



ESTUDIO ESTRUCTURAL DEL SITIO CRÍTICO K21+100

INFORME ESTRUCTURAL - VERSIÓN 0

CONTRATO DE OBRA -2096-2022



INVIAS
INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS

JULIO DE 2022

TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	10
2	LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	10
3	DOCUMENTOS DE REFERENCIA	12
3.1	REGULACIONES LOCALES E INTERNACIONALES	12
3.2	INFORME GEOTÉCNICO	12
4	UNIDADES DE MEDIDA	12
5	MATERIALES	12
6	PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	13
6.1	PARÁMETROS	13
6.2	CAPACIDAD PORTANTE Y MÓDULOS DE REACCIÓN DEL SUELO	14
7	DESCRIPCIÓN	17
7.1	MURO M1	17
7.2	MURO M2	17
7.3	MURO M3	17
8	MÉTODO DE DISEÑO	18
9	COMBINACIONES DE CARGA	19
10	EVALUACIÓN DE CARGAS	21
10.1	Barrera New Jersey (DC)	21
10.2	Colisión vehicular (CT)	21
10.3	Empuje estático (EH) – Muro M1	22
10.4	Empuje dinámico (EQ) – Muro M1	22
10.5	Empuje estático (EH) – Muro M2	23
10.6	Empuje dinámico (EQ) – Muro M2	23
10.7	Empuje estático (EH) – Muro M3	23
10.8	Empuje dinámico (EQ) – Muro M3	24
10.9	Sobrecarga viva (LS)	24

10.10	Análisis sísmico	25
11	ENTRADA DE DATOS AL PROGRAMA – MURO M1	27
11.1	MODELO MATEMÁTICO	27
11.2	DEFINICIÓN DEL MATERIAL	28
11.3	DEFINICIÓN DE SECCIONES	29
11.3.1	Caisson D=1.20m	29
11.3.2	Viga de cimentación	30
11.3.3	Vástago	30
11.4	ASIGNACIÓN DE CARGAS	31
11.4.1	Carga barrera new jersey DC	31
11.4.2	Colisión vehicular CT	31
11.4.3	Empuje estático EH	32
11.4.4	Empuje dinámico EQ	33
11.4.5	Sobre carga viva LS	33
11.4.6	Espectro	34
12	DATOS DE SALIDA – MURO M1	35
12.1	CAISSONS	35
12.1.1	Diagrama de momento 2-2 por estado límite de servicio (kN·m)	35
12.1.2	Diagrama de momento 2-2 por estado límite de resistencia (kN·m)	35
12.1.3	Diagrama de momento 2-2 por estado límite de evento extremo (kN·m)	36
12.1.4	Diagrama de momento 3-3 por estado límite de servicio (kN·m)	36
12.1.5	Diagrama de momento 3-3 por estado límite de resistencia (kN·m)	37
12.1.6	Diagrama de momento 3-3 por estado límite de evento extremo (kN·m)	37
12.1.7	Diagrama de cortante 2-2 por estado límite de servicio (kN)	38
12.1.8	Diagrama de cortante 2-2 por estado límite de resistencia (kN)	38
12.1.9	Diagrama de cortante 2-2 por estado límite de evento extremo (kN)	39
12.1.10	Diagrama de cortante 3-3 por estado límite de servicio (kN)	39
12.1.11	Diagrama de cortante 3-3 por estado límite de resistencia (kN)	40
12.1.12	Diagrama de cortante 3-3 por estado límite de evento extremo (kN)	40
12.2	VIGA DE CIMENTACIÓN 170X130	41
12.2.1	Diagrama de momento M3-3 (kN·m)	41
12.2.2	Diagrama de momento M2-2 (kN·m)	42
12.2.3	Diagrama de cortante V2-2 (kN)	42
12.3	VÁSTAGO	43
12.3.1	Diagrama de momento transversal mínimo por envolvente de diseño (kN·m)	43
12.3.2	Diagrama de momento transversal mínimo por ELS (kN·m)	43
12.3.3	Diagrama de cortante por envolvente de diseño (kN)	44

