,00$ kN·m/m

$1.33 M_U = 146,67$ kN·m/m

Menor valor entre M_{cr} y $1.33M_U = 146,67$ kN·m/m

$M_{U+} = 146,67$ kN·m/m

$z = 0,08$ m
 $d = 0,92$ m
 $\Phi = 0,9$
 $P_{requerida} = 0,000463$

$r = 0,050$ m
 $f_r = 3280,73$ kN/m²
 $I = 0,08333$ m⁴
 $Y_b = 0,500$ m
 $S_c = 0,167$ m³
 $\gamma_1 = 1,6 \rightarrow$ Demás estructuras en concreto
 $\gamma_3 = 0,75 \rightarrow$ Para refuerzo A706, Grado 60
 $M_{cr} = 656,15$ kN·m/m

$M_U = 522,00$ kN·m/m

$1.33 M_U = 696,00$ kN·m/m

Menor valor entre M_{cr} y $1.33M_U = 656,15$ kN·m/m

$M_{U-} = 656,15$ kN·m/m

$z = 0,06$ m
 $d = 0,94$ m
 $\Phi = 0,9$
 $P_{requerida} = 0,001991$

Área de refuerzo requerida:

$$\begin{aligned} A_s &= 4,25 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \emptyset &= 5/8 \text{ "} \\ S &= 0,47 \text{ m} \quad (\text{Máxima}) \\ S &= 0,20 \text{ m} \quad (\text{Escogida}) \\ A_s &= 9,90 \text{ cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Área de refuerzo requerida:

$$\begin{aligned} A_s &= 18,76 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \emptyset &= 5/8 \text{ "} \\ S &= 0,11 \text{ m} \quad (\text{Máxima}) \\ S &= 0,10 \text{ m} \quad (\text{Escogida}) \\ A_s &= 19,79 \text{ cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

1.2 Revisión por distribución de armadura

Momento positivo

$$\text{Ancho tributario} = 0,20 \text{ m}$$

$$M_{s+} = 1,40 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

Eje neutro

$$\begin{aligned} E_c &= 20637 \text{ MPa} \\ E_s &= 200000 \text{ MPa} \\ n &= 10 \end{aligned}$$

$$\text{Área de acero transformada } A_s = 0,0019 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} y &= 0,123 \text{ m} \\ j_d &= 0,876 \text{ m} \end{aligned}$$

Esfuerzo de la barra

$$f_{ss} = 8075 \text{ kN}/\text{m}^2$$

$$0.6f_y = 252000 \text{ kN}/\text{m}^2$$

$$\begin{aligned} f_{ss} &< 0.6f_y \\ 8075 &< 252000 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Momento negativo

$$\text{Ancho tributario} = 0,10 \text{ m}$$

$$M_{s-} = 20,60 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$\text{Área de acero transformada } A = 0,0019 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} y &= 0,172 \text{ m} \\ j_d &= 0,885 \text{ m} \end{aligned}$$

$$f_{ss} = 117631 \text{ kN}/\text{m}^2$$

$$0.6f_y = 252000 \text{ kN}/\text{m}^2$$

$$\begin{aligned} f_{ss} &< 0.6f_y \\ 117631 &< 252000 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Máxima separación armadura

$$Y_e = 0,75 \text{ Exposición severa Clase 2}$$

$$\beta_s = 1,13$$

$$s = 9,95 \text{ m} \quad \text{OK}$$

$$Y_e = 0,75 \text{ Exposición severa Clase 2}$$

$$\beta_s = 1,09$$

$$s = 0,61 \text{ m} \quad \text{OK}$$

GEOMETRÍA

Zarpa
 $h = 1,00$ m
 $b = 1,00$ m

MATERIALES

$f'_c = 28$ MPa
 $f_y = 420$ MPa

Recubrimiento

$r_{inf} = 0,075$ m
 $r_{sup} = 0,050$ m

SOLICITACIONES

Zarpa momento Long.

$M_{U+} = 100,00$ kN·m/m
 $M_{U-} = 348,00$ kN·m/m
 $V_U = 282,00$ kN/m
 $M_{S+} = 32,00$ kN·m/m
 $M_{S-} = 151,00$ kN·m/m

2. DISEÑO DE ZARPA - REFUERZO LONGITUDINAL

2.1 Cálculo del refuerzo horizontal

Momento positivo

Refuerzo longitudinal inferior

Chequeo As mínimo

Momento negativo

Refuerzo longitudinal superior

Revisión As mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_U$.

$r = 0,075$ m
 $f_r = 3280,73$ kN/m²
 $I = 0,08333$ m⁴
 $Y_b = 0,500$ m
 $S_c = 0,167$ m³
 $\gamma_1 = 1,6$ → Demás estructuras en concreto
 $\gamma_3 = 0,75$ → Para refuerzo A706, Grado 60
 $M_{cr} = 656,15$ kN·m/m

$M_U = 100,00$ kN·m/m

$1.33 M_U = 133,33$ kN·m/m

Menor valor entre M_{cr} y $1.33M_U = 133,33$ kN·m/m

$M_{U+} = 133,33$ kN·m/m

$z = 0,08$ m
 $d = 0,92$ m
 $\Phi = 0,9$

$\rho_{requerida} = 0,000421$

$r = 0,050$ m
 $f_r = 3280,73$ kN/m²
 $I = 0,08333$ m⁴
 $Y_b = 0,500$ m
 $S_c = 0,167$ m³
 $\gamma_1 = 1,6$ → Demás estructuras en concreto
 $\gamma_3 = 0,75$ → Para refuerzo A706, Grado 60
 $M_{cr} = 656,15$ kN·m/m

$M_U = 348,00$ kN·m/m

$1.33 M_U = 464,00$ kN·m/m

Menor valor entre M_{cr} y $1.33M_U = 464,00$ kN·m/m

$M_{U-} = 464,00$ kN·m/m

$z = 0,06$ m
 $d = 0,94$ m
 $\Phi = 0,9$

$\rho_{requerida} = 0,001401$

Área de refuerzo requerida:

$$\begin{aligned} A_s &= 3,86 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \emptyset &= 5/8 \text{ "} \\ S &= 0,51 \text{ m} \quad (\text{Máxima}) \\ S &= 0,10 \text{ m} \quad (\text{Escogida}) \\ A_s &= 19,79 \text{ cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Área de refuerzo requerida:

$$\begin{aligned} A_s &= 13,19 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \emptyset &= 5/8 \text{ "} \\ S &= 0,15 \text{ m} \quad (\text{Máxima}) \\ S &= 0,10 \text{ m} \quad (\text{Escogida}) \\ A_s &= 19,79 \text{ cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

2.2 Revisión por distribución de armadura

Momento positivo

$$\text{Ancho tributario} = 0,10 \text{ m}$$

$$M_{s+} = 3,20 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

Eje neutro

$$\begin{aligned} E_c &= 20637 \text{ MPa} \\ E_s &= 200000 \text{ MPa} \\ n &= 10 \end{aligned}$$

$$\text{Área de acero transformada } A_s = 0,0019 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} y &= 0,169 \text{ m} \\ j_d &= 0,861 \text{ m} \end{aligned}$$

Esfuerzo de la barra

$$f_{ss} = 18786 \text{ kN/m}^2$$

$$0.6f_y = 252000 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} f_{ss} &< 0.6f_y \\ 18786 &< 252000 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Momento negativo

$$\text{Ancho tributario} = 0,10 \text{ m}$$

$$M_{s-} = 15,10 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\text{Área de acero transformada } A = 0,0019 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} y &= 0,172 \text{ m} \\ j_d &= 0,885 \text{ m} \end{aligned}$$

$$f_{ss} = 86225 \text{ kN/m}^2$$

$$0.6f_y = 252000 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} f_{ss} &< 0.6f_y \\ 86225 &< 252000 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Máxima separación armadura

$$Y_e = 0,75 \text{ Exposición severa Clase 2}$$

$$\beta_s = 1,13$$

$$s = 4,18 \text{ m} \quad \text{OK}$$

$$Y_e = 0,75 \text{ Exposición severa Clase 2}$$

$$\beta_s = 1,09$$

$$s = 0,87 \text{ m} \quad \text{OK}$$

2.3 Armadura de contracción y temperatura

$$2,33 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s \text{ temp}} < 12,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ temp}} = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ en cada cara.}$$

$$\begin{aligned} \emptyset &= 5/8 \text{ "} \\ S &= 0,44 \text{ (Máxima)} \\ S &= 0,25 \text{ (Escogida)} \\ A_s &= 7,92 \text{ cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

CORTANTE ZARPA

$f'c$	28 MPa
f_y	420 MPa
E_s	200000000 kN/m ²
As Ref. Transv. #4	1,29 cm ²
Número de ramas	6
Av (Area por sección)	7,74 cm ²
ht	1,00 m
bv (Ancho efectivo para cortante)	3500 mm
bef (Ancho efectivo tablero)	3,5 m
ϕ	0,90
Recubrimiento	0,075 m
Vu	282,0 kN
Mu	552,0 kN-m
As flexión	0,0020 m ²
a (altura del bloque de compresión)	0,010 m

1. Altura efectiva para cortante

Máximo entre

a) ht - rec positivo - a/2 =	0,92 m
b) 0.9 d	0,83 m
c) 0.72 h	0,72 m

$$dv = 0,92 \text{ m}$$

$$\epsilon_s = ((Mu/dv) + (Vu)) / (Es \cdot As)$$

$$\epsilon_s = 0,0022$$

2. Angulo de las fisuras generadas a cortante

$$\theta = 29 + 3500\epsilon_s$$

$$\theta = 36,8$$

3. Factor que indica la habilidad del concreto para transmitir tracción y cortante cuando esta fisurado

$$S_x = 200 \text{ mm}$$

$$S_{xe} = S_x \cdot (1.38) / (ag + 0.63)$$

$$S_{xe} = 14$$

- Para secciones con refuerzo transversal mínimo (Av mín)

$$\beta = (4.8) / (1 + 750\epsilon_s)$$

$$\beta = 1,80$$

- Para secciones sin refuerzo transversal mínimo (Av mín)

$$\beta = (4.8) / (1 + 750\epsilon_s) \cdot (51 / (39 + S_{xe}))$$

$$\beta = 1,73$$

4. Resistencia nominal del concreto

No debe ser mayor que

$$V_n = 0.25 f'_c \times b_v \times d_v \rightarrow V_n = 22540,2 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.083 \times \beta \times v f'_c \times b_v \times d_v \rightarrow V_c = 2542,0 \text{ kN}$$

$$V_{rc} = \phi v_c \quad 2287,8 \text{ kN} \quad \text{NO REQUIERE REFUERZO A CORTANTE}$$

5. Cortante a resistir por el acero de refuerzo

$$V_s = V_u - \phi V_c \quad -1777,0 \text{ kN}$$

5.1 Esfuerzo cortante

$$v_u = (V_u - \phi V_c) / (\phi \times b_v \times d_v) \quad 0,10 \text{ MPa}$$

$$0.125 \times f'_c \quad 3,50 \text{ MPa}$$

$$\therefore v_u > 0.125 f'_c \rightarrow S_{max} = 0.4 d_v \leq 300 \text{ mm}$$

5.2 La separación entre estribos debe ser la mínima entre

$$s_1 = 0.4 d_v \quad 0,37 \text{ m}$$

$$s_2 = 30 \text{ cm} \quad 0,30 \text{ m}$$

$$s = (A_v \times f_y \times d_v \times (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha) / V_s$$

Para $\alpha = 90$ tenemos

$$s_3 = (A_v \times f_y \times d_v \times \cot \theta) / V_s \quad -0,23 \text{ m}$$

$$S_{\text{escogido}} \quad -0,23 \text{ m}$$

$$S_{\text{adoptado}} \quad 0,20 \text{ m}$$

Recalculado V_s con esta separación de estribos, tenemos:

$$V_{s\text{final}} \quad 1999,2 \text{ kN}$$

6. Cortante resistente

$$V_r = \phi (V_c + V_{s\text{final}}) \quad 3858,3 \text{ kN}$$

Este valor se debe comparar con el valor de V_u

$$V_u = 282 \text{ kN} \quad V_r \geq V_u \quad \text{ok!!}$$

LA ZARPA ESTA BIEN A CORTE!!!

7. Revisión refuerzo mínimo a cortante

$$\text{Ref mínimo} = 0.083 V (f'_c) \times (b_v \times S / f_y) \quad 7,32 \text{ cm}^2$$

$$\text{As colocado} = 7,74 \text{ cm}^2 \quad \text{ok!!}$$

13.1.7 Vástago muro M1

GEOMETRÍA	MATERIALES
<u>Vástago</u> $h = 0,50$ m $b = 1,00$ m	$f'_c = 28$ MPa $f_y = 420$ MPa <u>Recubrimiento</u> $r_{ext} = 0,050$ m $r_{int} = 0,050$ m

SOLICITACIONES
<u>Vástago momento Transv.</u> $M_{U+} = 163,00$ kN·m/m OPUESTO AL TERRENO $M_{U-} = 460,00$ kN·m/m CONTRA TERRENO $M_{S+} = 5,00$ kN·m/m OPUESTO AL TERRENO $M_{S-} = 158,00$ kN·m/m CONTRA TERRENO $V_U = 215,00$ kN/m

1. DISEÑO DE VÁSTAGO - REFUERZO TRANSVERSAL

1.1 Cálculo del refuerzo transversal

Momento positivo

Refuerzo transversal opuesto al terreno

Chequeo As mínimo

Momento negativo

Refuerzo transversal contra el terreno

Revisión As mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_U$.

$$\begin{aligned}
 r &= 0,050 \text{ m} \\
 f_r &= 3280,73 \text{ kN/m}^2 \\
 I &= 0,01042 \text{ m}^4 \\
 Y_b &= 0,250 \text{ m} \\
 S_c &= 0,042 \text{ m}^3 \\
 \gamma_1 &= 1,6 \rightarrow \text{Demás estructuras en concreto} \\
 \gamma_3 &= 0,75 \rightarrow \text{Para refuerzo A706, Grado 60} \\
 M_{cr} &= 164,04 \text{ kN·m/m}
 \end{aligned}$$

$$M_U = 163,00 \text{ kN·m/m}$$

$$1.33 M_U = 217,33 \text{ kN·m/m}$$

$$\text{Menor valor entre } M_{cr} \text{ y } 1.33M_U = 164,04 \text{ kN·m/m}$$

$$M_{U+} = 164,04 \text{ kN·m/m}$$

$$\begin{aligned}
 z &= 0,06 \text{ m} \\
 d &= 0,44 \text{ m} \\
 \phi &= 0,9 \\
 \rho_{requerida} &= 0,002250
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 r &= 0,050 \text{ m} \\
 f_r &= 3280,73 \text{ kN/m}^2 \\
 I &= 0,01042 \text{ m}^4 \\
 Y_b &= 0,250 \text{ m} \\
 S_c &= 0,042 \text{ m}^3 \\
 \gamma_1 &= 1,6 \rightarrow \text{Demás estructuras en concreto} \\
 \gamma_3 &= 0,75 \rightarrow \text{Para refuerzo A706, Grado 60} \\
 M_{cr} &= 164,04 \text{ kN·m/m}
 \end{aligned}$$

$$M_U = 460,00 \text{ kN·m/m}$$

$$1.33 M_U = 613,33 \text{ kN·m/m}$$

$$\text{Menor valor entre } M_{cr} \text{ y } 1.33M_U = 164,04 \text{ kN·m/m}$$

$$M_{U-} = 460,00 \text{ kN·m/m}$$

$$\begin{aligned}
 z &= 0,06 \text{ m} \\
 d &= 0,44 \text{ m} \\
 \phi &= 0,9 \\
 \rho_{requerida} &= 0,006717
 \end{aligned}$$

Área de refuerzo requerida:

$$\begin{aligned} A_s &= 9,98 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \phi &= 1/2 \text{ " } \\ S &= 0,13 \text{ m (Máxima)} \\ S &= 0,10 \text{ m (Escogida)} \\ A_s &= 12,67 \text{ cm}^2 \text{ OK} \end{aligned}$$

Área de refuerzo requerida:

$$\begin{aligned} A_s &= 29,48 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \phi &= 7/8 \text{ " } \\ S &= 0,13 \text{ m (Máxima)} \\ S &= 0,10 \text{ m (Escogida)} \\ A_s &= 38,79 \text{ cm}^2 \text{ OK} \end{aligned}$$

1.2 Revisión por distribución de armadura

Momento positivo

Ancho tributario = 0,10 m

$M_{s+} = 0,50 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$

Eje neutro

$$\begin{aligned} E_c &= 20637 \text{ MPa} \\ E_s &= 200000 \text{ MPa} \\ n &= 10 \end{aligned}$$

Área de acero transformada $A_s = 0,0012 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} y &= 0,093 \text{ m} \\ j_d &= 0,413 \end{aligned}$$

Esfuerzo de la barra

$f_{ss} = 9564 \text{ kN}/\text{m}^2$

$0.6f_y = 252000 \text{ kN}/\text{m}^2$

$$\begin{aligned} f_{ss} &< 0.6f_y \\ 9564 &< 252000 \text{ OK} \end{aligned}$$

Máxima separación armadura

$Y_e = 0,75$ Exposición severa Clase 2

$\beta_s = 1,18$

$s = 8,05 \text{ m}$ OK

Momento negativo

Ancho tributario = 0,10 m

$M_{s-} = 15,80 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$

Área de acero transformada $A = 0,0038 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} y &= 0,148 \text{ m} \\ j_d &= 0,390 \end{aligned}$$

$f_{ss} = 104541 \text{ kN}/\text{m}^2$

$0.6f_y = 252000 \text{ kN}/\text{m}^2$

$$\begin{aligned} f_{ss} &< 0.6f_y \\ 104541 &< 252000 \text{ OK} \end{aligned}$$

$Y_e = 0,75$ Exposición severa Clase 2

$\beta_s = 1,20$

$s = 0,61 \text{ m}$ OK

GEOMETRÍA

Vástago

$$h = 0,50 \text{ m}$$

$$b = 1,00 \text{ m}$$

MATERIALES

$$f'_c = 28 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

Recubrimiento

$$r_{\text{ext}} = 0,050 \text{ m}$$

$$r_{\text{int}} = 0,050 \text{ m}$$

SOLICITACIONES

Vástago momento Long.