13 DISEÑO ELEMENTOS – MURO M1	45
13.1 CAISSONS	45
13.1.1 Índices de sobreesfuerzo	45
13.1.2 Curvas de interacción	46
13.1.3 Solicitaciones de caisson	47
13.1.4 Revisión por distribución de armadura	48
13.1.5 Cuantía volumétrica	49
13.1.6 Revisión cortante	50
13.1.7 Revisión capacidad portante	52
13.2 VIGA DE CIMENTACIÓN 170X130	53
13.3 VÁSTAGO	58
13.4 DEFORMACIÓN DEL MURO	61
14 ENTRADA DE DATOS AL PROGRAMA – MURO M2	62
14.1 MODELO MATEMÁTICO	62
14.2 DEFINICIÓN DEL MATERIAL	63
14.3 DEFINICIÓN DE SECCIONES	64
14.3.1 Caisson D=1.20m	64
14.3.2 Viga de cimentación	65
14.3.3 Vástago	66
14.4 ASIGNACIÓN DE CARGAS	67
14.4.1 Carga barrera new jersey DC	67
14.4.2 Colisión vehicular CT	67
14.4.3 Empuje estático EH	68
14.4.4 Empuje dinámico EQ	69
14.4.5 Sobre carga viva LS	69
14.4.6 Espectro	70
15 DATOS DE SALIDA – MURO M2	71
15.1 CAISSONS	71
15.1.1 Diagrama de momento 2-2 por estado límite de servicio (kN·m)	71
15.1.2 Diagrama de momento 2-2 por estado límite de resistencia (kN·m)	71
15.1.3 Diagrama de momento 2-2 por estado límite de evento extremo (kN·m)	72
15.1.4 Diagrama de momento 3-3 por estado límite de servicio (kN·m)	72
15.1.5 Diagrama de momento 3-3 por estado límite de resistencia (kN·m)	73
15.1.6 Diagrama de momento 3-3 por estado límite de evento extremo (kN·m)	73
15.1.7 Diagrama de cortante 2-2 por estado límite de servicio (kN)	74
15.1.8 Diagrama de cortante 2-2 por estado límite de resistencia (kN)	74

15.1.9	Diagrama de cortante 2-2 por estado límite de evento extremo (kN)	75
15.1.10	Diagrama de cortante 3-3 por estado límite de servicio (kN)	75
15.1.11	Diagrama de cortante 3-3 por estado límite de resistencia (kN)	76
15.1.12	Diagrama de cortante 3-3 por estado límite de evento extremo (kN)	76
15.2	VIGA DE CIMENTACIÓN 170X130	77
15.2.1	Diagrama de momento M3-3 (kN·m)	77
15.2.2	Diagrama de momento M2-2 (kN·m)	78
15.2.3	Diagrama de cortante V2-2 (kN)	78
15.3	VÁSTAGO	79
15.3.1	Diagrama de momento transversal mínimo por envolvente de diseño (kN·m)	79
15.3.2	Diagrama de momento transversal mínimo por ELS (kN·m)	79
15.3.3	Diagrama de cortante por envolvente de diseño (kN)	80
16	DISEÑO ELEMENTOS – MURO M2	81
16.1	CAISSONS	81
16.1.1	Índices de sobreesfuerzo	81
16.1.2	Curvas de interacción	82
16.1.3	Solicitaciones de caisson	83
16.1.4	Revisión por distribución de armadura	84
16.1.5	Cuantía volumétrica	85
16.1.6	Revisión cortante	86
16.1.7	Revisión capacidad portante	88
16.2	VIGA DE CIMENTACIÓN 170X130	89
16.3	VÁSTAGO	94
16.4	DEFORMACIÓN DEL MURO	97
17	ENTRADA DE DATOS AL PROGRAMA – MURO M3	98
17.1	MODELO MATEMÁTICO	98
17.2	DEFINICIÓN DEL MATERIAL	99
17.3	DEFINICIÓN DE SECCIONES	100
17.3.1	Caisson D=1.20m	100
17.3.2	Viga de cimentación	101
17.3.3	Vástago	101
17.4	ASIGNACIÓN DE CARGAS	102
17.4.1	Carga barrera new jersey DC	102
17.4.2	Colisión vehicular CT	102
17.4.3	Empuje estático EH	103

17.4.4	Empuje dinámico EQ	103
17.4.5	Sobre carga viva LS	104
17.4.6	Espectro	104
18	DATOS DE SALIDA – MURO M3	105
18.1	CAISSONS	105
18.1.1	Diagrama de momento 2-2 por estado límite de servicio (kN·m)	105
18.1.2	Diagrama de momento 2-2 por estado límite de resistencia (kN·m)	105
18.1.3	Diagrama de momento 2-2 por estado límite de evento extremo (kN·m)	106
18.1.4	Diagrama de momento 3-3 por estado límite de servicio (kN·m)	106
18.1.5	Diagrama de momento 3-3 por estado límite de resistencia (kN·m)	107
18.1.6	Diagrama de momento 3-3 por estado límite de evento extremo (kN·m)	107
18.1.7	Diagrama de cortante 2-2 por estado límite de servicio (kN)	108
18.1.8	Diagrama de cortante 2-2 por estado límite de resistencia (kN)	108
18.1.9	Diagrama de cortante 2-2 por estado límite de evento extremo (kN)	109
18.1.10	Diagrama de cortante 3-3 por estado límite de servicio (kN)	109
18.1.11	Diagrama de cortante 3-3 por estado límite de resistencia (kN)	110
18.1.12	Diagrama de cortante 3-3 por estado límite de evento extremo (kN)	110
18.2	VIGA DE CIMENTACIÓN 170X130	111
18.2.1	Diagrama de momento M3-3 (kN·m)	111
18.2.2	Diagrama de momento M2-2 (kN·m)	112
18.2.3	Diagrama de cortante V2-2 (kN)	112
18.3	VÁSTAGO	113
18.3.1	Diagrama de momento transversal mínimo por envolvente de diseño (kN·m) – Zona de extremos	113
18.3.2	Diagrama de momento transversal mínimo por ELS (kN·m) – Zona de extremos	113
18.3.3	Diagrama de momento transversal mínimo por envolvente de diseño (kN·m) – Zona de centro	113
18.3.4	Diagrama de momento transversal mínimo por ELS (kN·m) – Zona de centro	114
18.3.5	Diagrama de cortante por envolvente de diseño (kN) – Zona de extremos	114
19	DISEÑO ELEMENTOS – MURO M3	115
19.1	CAISSONS	115
19.1.1	Índices de sobreesfuerzo	115
19.1.2	Curvas de interacción	116
19.1.3	Solicitaciones de caisson	118
19.1.4	Revisión por distribución de armadura	119
19.1.5	Cuantía volumétrica	120
19.1.6	Revisión cortante	121
19.1.7	Revisión capacidad portante	124
19.2	VIGA DE CIMENTACIÓN 170X130	125