$$M_{U+} = 50,00 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{U-} = 94,00 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$V_U = 227,00 \text{ kN/m}$$

2. DISEÑO DE VÁSTAGO - REFUERZO LONGITUDINAL

2.1 Cálculo del refuerzo horizontal

Momento positivo

Refuerzo longitudinal opuesto al terreno

Chequeo As mínimo

Momento negativo

Refuerzo longitudinal contra el terreno

Revisión As mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_U$.

$$r = 0,050 \text{ m}$$

$$f_r = 3280,73 \text{ kN/m}^2$$

$$I = 0,01042 \text{ m}^4$$

$$Y_b = 0,250 \text{ m}$$

$$S_c = 0,042 \text{ m}^3$$

$$\gamma_1 = 1,6 \rightarrow \text{Demás estructuras en concreto}$$

$$\gamma_3 = 0,75 \rightarrow \text{Para refuerzo A706, Grado 60}$$

$$M_{cr} = 164,04 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_U = 50,00 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$1.33 M_U = 66,67 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\text{Menor valor entre } M_{cr} \text{ y } 1.33M_U = 66,67 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{U+} = 66,67 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$z = 0,06 \text{ m}$$

$$d = 0,44 \text{ m}$$

$$\phi = 0,9$$

$$\rho_{\text{requerida}} = 0,000903$$

$$r = 0,050 \text{ m}$$

$$f_r = 3280,73 \text{ kN/m}^2$$

$$I = 0,01042 \text{ m}^4$$

$$Y_b = 0,250 \text{ m}$$

$$S_c = 0,042 \text{ m}^3$$

$$\gamma_1 = 1,6 \rightarrow \text{Demás estructuras en concreto}$$

$$\gamma_3 = 0,75 \rightarrow \text{Para refuerzo A706, Grado 60}$$

$$M_{cr} = 164,04 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_U = 94,00 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$1.33 M_U = 125,33 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\text{Menor valor entre } M_{cr} \text{ y } 1.33M_U = 125,33 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{U-} = 125,33 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$z = 0,06 \text{ m}$$

$$d = 0,44 \text{ m}$$

$$\phi = 0,9$$

$$\rho_{\text{requerida}} = 0,001710$$

Área de refuerzo requerida:

$$\begin{aligned} A_s &= 4,01 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \phi &= 1/2 \text{ " } \\ S &= 0,32 \text{ m (Máxima)} \\ S &= 0,30 \text{ m (Escogida)} \\ A_s &= 4,22 \text{ cm}^2 \text{ OK} \end{aligned}$$

Área de refuerzo requerida:

$$\begin{aligned} A_s &= 7,59 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \phi &= 1/2 \text{ " } \\ S &= 0,17 \text{ m (Máxima)} \\ S &= 0,15 \text{ m (Escogida)} \\ A_s &= 8,45 \text{ cm}^2 \text{ OK} \end{aligned}$$

2.2 Revisión por distribución de armadura

Momento positivo

$$\begin{aligned} \text{Ancho tributario} &= 0,30 \text{ m} \\ M_{s+} &= 2,88 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \end{aligned}$$

Eje neutro

$$\begin{aligned} E_c &= 20637 \text{ MPa} \\ E_s &= 200000 \text{ MPa} \\ n &= 10 \end{aligned}$$

$$\text{Área de acero transformada } A_t = 0,0012 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} y &= 0,056 \text{ m} \\ j_d &= 0,425 \text{ m} \end{aligned}$$

Esfuerzo de la barra

$$\begin{aligned} f_{ss} &= 53509 \text{ kN/m}^2 \\ 0.6f_y &= 252000 \text{ kN/m}^2 \\ f_{ss} &< 0.6f_y \\ 53509 &< 252000 \text{ OK} \end{aligned}$$

Máxima separación armadura

$$\begin{aligned} Y_e &= 0,75 \text{ Exposición severa Clase 2} \\ \beta_s &= 1,18 \\ s &= 1,35 \text{ m OK} \end{aligned}$$

Momento negativo

$$\begin{aligned} \text{Ancho tributario} &= 0,15 \text{ m} \\ M_{s-} &= 1,57 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \end{aligned}$$

$$\text{Área de acero transformada } A = 0,0012 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} y &= 0,077 \text{ m} \\ j_d &= 0,418 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ss} &= 29699 \text{ kN/m}^2 \\ 0.6f_y &= 252000 \text{ kN/m}^2 \\ f_{ss} &< 0.6f_y \\ 29699 &< 252000 \text{ OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_e &= 0,75 \text{ Exposición severa Clase 2} \\ \beta_s &= 1,18 \\ s &= 2,52 \text{ m OK} \end{aligned}$$

2.3 Armadura de contracción y temperatura

$$2,33 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s \text{ temp}} < 12,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ temp}} &= 3,00 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ en cada cara.} \\ \phi &= 1/2 \text{ " } \\ S &= 0,42 \text{ (Máxima)} \\ S &= 0,30 \text{ (Escogida)} \\ A_s &= 4,22 \text{ cm}^2 \text{ OK} \end{aligned}$$

2.2 Revisión por corte

La resistencia nominal de cortante, V_n debe determinarse como la menor entre:

$$V_n = V_c \rightarrow V_c = 0.083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$$

$$V_n = 0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v$$

$$\Phi = 0,9$$

$$\beta = 2$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$a = 0,01 \text{ m}$$

$$d_v = 0,44 \text{ m}$$

$$V_c = 383,82 \text{ kN}$$

$$V_n = 3058,68 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 345,43 \text{ kN}$$

OK

13.1.8 Vástago muro M2

GEOMETRÍA	MATERIALES
Vástago $h = 0,50$ m $b = 1,00$ m	$f'_c = 28$ MPa $f_y = 420$ MPa Recubrimiento $r_{ext} = 0,050$ m $r_{int} = 0,050$ m

SOLICITACIONES

Vástago momento Transv.

$M_{U+} = 233,00$ kN·m/m	OPUESTO AL TERRENO
$M_{U-} = 653,00$ kN·m/m	CONTRA TERRENO
$M_{S+} = 5,00$ kN·m/m	OPUESTO AL TERRENO
$M_{S-} = 222,00$ kN·m/m	CONTRA TERRENO
$V_U = 92,11$ kN/m	

1. DISEÑO DE VÁSTAGO - REFUERZO TRANSVERSAL

1.1 Cálculo del refuerzo transversal

Momento positivo

Refuerzo transversal opuesto al terreno

Chequeo As mínimo

Momento negativo

Refuerzo transversal contra el terreno

Revisión As mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_U$.

$r = 0,050$ m $f_r = 3280,73$ kN/m ² $I = 0,01042$ m ⁴ $Y_b = 0,250$ m $S_c = 0,042$ m ³ $\gamma_1 = 1,6 \rightarrow$ Demás estructuras en concreto $\gamma_3 = 0,75 \rightarrow$ Para refuerzo A706, Grado 60 $M_{cr} = 164,04$ kN·m/m $M_U = 233,00$ kN·m/m $1.33 M_U = 310,67$ kN·m/m Menor valor entre M_{cr} y $1.33M_U = 164,04$ kN·m/m $M_{U+} = 233,00$ kN·m/m $z = 0,06$ m $d = 0,44$ m $\phi = 0,9$ $\rho_{requerida} = 0,003248$	$r = 0,050$ m $f_r = 3280,73$ kN/m ² $I = 0,01042$ m ⁴ $Y_b = 0,250$ m $S_c = 0,042$ m ³ $\gamma_1 = 1,6 \rightarrow$ Demás estructuras en concreto $\gamma_3 = 0,75 \rightarrow$ Para refuerzo A706, Grado 60 $M_{cr} = 164,04$ kN·m/m $M_U = 653,00$ kN·m/m $1.33 M_U = 870,67$ kN·m/m Menor valor entre M_{cr} y $1.33M_U = 164,04$ kN·m/m $M_{U-} = 653,00$ kN·m/m $z = 0,06$ m $d = 0,44$ m $\phi = 0,9$ $\rho_{requerida} = 0,009901$
---	---

Área de refuerzo requerida:

$$\begin{aligned} A_s &= 14,36 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \phi &= 5/8 \text{ "} \\ S &= 0,14 \text{ m} \quad (\text{Máxima}) \\ S &= 0,10 \text{ m} \quad (\text{Escogida}) \\ A_s &= 19,79 \text{ cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Área de refuerzo requerida:

$$\begin{aligned} A_s &= 43,30 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \phi &= 1 \text{ "} \\ S &= 0,12 \text{ m} \quad (\text{Máxima}) \\ S &= 0,10 \text{ m} \quad (\text{Escogida}) \\ A_s &= 50,67 \text{ cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

1.2 Revisión por distribución de armadura

Momento positivo

Ancho tributario = 0,10 m

$$M_{s+} = 0,50 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

Eje neutro

$$\begin{aligned} E_c &= 20637 \text{ MPa} \\ E_s &= 200000 \text{ MPa} \\ n &= 10 \end{aligned}$$

Área de acero transformada $A_t = 0,0019 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} y &= 0,112 \text{ m} \\ j_d &= 0,405 \end{aligned}$$

Esfuerzo de la barra

$$f_{ss} = 6244 \text{ kN/m}^2$$

$$0.6f_y = 252000 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} f_{ss} &< 0.6f_y \\ 6244 &< 252000 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Máxima separación armadura

$$Y_e = 0,75 \text{ Exposición severa Clase 2}$$

$$\beta_s = 1,19$$

$$s = 12,33 \text{ m} \quad \text{OK}$$

Momento negativo

Ancho tributario = 0,10 m

$$M_{s-} = 22,20 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

Área de acero transformada $A = 0,0049 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} y &= 0,164 \text{ m} \\ j_d &= 0,383 \end{aligned}$$

$$f_{ss} = 114489 \text{ kN/m}^2$$

$$0.6f_y = 252000 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} f_{ss} &< 0.6f_y \\ 114489 &< 252000 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$$Y_e = 0,75 \text{ Exposición severa Clase 2}$$

$$\beta_s = 1,20$$

$$s = 0,54 \text{ m} \quad \text{OK}$$

GEOMETRÍA

Vástago

$$h = 0,50 \text{ m}$$

$$b = 1,00 \text{ m}$$

MATERIALES

$$f'_c = 28 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

Recubrimiento

$$r_{\text{ext}} = 0,050 \text{ m}$$

$$r_{\text{int}} = 0,050 \text{ m}$$

SOLICITACIONES

Vástago momento Long.

$$M_{U+} = 52,00 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{U-} = 132,00 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$V_U = 313,00 \text{ kN/m}$$

2. DISEÑO DE VÁSTAGO - REFUERZO LONGITUDINAL

2.1 Cálculo del refuerzo horizontal

Momento positivo

Refuerzo longitudinal opuesto al terreno

Chequeo As mínimo

Momento negativo

Refuerzo longitudinal contra el terreno

Revisión As mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_U$.

$$r = 0,050 \text{ m}$$

$$f_r = 3280,73 \text{ kN/m}^2$$

$$I = 0,01042 \text{ m}^4$$

$$Y_b = 0,250 \text{ m}$$

$$S_c = 0,042 \text{ m}^3$$

$$\gamma_1 = 1,6 \rightarrow \text{Demás estructuras en concreto}$$

$$\gamma_3 = 0,75 \rightarrow \text{Para refuerzo A706, Grado 60}$$

$$M_{cr} = 164,04 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_U = 52,00 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$1.33 M_U = 69,33 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\text{Menor valor entre } M_{cr} \text{ y } 1.33M_U = 69,33 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{U+} = 69,33 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$z = 0,06 \text{ m}$$

$$d = 0,44 \text{ m}$$

$$\Phi = 0,9$$

$$\rho_{\text{requerida}} = 0,000940$$

$$r = 0,050 \text{ m}$$

$$f_r = 3280,73 \text{ kN/m}^2$$

$$I = 0,01042 \text{ m}^4$$

$$Y_b = 0,250 \text{ m}$$

$$S_c = 0,042 \text{ m}^3$$

$$\gamma_1 = 1,6 \rightarrow \text{Demás estructuras en concreto}$$

$$\gamma_3 = 0,75 \rightarrow \text{Para refuerzo A706, Grado 60}$$

$$M_{cr} = 164,04 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_U = 132,00 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$1.33 M_U = 176,00 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\text{Menor valor entre } M_{cr} \text{ y } 1.33M_U = 164,04 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{U-} = 164,04 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$z = 0,06 \text{ m}$$

$$d = 0,44 \text{ m}$$

$$\Phi = 0,9$$

$$\rho_{\text{requerida}} = 0,002266$$

Área de refuerzo requerida:

$$\begin{aligned} A_s &= 4,17 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \phi &= 1/2 \text{ "} \\ S &= 0,30 \text{ m} \quad (\text{Máxima}) \\ S &= 0,30 \text{ m} \quad (\text{Escogida}) \\ A_s &= 4,22 \text{ cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Área de refuerzo requerida:

$$\begin{aligned} A_s &= 10,02 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \phi &= 5/8 \text{ "} \\ S &= 0,20 \text{ m} \quad (\text{Máxima}) \\ S &= 0,15 \text{ m} \quad (\text{Escogida}) \\ A_s &= 13,20 \text{ cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

2.2 Revisión por distribución de armadura

Momento positivo

$$\begin{aligned} \text{Ancho tributario} &= 0,30 \text{ m} \\ M_{s+} &= 2,88 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m} \end{aligned}$$

Eje neutro

$$\begin{aligned} E_c &= 20637 \text{ MPa} \\ E_s &= 200000 \text{ MPa} \\ n &= 10 \end{aligned}$$

$$\text{Área de acero transformada } A_s = 0,0012 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} y &= 0,056 \text{ m} \\ j_d &= 0,425 \text{ m} \end{aligned}$$

Esfuerzo de la barra

$$\begin{aligned} f_{ss} &= 53509 \text{ kN}/\text{m}^2 \\ 0.6f_y &= 252000 \text{ kN}/\text{m}^2 \\ f_{ss} &< 0.6f_y \\ 53509 &< 252000 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Máxima separación armadura

$$\begin{aligned} Y_e &= 0,75 \text{ Exposición severa Clase 2} \\ \beta_s &= 1,18 \\ s &= 1,35 \text{ m} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Momento negativo

$$\begin{aligned} \text{Ancho tributario} &= 0,15 \text{ m} \\ M_{s-} &= 1,57 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{Área de acero transformada } A = 0,0019 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} y &= 0,094 \text{ m} \\ j_d &= 0,411 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ss} &= 19341 \text{ kN}/\text{m}^2 \\ 0.6f_y &= 252000 \text{ kN}/\text{m}^2 \\ f_{ss} &< 0.6f_y \\ 19341 &< 252000 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_e &= 0,75 \text{ Exposición severa Clase 2} \\ \beta_s &= 1,19 \\ s &= 3,90 \text{ m} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

2.3 Armadura de contracción y temperatura

$$2,33 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s \text{ temp}} < 12,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ temp}} &= 3,00 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ en cada cara.} \\ \phi &= 1/2 \text{ "} \\ S &= 0,42 \text{ (Máxima)} \\ S &= 0,20 \text{ (Escogida)} \\ A_s &= 6,33 \text{ cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

2.2 Revisión por corte

La resistencia nominal de cortante, V_n debe determinarse como la menor entre:

$$V_n = V_c \rightarrow V_c = 0.083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$$

$$V_n = 0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v$$

$$\Phi = 0,9$$

$$\beta = 2$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$a = 0,02 \text{ m}$$

$$d_v = 0,43 \text{ m}$$

$$V_c = 381,93 \text{ kN}$$

$$V_n = 3043,68 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 343,74 \text{ kN}$$

OK

13.1.9 Vástago muro M3

GEOMETRÍA

Vástago
h = 0,35 m
b = 1,00 m

MATERIALES

$f'_c = 28$ MPa
 $f_y = 420$ MPa

Recubrimiento

$r_{ext} = 0,050$ m
 $r_{int} = 0,050$ m

SOLICITACIONES

Vástago momento Transv.

$M_{U+} = 106,00$ kN·m/m OPUESTO AL TERRENO
 $M_{U-} = 300,00$ kN·m/m CONTRA TERRENO
 $M_{S+} = 5,00$ kN·m/m OPUESTO AL TERRENO
 $M_{S-} = 101,00$ kN·m/m CONTRA TERRENO
 $V_U = 160,00$ kN/m

1. DISEÑO DE VÁSTAGO - REFUERZO TRANSVERSAL

1.1 Cálculo del refuerzo transversal

Momento positivo

Refuerzo transversal opuesto al terreno

Chequeo As mínimo

Momento negativo

Refuerzo transversal contra el terreno

Revisión As mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_U$.

$r = 0,050$ m
 $f_r = 3280,73$ kN/m²
 $I = 0,00357$ m⁴
 $Y_b = 0,175$ m
 $S_c = 0,020$ m³
 $\gamma_1 = 1,6 \rightarrow$ Demás estructuras en concreto
 $\gamma_3 = 0,75 \rightarrow$ Para refuerzo A706, Grado 60
 $M_{cr} = 80,38$ kN·m/m

$M_U = 106,00$ kN·m/m

$1.33 M_U = 141,33$ kN·m/m

Menor valor entre M_{cr} y $1.33M_U = 80,38$ kN·m/m

$M_{U+} = 106,00$ kN·m/m

$z = 0,06$ m
 $d = 0,29$ m
 $\Phi = 0,9$

$\rho_{requerida} = 0,003389$

$r = 0,050$ m
 $f_r = 3280,73$ kN/m²
 $I = 0,00357$ m⁴
 $Y_b = 0,175$ m
 $S_c = 0,020$ m³
 $\gamma_1 = 1,6 \rightarrow$ Demás estructuras en concreto
 $\gamma_3 = 0,75 \rightarrow$ Para refuerzo A706, Grado 60
 $M_{cr} = 80,38$ kN·m/m

$M_U = 300,00$ kN·m/m

$1.33 M_U = 400,00$ kN·m/m

Menor valor entre M_{cr} y $1.33M_U = 80,38$ kN·m/m

$M_{U-} = 300,00$ kN·m/m

$z = 0,06$ m
 $d = 0,29$ m
 $\Phi = 0,9$

$\rho_{requerida} = 0,010482$

Área de refuerzo requerida:

$$\begin{aligned} A_s &= 9,90 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \phi &= 5/8 \text{ "} \\ S &= 0,20 \text{ m} \quad (\text{Máxima}) \\ S &= 0,10 \text{ m} \quad (\text{Escogida}) \\ A_s &= 19,79 \text{ cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Área de refuerzo requerida:

$$\begin{aligned} A_s &= 30,28 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \phi &= 7/8 \text{ "} \\ S &= 0,13 \text{ m} \quad (\text{Máxima}) \\ S &= 0,10 \text{ m} \quad (\text{Escogida}) \\ A_s &= 38,79 \text{ cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