19.3	VÁSTAGO EN ZONA DE CENTRO	130
19.4	VÁSTAGO EN ZONA DE EXTREMOS	132
19.5	DEFORMACIÓN DEL MURO	0
20	DISEÑO BARRERA NEW JERSEY – ZONA CENTRAL	0
21	DISEÑO BARRERA NEW JERSEY – ZONA EN EXTREMOS	0

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1 Parámetros de diseño muros	13
Ilustración 2 Valores resorte vertical (Kv).....	16
Ilustración 3 Cargas.....	20
Ilustración 4 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.....	21
Ilustración 5 Esquema asignación de carga estática – Muro M1.....	22
Ilustración 6 Esquema asignación de carga dinámico – Muro M1	22
Ilustración 7 Esquema asignación de carga estática – Muro M2.....	23
Ilustración 8 Esquema asignación de carga dinámico – Muro M2	23
Ilustración 9 Esquema asignación de carga estática – Muro M3.....	23
Ilustración 10 Esquema asignación de carga dinámico – Muro M3	24
Ilustración 11 Modelo matemático 3D - Muro M1.....	27
Ilustración 12 Definición del material.....	28
Ilustración 13 Definición de caisson	29
Ilustración 14 Definición de viga de cimentación	30
Ilustración 15 Definición de vástago.....	30
Ilustración 16 Peso barrera New Jersey– DC – kN/m	31
Ilustración 17 Colisión vehicular CT – kN/m	32
Ilustración 18 Empuje estático en muro – EH – kN/m ²	32
Ilustración 19 Empuje dinámico en muro – EQ – kN/m ²	33
Ilustración 20 Sobrecarga viva – LS – kN/m ²	33
Ilustración 21 Espectro	34
Ilustración 22 Índices de esfuerzos caissons.....	45
Ilustración 23 Curva interacción 0°.....	46
Ilustración 24 Curva interacción 90°.....	46
Ilustración 25 Modelo matemático 3D - Muro M2.....	62
Ilustración 26 Definición del material.....	63
Ilustración 27 Definición de caisson	64
Ilustración 28 Definición de viga de cimentación	65
Ilustración 29 Definición de vástago.....	66
Ilustración 30 Peso barrera New Jersey– DC – kN/m	67
Ilustración 31 Colisión vehicular CT – kN/m	68
Ilustración 32 Empuje estático en muro – EH – kN/m ²	68
Ilustración 33 Empuje dinámico en muro – EQ – kN/m ²	69
Ilustración 34 Sobrecarga viva – LS – kN/m ²	69
Ilustración 35 Espectro	70
Ilustración 36 Índices de esfuerzos caissons.....	81
Ilustración 37 Curva interacción 0°.....	82
Ilustración 38 Curva interacción 90°.....	82
Ilustración 39 Modelo matemático 3D - Muro M3.....	98
Ilustración 40 Definición del material.....	99

Ilustración 41 Definición de caisson	100
Ilustración 42 Definición de viga de cimentación	101
Ilustración 43 Definición de vástago.....	101
Ilustración 44 Peso barrera New Jersey– DC – kN/m	102
Ilustración 45 Colisión vehicular CT – kN/m	103
Ilustración 46 Empuje estático en muro – EH – kN/m ²	103
Ilustración 47 Empuje dinámico en muro – EQ – kN/m ²	103
Ilustración 48 Sobrecarga viva – LS – kN/m ²	104
Ilustración 49 Espectro	104
Ilustración 50 Índices de esfuerzos caissons.....	115
Ilustración 51 Curva interacción 0°- Caisson C1 y C2.....	116
Ilustración 52 Curva interacción 90°- Caisson C1 y C2.....	116
Ilustración 53 Curva interacción 0°- Caisson C3 y C4.....	117
Ilustración 54 Curva interacción 90°- Caisson C3 y C4.....	117

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Parámetros sísmicos.....	13
Tabla 2 Valores capacidad de carga vertical Estado límite de Resistencia.	14
Tabla 3 Valores capacidad de carga vertical Estado límite de Evento Extremo.	14
Tabla 4 Valores capacidad de carga lateral.....	15
Tabla 5 Combinaciones de carga.....	19
Tabla 6 Factores de carga permanentes	20
Tabla 7 Fuerzas de diseño para barandas vehiculares.....	21
Tabla 8 Tabla alturas equivalente de suelo.....	24
Tabla 9 Parámetros sísmicos CC-14	25
Tabla 10 Solicitaciones en caisson	47
Tabla 11 Revisión capacidad portante	52
Tabla 12 Solicitaciones en caisson	83
Tabla 13 Revisión capacidad portante	88
Tabla 14 Solicitaciones en caisson	118
Tabla 15 Revisión capacidad portante	124

ÍNDICE DE GRÁFICAS

Gráfica 1 Capacidad de carga vertical Estado límite de Resistencia.	14
Gráfica 2 Capacidad de carga vertical Estado límite de Evento Extremo.	15
Gráfica 3 Capacidad de carga lateral.....	15
Gráfica 4 Valores resorte horizontal (Kh).....	16
Gráfica 5 Espectro	26

1 INTRODUCCIÓN

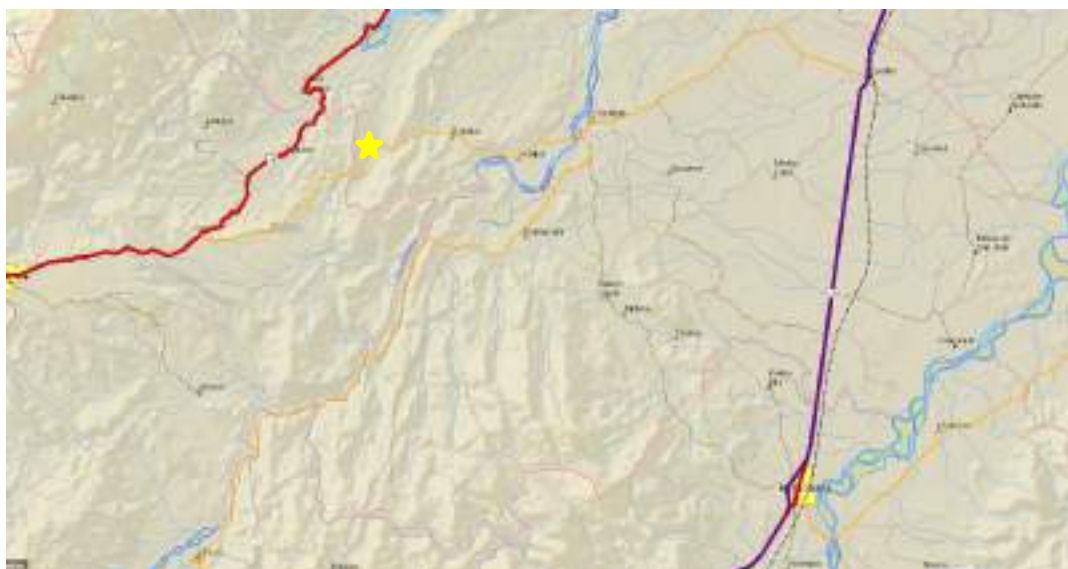
La vía que conecta los municipios de Ataco y Planadas hace parte de la red vial secundaria del departamento del Tolima, la cual requiere mejoramiento, rehabilitación, la adecuación de su sección transversal junto con la intervención en zonas de inestabilidad geotécnica, para garantizar la normal operación 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 VÍAS 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