1.2 Revisión por distribución de armadura

Momento positivo

$$\text{Ancho tributario} = 0,10 \text{ m}$$

$$M_{s+} = 0,50 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

Eje neutro

$$\begin{aligned} E_c &= 20637 \text{ MPa} \\ E_s &= 200000 \text{ MPa} \\ n &= 10 \end{aligned}$$

$$\text{Área de acero transformada } A_t = 0,0019 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} y &= 0,088 \text{ m} \\ j_d &= 0,263 \text{ m} \end{aligned}$$

Esfuerzo de la barra

$$\begin{aligned} f_{ss} &= 9620 \text{ kN}/\text{m}^2 \\ 0.6f_y &= 252000 \text{ kN}/\text{m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ss} &< 0.6f_y \\ 9620 &< 252000 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Máxima separación armadura

$$\begin{aligned} Y_e &= 0,75 \quad \text{Exposición severa Clase 2} \\ \beta_s &= 1,28 \\ s &= 7,36 \text{ m} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Momento negativo

$$\text{Ancho tributario} = 0,10 \text{ m}$$

$$M_{s-} = 10,10 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$\text{Área de acero transformada } A = 0,0038 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} y &= 0,115 \text{ m} \\ j_d &= 0,251 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ss} &= 103840 \text{ kN}/\text{m}^2 \\ 0.6f_y &= 252000 \text{ kN}/\text{m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ss} &< 0.6f_y \\ 103840 &< 252000 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_e &= 0,75 \quad \text{Exposición severa Clase 2} \\ \beta_s &= 1,30 \\ s &= 0,56 \text{ m} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

GEOMETRÍA

Vástago
h = 0,35 m
b = 1,00 m

MATERIALES

$f'_c = 28$ MPa
 $f_y = 420$ MPa

Recubrimiento

$r_{ext} = 0,050$ m
 $r_{int} = 0,050$ m

SOLICITACIONES

Vástago momento Long.

$M_{U+} = 34,00$ kN·m/m
 $M_{U-} = 60,00$ kN·m/m
 $V_U = 170,00$ kN/m

2. DISEÑO DE VÁSTAGO - REFUERZO LONGITUDINAL

2.1 Calculo del refuerzo horizontal

Momento positivo

Refuerzo longitudinal opuesto al terrenc

Chequeo As mínimo

Momento negativo

Refuerzo longitudinal contra el terreno

Revisión As mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_U$.

$r = 0,050$ m
 $f_r = 3280,73$ kN/m²
 $I = 0,00357$ m⁴
 $Y_b = 0,175$ m
 $S_c = 0,020$ m³
 $\gamma_1 = 1,6$ → Demás estructuras en concreto
 $\gamma_3 = 0,75$ → Para refuerzo A706, Grado 60
 $M_{cr} = 80,38$ kN·m/m

$M_U = 34,00$ kN·m/m

$1.33 M_U = 45,33$ kN·m/m

Menor valor entre M_{cr} y $1.33M_U = 45,33$ kN·m/m

$M_{U+} = 45,33$ kN·m/m

$z = 0,06$ m
 $d = 0,29$ m
 $\Phi = 0,9$

$\rho_{requerida} = 0,001408$

$r = 0,050$ m
 $f_r = 3280,73$ kN/m²
 $I = 0,00357$ m⁴
 $Y_b = 0,175$ m
 $S_c = 0,020$ m³
 $\gamma_1 = 1,6$ → Demás estructuras en concreto
 $\gamma_3 = 0,75$ → Para refuerzo A706, Grado 60
 $M_{cr} = 80,38$ kN·m/m

$M_U = 60,00$ kN·m/m

$1.33 M_U = 80,00$ kN·m/m

Menor valor entre M_{cr} y $1.33M_U = 80,00$ kN·m/m

$M_{U-} = 80,00$ kN·m/m

$z = 0,06$ m
 $d = 0,29$ m
 $\Phi = 0,9$

$\rho_{requerida} = 0,002510$

Área de refuerzo requerida:

$$\begin{aligned} A_s &= 4,14 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \phi &= 1/2 \text{ "} \\ S &= 0,31 \text{ m} \quad (\text{Máxima}) \\ S &= 0,30 \text{ m} \quad (\text{Escogida}) \\ A_s &= 4,22 \text{ cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Área de refuerzo requerida:

$$\begin{aligned} A_s &= 7,37 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \phi &= 1/2 \text{ "} \\ S &= 0,17 \text{ m} \quad (\text{Máxima}) \\ S &= 0,15 \text{ m} \quad (\text{Escogida}) \\ A_s &= 8,45 \text{ cm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

2.2 Revisión por distribución de armadura

Momento positivo

Ancho tributario = 0,30 m

$$M_{s+} = 2,88 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

Eje neutro

$$\begin{aligned} E_c &= 20637 \text{ MPa} \\ E_s &= 200000 \text{ MPa} \\ n &= 10 \end{aligned}$$

Área de acero transformada $A_s = 0,0012 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} y &= 0,045 \text{ m} \\ j_d &= 0,279 \text{ m} \end{aligned}$$

Esfuerzo de la barra

$$f_{ss} = 81600 \text{ kN}/\text{m}^2$$

$$0.6f_y = 252000 \text{ kN}/\text{m}^2$$

$$\begin{aligned} f_{ss} &< 0.6f_y \\ 81600 &< 252000 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Máxima separación armadura

$$Y_e = 0,75 \text{ Exposición severa Clase 2}$$

$$\beta_s = 1,27$$

$$s = 0,77 \text{ m} \quad \text{OK}$$

Momento negativo

Ancho tributario = 0,15 m

$$M_{s-} = 1,57 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

Área de acero transformada $A_s = 0,0012 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} y &= 0,062 \text{ m} \\ j_d &= 0,273 \text{ m} \end{aligned}$$

$$f_{ss} = 45438 \text{ kN}/\text{m}^2$$

$$0.6f_y = 252000 \text{ kN}/\text{m}^2$$

$$\begin{aligned} f_{ss} &< 0.6f_y \\ 45438 &< 252000 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$$Y_e = 0,75 \text{ Exposición severa Clase 2}$$

$$\beta_s = 1,27$$

$$s = 1,48 \text{ m} \quad \text{OK}$$

2.3 Armadura de contracción y temperatura

$$2,33 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s \text{ temp}} < 12,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ temp}} = 2,33 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ en cada cara.}$$

$$\phi = 1/2 \text{ "}$$

$$S = 0,54 \text{ (Máxima)}$$

$$S = 0,20 \text{ (Escogida)}$$

$$A_s = 6,33 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

2.2 Revisión por corte

La resistencia nominal de cortante, V_n debe determinarse como la menor entre:

$$V_n = V_c \rightarrow V_c = 0.083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$$

$$V_n = 0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v$$

$$\Phi = 0,9$$

$$\beta = 2$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$a = 0,01 \text{ m}$$

$$d_v = 0,29 \text{ m}$$

$$V_c = 252,23 \text{ kN}$$

$$V_n = 2010,02 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 227,00 \text{ kN}$$

OK

13.1.10 Barrera New Jersey – zona central

<u>GEOMETRÍA</u>	
$h' =$	57,0 cm
$h'' =$	18,0 cm
$h''' =$	15,0 cm
$h =$	90,0 cm
$b' =$	16,5 cm
$b'' =$	5,5 cm
$b''' =$	13,0 cm
$b =$	35,0 cm