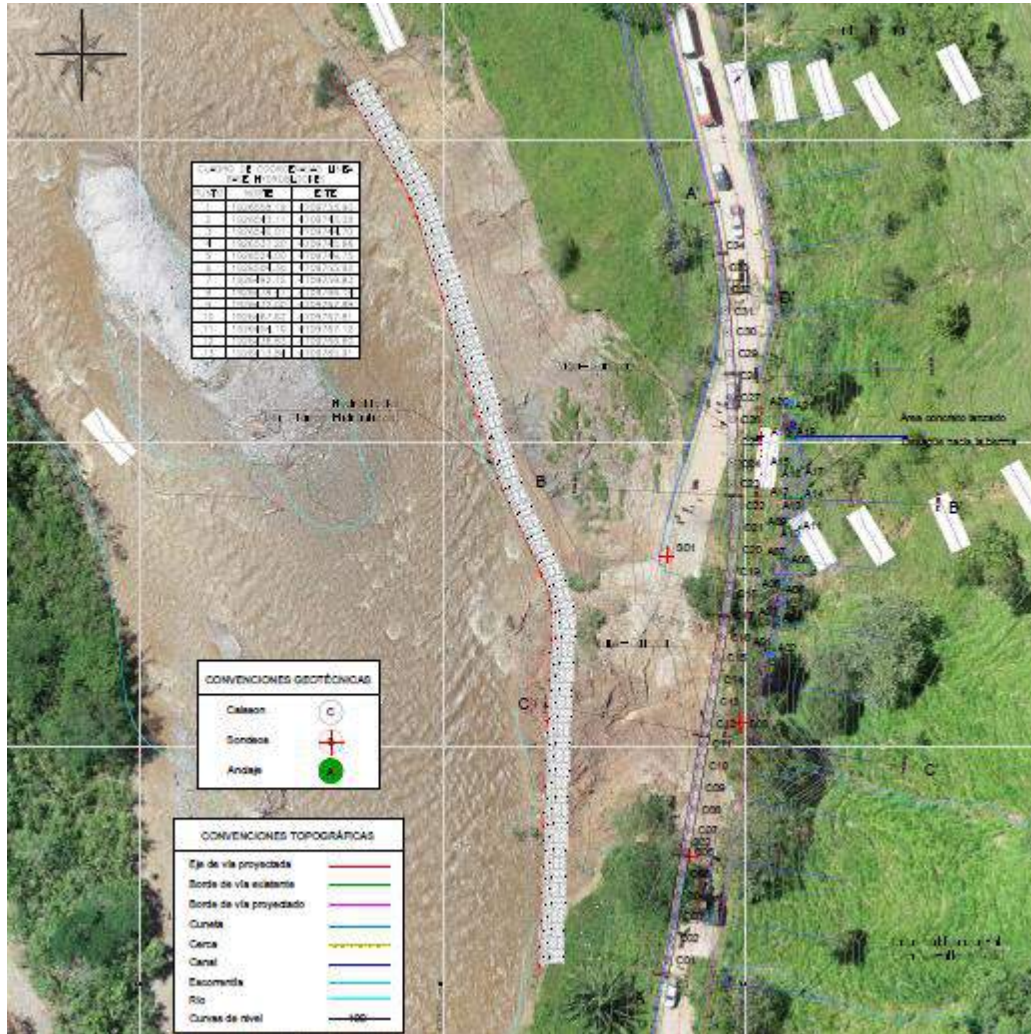
El objeto del presente estudio se localiza en el departamento del Tolima, específicamente en la vía que conecta a los municipios de Planadas – Ataco (ver **Imagen 1**), a la que se puede acceder desde el interior del país a través de la ruta 40, por el segmento Bogotá - Ibagué, desviando a la altura 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 K21+100 y K26+560, de la vía ataco – Planadas:



Fotografías 1, 2 y 3. Panorama general del sector inestable K21+100 y K26+560

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-268-1337D-22, denominado “Remisión de resultados para el diseño de las estructuras de contención que se proyectan en el sector inestable localizado entre las absisas K20+960 a K21+120, sector el Cóndor, de la vía Ataco – Planadas en el departamento del Tolima.”, con fecha junio 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)	:	Caisson, viga cabezal y vástago.
Concreto	f _c = 21 MPa (210 kgf/cm ²)	:	Pared caisson
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-268-1337D-22” incluye:

6.1 PARÁMETROS

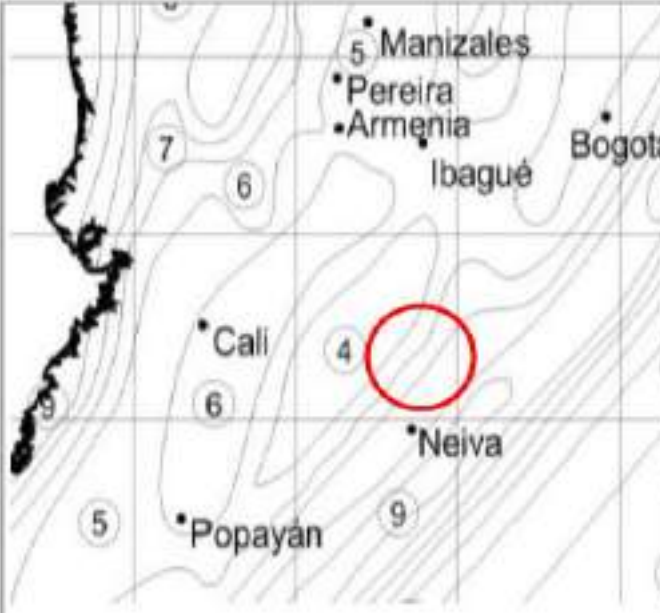
UBICACIÓN	PARÁMETRO	VALOR
	Coefficiente de aceleración pico Horizontal del terreno PGA (Región 5)	0,25
	Coefficiente de aceleración espectral horizontal periodo corto S _s	0,50
	Coefficiente de aceleración espectral horizontal periodo largo S _l	0,25
	Valor del factor de sitio F _{pga}	1,3
	Perfil suelo de Cimentación	C

Tabla 1 Parámetros sísmicos

Fuente: Informe “Memorando técnico JPV-268-1337D-22”.