<u>MATERIALES</u>	
$f'c =$	210 kg/cm ²
$f_y =$	4200 kg/cm ²
Rec=	4 cm

<u>TIPO DE BARANDA</u>
TL-4 Ver Tabla A13.2-1 CCP-14

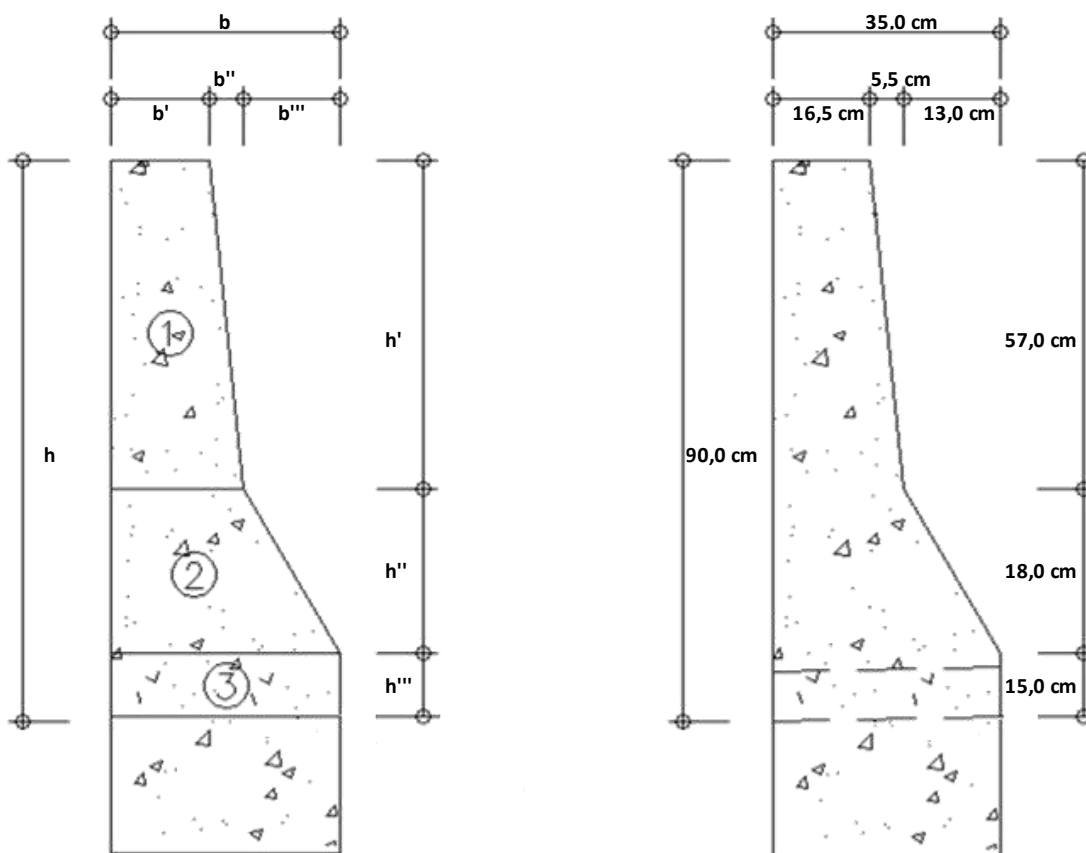
<u>REFUERZO</u>	
<u>TRANSVERSAL</u> #4 @ 20,0 cm	<u>LONGITUDINAL</u> 2 Barras #6 6 Barras #3

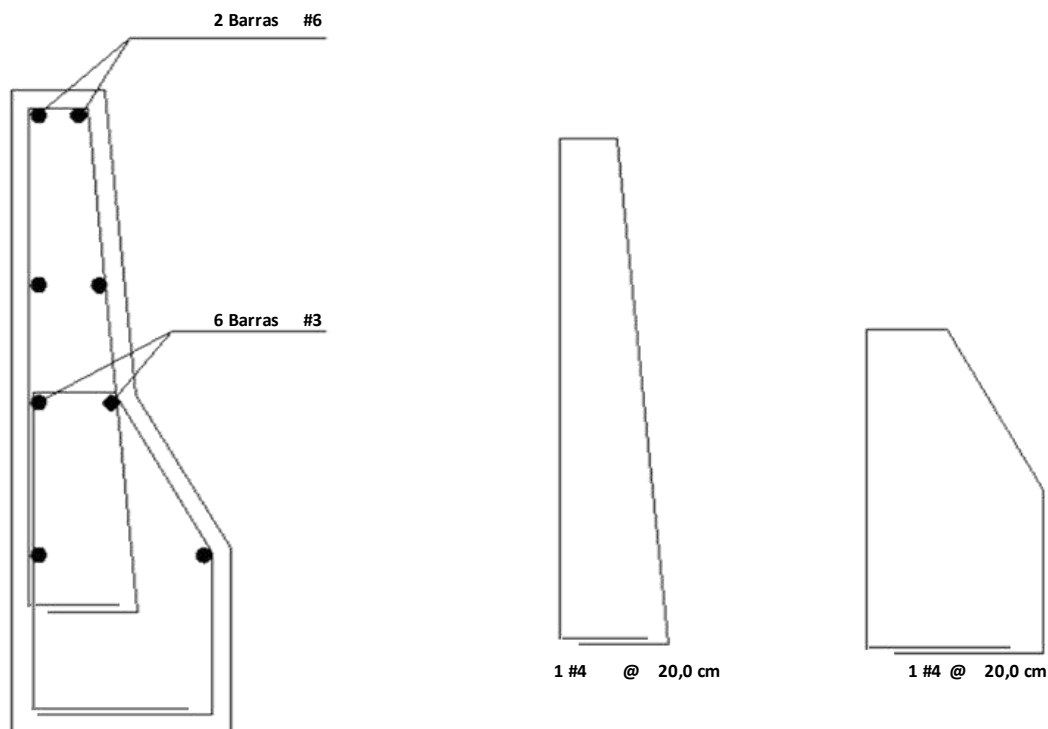
<u>TIPO DE CONCRETO</u>
Concreto vaciado sobre una superficie de concreto limpia

<u>FACTOR DE COHESIÓN Y FRICCIÓN</u>
Caso 5

Factores de cohesión y fricción Numeral 5.8.4.3 - CCP-14

ESQUEMA GENERAL



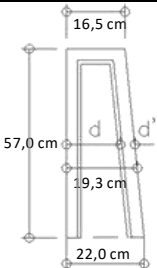


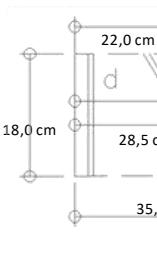
1. EVALUACIÓN DE RESISTENCIA TRANSVERSAL M_c

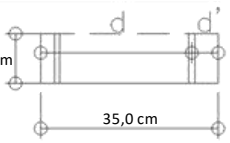
Utilizando franjas de 1.0m de ancho:

Considerando Ref. Transv: #4 @ 20,0 cm $\rightarrow A_s: 6,3 \text{ cm}^2$

$\emptyset: 1.0 \rightarrow$ Caso de Evento Extremo. Ver Numeral 1.3.2.1 CCP-14

SECCIÓN ①		
d'	4,6 cm	
d	14,6 cm	
A_s	6,3 cm ²	
a	1,5 cm	
$\emptyset$	1,0	
M_{c1}	368967,5 kg·cm	

SECCIÓN ②		
d'	4,6 cm	
d	23,9 cm	
A_s	6,3 cm ²	
a	1,5 cm	
$\emptyset$	1,0	
M_{c2}	615037,3 kg·cm	

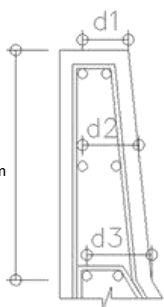
SECCIÓN ③		
d'	4,6 cm	
d	30,4 cm	
A _s	6,3 cm ²	
a	1,5 cm	
∅	1,0	
M _{c3}	787951,3 kg·cm	

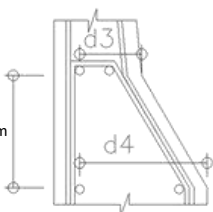
$\frac{(M_{c1} \cdot h') + (M_{c2} \cdot h'') + (M_{c3} \cdot h''')}{h}$	
M _{c TOTAL}	488012,1 kg·cm

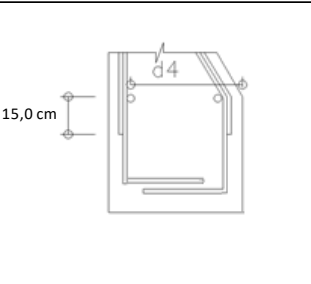
2. EVALUACIÓN DE RESISTENCIA LONGITUDINAL (M_w)

Considerando Ref. Long: **2 Barras #6**
6 Barras #3

Ø: 1.0 → Caso de Evento Extremo. Ver Numeral 1.3.2.1 CCP-14

SECCIÓN ①		
d ₁	10,3 cm	
d ₂	13,5 cm	
d ₃	16,3 cm	
d _{PROM}	13,3 cm	
A _s	3,9 cm ²	
a	1,6 cm	
∅	1,0	
M _{w1}	206345,3 kg·cm	

SECCIÓN ②		
d ₃	16,3 cm	
d ₄	29,3 cm	
d _{PROM}	22,754 cm	
A _s	0,7 cm ²	
a	0,9 cm	
∅	1,0	
M _{w2}	66702,3 kg·cm	

SECCIÓN ③		
d ₄	29,3 cm	
d	29,3 cm	
A _s	0,4 cm ²	
a	0,6 cm	
ø	1,0	
M _{w3}	43356,3 kg·cm	

M _{w1} +M _{w2} +M _{w3}	
M _w TOTAL	316403,9 kg·cm

RESUMEN RESISTENCIA FLEXIONAL

M	kg·cm	t·m
M _b	0,00	0,00
M _c	488012,10	4,88
M _w	316403,95	3,16

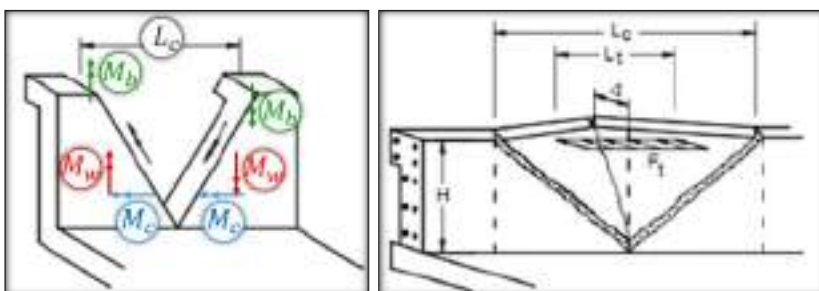


Figura CA 13.3.1-1 - Análisis mediante líneas de fluencia de un muro de hormigón para el caso de un impacto dentro de un segmento de muro - CCP-14