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

Ilustración 1 Parámetros de diseño muros

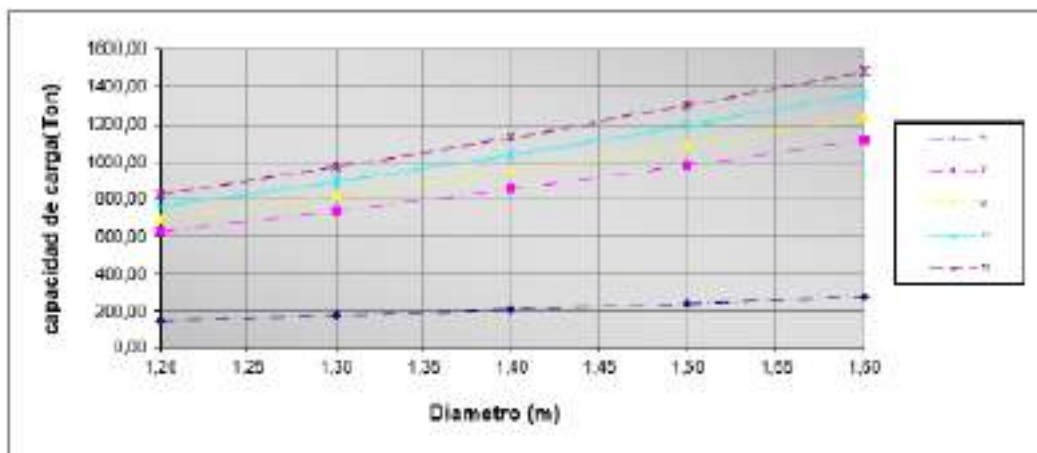
Fuente: Informe “Memorando técnico JPV-268-1337D-22”.

6.2 CAPACIDAD PORTANTE Y MÓDULOS DE REACCIÓN DEL SUELO

Diam (m)	Carga de trabajo (ton)				
	Longitud (m)				
	5	7	9	11	13
1,20	154,66	629,706	697,093	764,481	831,869
1,3	181,514	739,030	818,12	897,203	976,29
1,4	210,513	857,099	948,821	1040,544	1132,266
1,5	241,66	983,915	1089,21	1194,501	1299,795
1,6	274,956	1119,477	1239,277	1359,077	1478,877

Tabla 2 Valores capacidad de carga vertical Estado límite de Resistencia.

Fuente: Informe "Memorando técnico JPV-268-1337D-22".



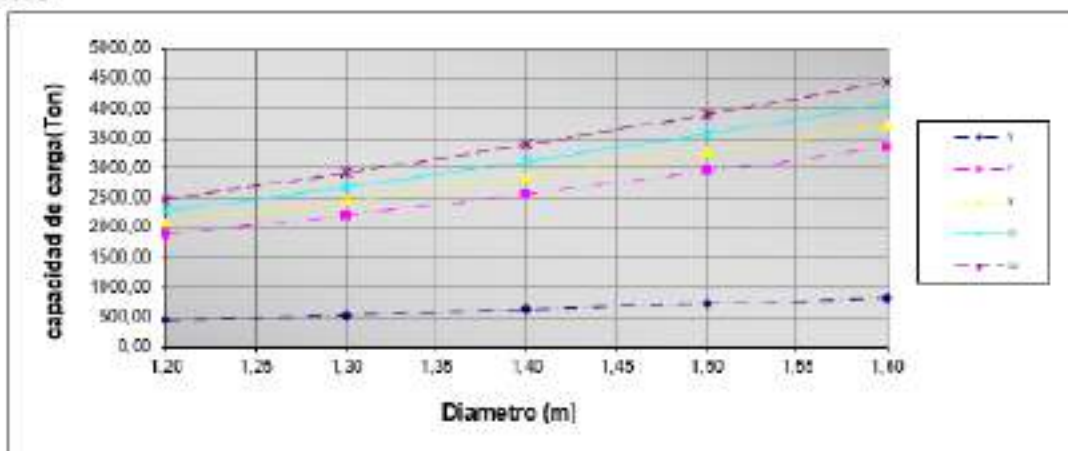
Gráfica 1 Capacidad de carga vertical Estado límite de Resistencia.

Fuente: Informe "Memorando técnico JPV-268-1337D-22".

Diam (m)	Carga de trabajo (ton)				
	Longitud (m)				
	5	7	9	11	13
1,20	463,99	1889,117	2091,280	2293,443	2495,606
1,3	544,541	2217,089	2454,35	2691,610	2928,87
1,4	631,539	2571,298	2846,464	3121,631	3396,797
1,5	724,98	2951,746	3267,62	3583,504	3899,384
1,6	824,867	3358,430	3717,831	4077,232	4436,632

Tabla 3 Valores capacidad de carga vertical Estado límite de Evento Extremo.

Fuente: Informe "Memorando técnico JPV-268-1337D-22".



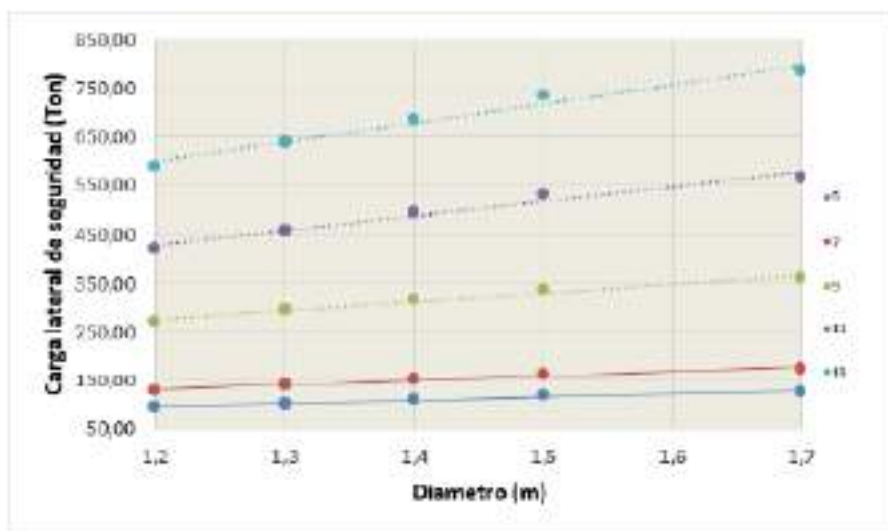
Gráfica 2 Capacidad de carga vertical Estado límite de Evento Extremo.

Fuente: Informe "Memorando técnico JPV-268-1337D-22".

Diam (m)	Longitud (m)				
	5	7	9	11	13
1,2	95,93	131,12	272,14	424,83	589
1,3	103,92	142,05	294,81	460,23	638
1,4	111,92	152,98	317,49	495,64	687
1,5	119,91	163,90	340,17	531,04	737
1,7	127,90	174,83	362,85	566,44	786

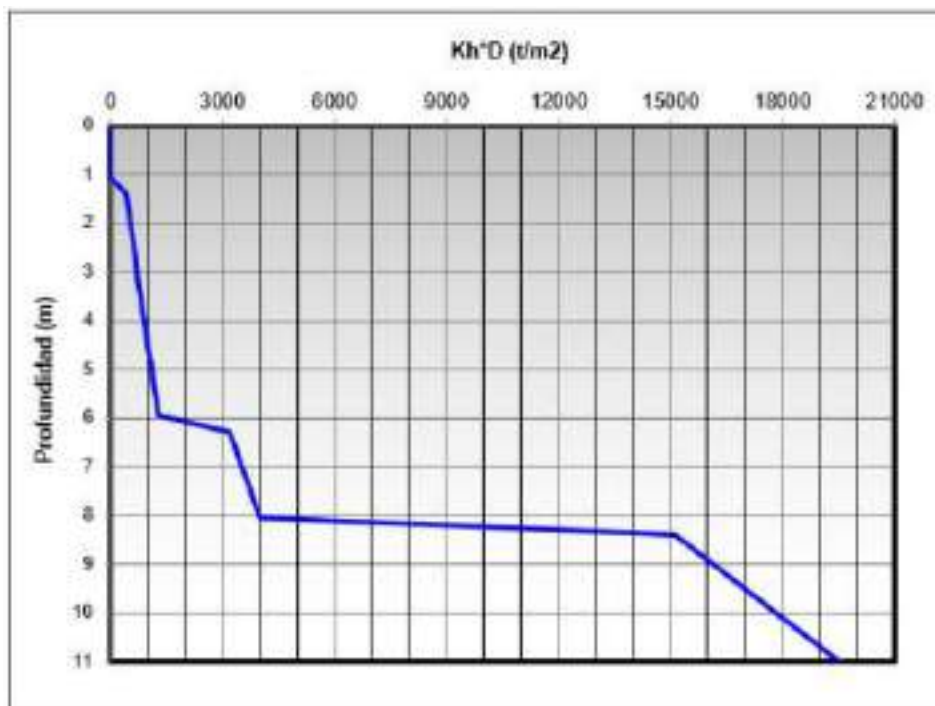
Tabla 4 Valores capacidad de carga lateral.

Fuente: Informe "Memorando técnico JPV-268-1337D-22".



Gráfica 3 Capacidad de carga lateral.

Fuente: Informe "Memorando técnico JPV-268-1337D-22".



Gráfica 4 Valores resorte horizontal (Kh).

Fuente: Informe "Memorando técnico JPV-268-1337D-22".

Coeficiente de reacción vertical (Kv)

En caso de emplear un solo resorte en la base de los caisson el valor correspondiente será de **15658,63 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 **939,46ton/m³**.

Ilustración 2 Valores resorte vertical (Kv).

Fuente: Informe "Memorando técnico JPV-268-1337D-22".