3. LONGITUD CRÍTICA DE LA LÍNEA DE ROTURA L_c

L _t	1,07 m
H	0,90 m
M _b	0,00 t·m
M _c	4,88 t·m
M _w	3,16 t·m
L _c	2,76 m

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}}$$

Ec. A13.3.1-4 - CCP-14

4. RESISTENCIA NOMINAL A LA CARGA TRANSVERSAL R_w

L_t	1,07 m
L_c	2,76 m
F_t	24,46 t
R_w	29,94 t

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t} \right) \left(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H} \right)$$

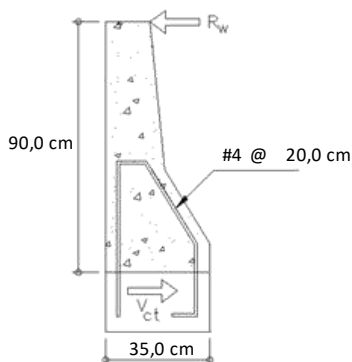
Ec. A13.3.1-1 - CCP-14

→ Fuerza transversal para el Nivel TL-4

Ok! $R_w > F_t$

5. TRANSFERENCIA DE CORTANTE ENTRE LA BARRERA Y LA LOSA

→ En 1 metro de ancho de barrera



V_{ct}	6564,69 kg/m
A_{cv}	3500,0 cm ²
A_{vf}	6,33 cm ² /m
c	5,00 kg/cm ²
μ	0,60
k_1	0,20
k_2	55,00 kg/cm ²
P_c	2115,75 cm ²
V_{ni}	34730,74 kg
$k_1 f'c A_{cv}$	147000,00 kg
$k_2 A_{cv}$	192500,00 kg

→ 6,56 t/m

$V_{ct} \rightarrow$ Numeral A13A.2-1 - CCP14

$V_{ni} \rightarrow$ Numeral 5.8.4.1-3 - CCP14

→ 34,73 t

→ 147,00 t

→ 192,50 t

$V_{ni} \leq k_1 f'c A_{cv}$	Ok!
$V_{ni} \leq k_2 A_{cv}$	Ok!
$V_{ni} > V_{ct}$	Ok!

6. REVISIÓN DE LA DOVELA

A_{vf}	6,33 cm ² /m
A_{cv}	3500,0 cm ²
$0.35 A_{cv} / f_y$	2,92 cm ² /m

$$A_{vf} \geq \frac{0.35 A_{cv}}{f_y} \quad \text{Ok!}$$

7. LONGITUD DE ANCLAJE

Longitud básica de anclaje (l_{hb}) para una barra terminada en gancho:

d_b	12,70 mm	→	1,27 cm
l_{hb}	277,14 mm	→	27,71 cm

$$l_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f'c}}$$

Ec. 5.11.2.4.1-1 - CCP-14

Factor de modificación (Numeral 5.11.2.4.2 - CCP-14)

Recubrimiento ≥ 64 mm → Factor de modificación: **0,7**

$l_{dh} = 0.7 \cdot l_{hb}$	19,40 cm
-----------------------------	----------

LONG. DE DESARROLLO	$8 d_b$	10,2 cm
	15cm	15,0 cm
	$\frac{A_{s\text{ requerida}}}{A_{s\text{ proporcionada}}} \times l_{dh}$	8,9 cm

$l_{dh} \text{ min.}$	15,0 cm
-----------------------	---------

$l_{dh} \text{ escogida}$	25,0 cm	Ok!
---------------------------	---------	-----

13.1.11 Barrera New Jersey – zona en extremos

<u>GEOMETRÍA</u>	
$h' =$	57,0 cm
$h'' =$	18,0 cm
$h''' =$	15,0 cm
$h =$	90,0 cm
$b' =$	16,5 cm
$b'' =$	5,5 cm
$b''' =$	13,0 cm
$b =$	35,0 cm

<u>MATERIALES</u>	
$f'c =$	210 kg/cm ²
$f_y =$	4200 kg/cm ²
Rec=	4 cm

<u>TIPO DE BARANDA</u>
TL-4 Ver Tabla A13.2-1 CCP-14

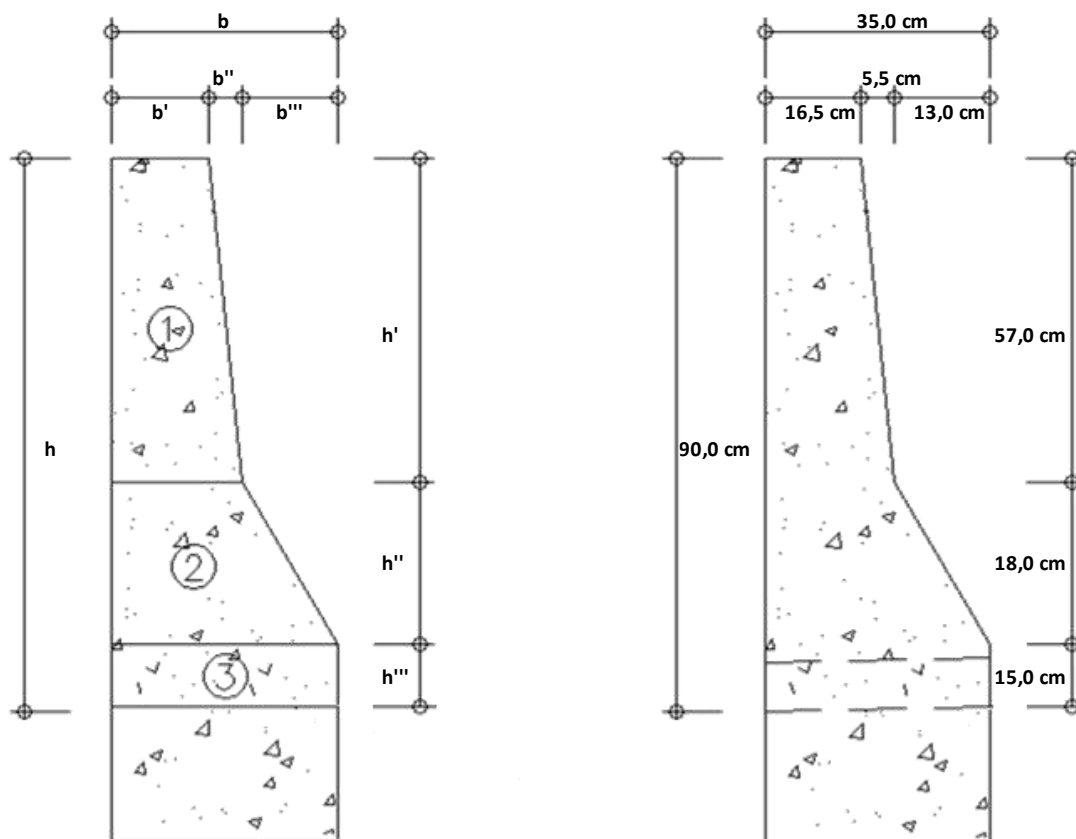
<u>REFUERZO</u>	
<u>TRANSVERSAL</u> #4 @ 10,0 cm	<u>LONGITUDINAL</u> 2 Barras #6 6 Barras #3

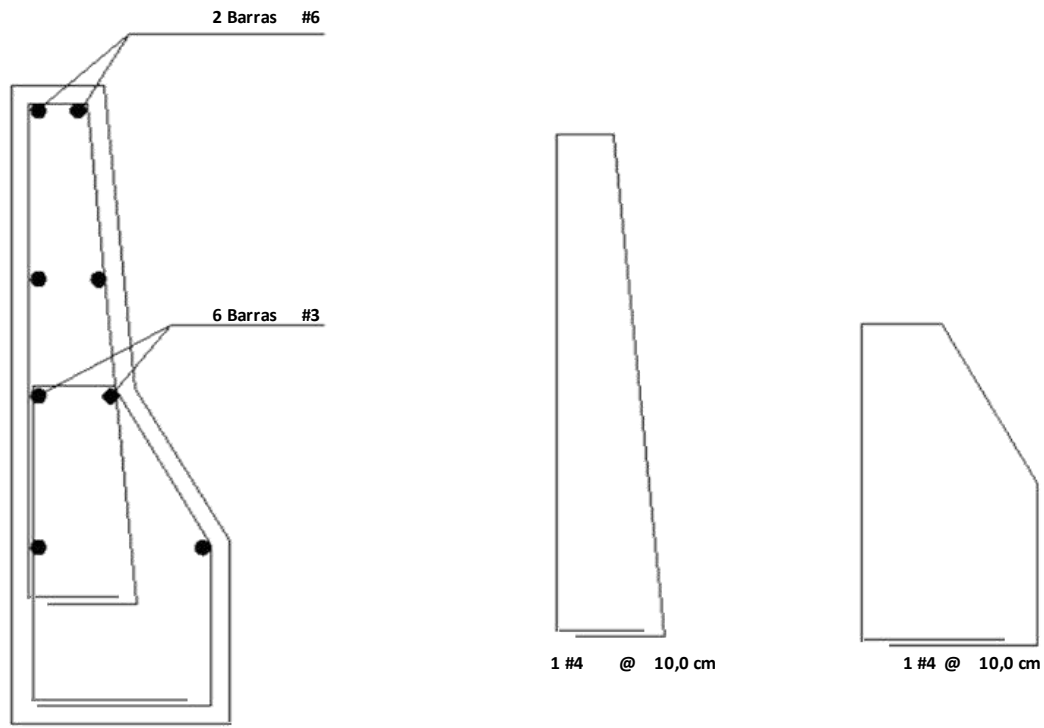
<u>TIPO DE CONCRETO</u>
Concreto vaciado sobre una superficie de concreto limpia

<u>FACTOR DE COHESIÓN Y FRICCIÓN</u>
Caso 5

Factores de cohesión y fricción Numeral 5.8.4.3 - CCP-14

ESQUEMA GENERAL



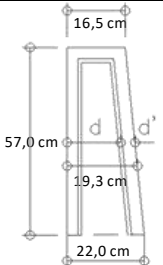


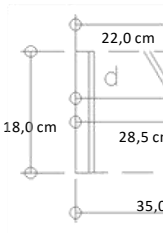
1. EVALUACIÓN DE RESISTENCIA TRANSVERSAL M_c

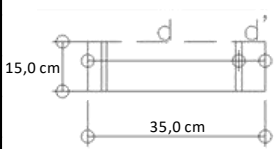
Utilizando franjas de 1.0m de ancho:

Considerando Ref. Transv: #4 @ 10,0 cm $\rightarrow A_s: 12,7 \text{ cm}^2$

$\phi: 1.0 \rightarrow$ Caso de Evento Extremo. Ver Numeral 1.3.2.1 CCP-14

SECCIÓN ①		
d'	4,6 cm	
d	14,6 cm	
A_s	12,7 cm ²	
a	3,0 cm	
ϕ	1,0	
M_{c1}	698289,4 kg·cm	

SECCIÓN ②		
d'	4,6 cm	
d	23,9 cm	
A_s	12,7 cm ²	
a	3,0 cm	
ϕ	1,0	
M_{c2}	1190429,1 kg·cm	

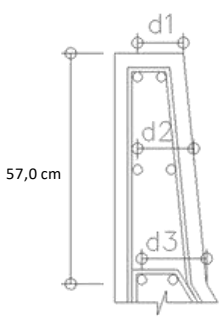
SECCIÓN ③		
d'	4,6 cm	
d	30,4 cm	
A _s	12,7 cm ²	
a	3,0 cm	
∅	1,0	
M _{C3}	1536256,9 kg·cm	

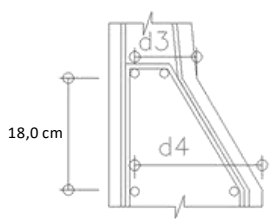
$\frac{(M_{C1} \cdot h') + (M_{C2} \cdot h'') + (M_{C3} \cdot h''')}{h}$	
M _{C TOTAL}	936378,6 kg·cm

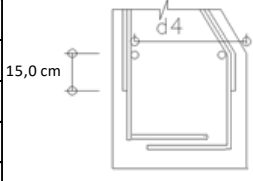
2. EVALUACIÓN DE RESISTENCIA LONGITUDINAL (M_w)

Considerando Ref. Long: 2 Barras #6
6 Barras #3

∅: 1.0 → Caso de Evento Extremo. Ver Numeral 1.3.2.1 CCP-14

SECCIÓN ①		
d ₁	10,3 cm	
d ₂	13,5 cm	
d ₃	16,3 cm	
d _{PROM}	13,3 cm	
A _s	3,9 cm ²	
a	1,6 cm	
∅	1,0	
M _{W1}	206345,3 kg·cm	

SECCIÓN ②		
d ₃	16,3 cm	
d ₄	29,3 cm	
d _{PROM}	22,754 cm	
A _s	0,7 cm ²	
a	0,9 cm	
∅	1,0	
M _{W2}	66702,3 kg·cm	

SECCIÓN ③		
d ₄	29,3 cm	
d	29,3 cm	
A _s	0,4 cm ²	
a	0,6 cm	
ø	1,0	
M _{w3}	43356,3 kg·cm	

M _{w1} +M _{w2} +M _{w3}	
M _w TOTAL	316403,9 kg·cm

RESUMEN RESISTENCIA FLEXIONAL

M	kg·cm	t·m
M _b	0,00	0,00
M _c	936378,60	9,36
M _w	316403,95	3,16

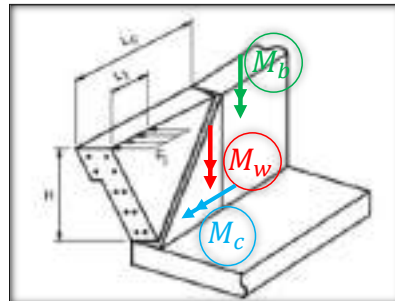


Figura CA 13.3.1-1 - Análisis mediante líneas de fluencia de un muro de hormigón para el caso de un impacto cerca al extremo de un segmento del muro - CCP-14

3. LONGITUD CRÍTICA DE LA LÍNEA DE ROTURA L_c

L _t	1,07 m
H	0,90 m
M _b	0,00 t·m
M _c	9,36 t·m
M _w	3,16 t·m
L _c	1,30 m

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{H(M_b + M_w)}{M_c}}$$

Ec. A13.3.1-4 - CCP-14

4. RESISTENCIA NOMINAL A LA CARGA TRANSVERSAL R_w

L_t	1,07 m
L_c	1,30 m
F_t	24,46 t
R_w	27,12 t

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t} \right) \left(M_b + M_w + \frac{M_c L_t^2}{H} \right)$$

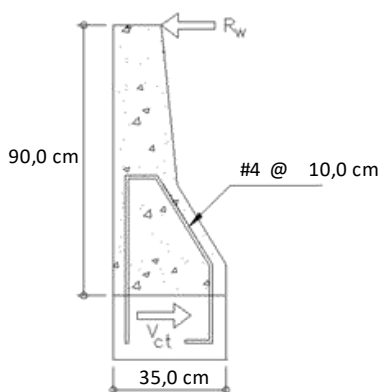
Ec. A13.3.1-3 - CCP-14

→ Fuerza transversal para el Nivel TL-4

Ok! $R_w > F_t$

5. TRANSFERENCIA DE CORTANTE ENTRE LA BARRERA Y LA LOSA

→ En 1 metro de ancho de barrera



V_{ct}	8739,09 kg/m
A_{cv}	3500,0 cm ²
A_{vf}	12,67 cm ² /m
c	5,00 kg/cm ²
μ	0,60
k_1	0,20
k_2	55,00 kg/cm ²
P_c	2115,75 cm ²
V_{ni}	50692,02 kg
$k_1 f'c A_{cv}$	147000,00 kg
$k_2 A_{cv}$	192500,00 kg

→ 8,74 t/m

$V_{ct} \rightarrow$ Numeral A13A.2-1 - CCP14

$V_{ni} \rightarrow$ Numeral 5.8.4.1-3 - CCP14

→ 50,69 t

→ 147,00 t

→ 192,50 t

$V_{ni} \leq k_1 f'c A_{cv}$	Ok!
$V_{ni} \leq k_2 A_{cv}$	Ok!
$V_{ni} > V_{ct}$	Ok!

6. REVISIÓN DE LA DOVELA

A_{vf}	12,67 cm ² /m
A_{cv}	3500,0 cm ²
$0.35 A_{cv} / f_y$	2,92 cm ² /m

$$A_{vf} \geq \frac{0.35 A_{cv}}{f_y} \quad \text{Ok!}$$

7. LONGITUD DE ANCLAJE

Longitud básica de anclaje (l_{hb}) para una barra terminada en gancho:

d_b	12,70 mm	→	1,27 cm
l_{hb}	277,14 mm	→	27,71 cm

$$l_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f'c}}$$

Ec. 5.11.2.4.1-1 - CCP-14

Factor de modificación (Numeral 5.11.2.4.2 - CCP-14)

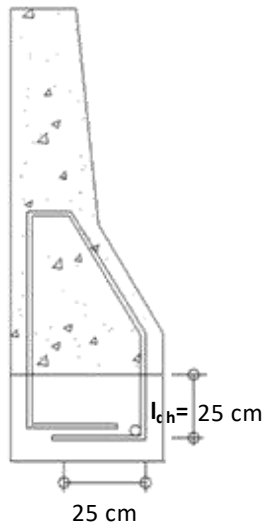
Recubrimiento ≥ 64 mm → Factor de modificación: **0,7**

$l_{dh} = 0.7 \cdot l_{hb}$	19,40 cm
-----------------------------	----------

LONG. DE DESARROLLO	$8 d_b$	10,2 cm
	15cm	15,0 cm
	$\frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ proporcionada}} \times l_{dh}$	4,5 cm

$l_{dh} \text{ min.}$	15,0 cm
-----------------------	---------

$l_{dh} \text{ escogida}$	25,0 cm	Ok!
---------------------------	----------------	-----



Nota:

Las barras terminadas en gancho deben además extenderse mínimo:

$$12_{db} + 4_{db} = 20,3 \text{ cm} \rightarrow \text{(Figura C5.11.2.4-1 - CCP-14)}$$

Escogido 25,0 cm