7 DESCRIPCIÓN

7.1 MURO M1

Se diseñará un módulo de 7.2m, conformado por un vástago variable de 1.4m a 2.6m de altura efectiva y 0.35m de espesor, el cual esta soportado por una viga de cimentación de 1.7m de base y 1.3m de altura. Los caisson tendrán 1.2m de diámetros y 11.0m de longitud, separados cada 3.6m. Adicionalmente en la base de la viga se colocará una capa de 5cm de concreto de limpieza. En la corona del muro se dispondrá de una barrera tipo new jersey.

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 entre módulos.

7.2 MURO M2

Se diseñará un módulo de 7.2m, conformado por un vástago variable de 2.6m a 3.7m de altura efectiva y con espesor variable de 0.35m a 0.40m, el cual esta soportado por una viga de cimentación de 1.7m de base y 1.3m de altura. Los caisson tendrán 1.2m de diámetros y 11.0m de longitud, separados cada 3.6m. Adicionalmente en la base de la viga se colocará una capa de 5cm de concreto de limpieza. En la corona del muro se dispondrá de una barrera tipo new jersey.

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 entre módulos.

7.3 MURO M3

Se diseñará un módulo de 14.4m, conformado por un vástago variable de 0.1m a 0.6m de altura efectiva y con espesor de 0.35m, el cual esta soportado por una viga de cimentación de 1.7m de base y 1.3m de altura. Los caisson tendrán 1.2m de diámetros y 11.0m de longitud, separados cada 3.6m. Adicionalmente en la base de la viga se colocará una capa de 5cm de concreto de limpieza. En la corona del muro se dispondrá de una barrera tipo new jersey.

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 entre módulos.

8 MÉTODO DE DISEÑO

Se procedió a realizar el modelo matemático en el programa SAP2000 V.23.1.0., el cual incluye un vástago soportado por una viga de cimentación que a su vez está apoyado 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 viga de cimentación y los caisson fueron modelados con elementos tipo frame, por otro lado, el vástago se modeló con elementos tipo Shell, 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 de contención 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 3 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			
○ Alcantarillas Metálicas y Alcantarillas Armadas Estructurales Corrugadas Profundas		1.5	0.9
○ Alcantarillas Termoplásticas		1.3	0.9
○ Todas las demás		1.95	0.9
<i>ES</i> : Sobrecarga de suelo		1.50	0.75

Tabla 6 Factores de carga permanentes

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

10 EVALUACIÓN DE CARGAS

10.1 BARRERA NEW JERSEY (DC)

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

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_v y L_L (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
L_v (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
H_v (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel H (mm)	685	685	685	810	1070	2290

Tabla 7 Fuerzas de diseño para barandas vehiculares

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

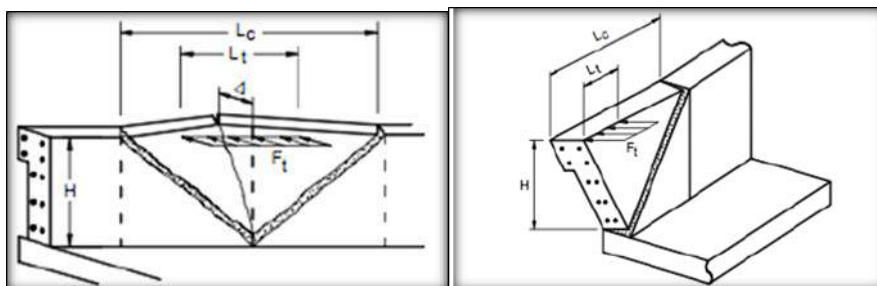


Ilustración 4 Análisis mediante líneas de fluencia de un muro de hormigón para el caso de un impacto dentro de un segmento de muro y cerca del extremo de un muro

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 (EH) – MURO M1

La carga considerada por empuje estático sobre el muro M1 se calculó así:

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

$$h_{\text{vástago}} = 2.30 \text{ m}$$

$$h_{\text{viga}} = 1.30 \text{ m}$$

$$h_1 = 3.60 \text{ m (Altura total muro)}$$

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

$$k_a = 0.333$$

$$\gamma \times h_0 \times k_a = 20 \text{ kN/m}^3 \times 0 \text{ m} \times 0.333 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma \times h_1 \times k_a = 20 \text{ kN/m}^3 \times 3.60 \text{ m} \times 0.333 = 23.98 \text{ kN/m}^2$$

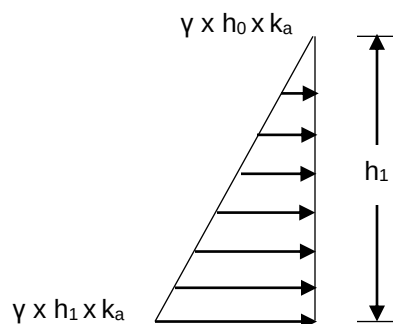


Ilustración 5 Esquema asignación de carga estática – Muro M1
Fuente: Norma Colombiana de diseño sísmico de puentes – CCP-14

10.4 EMPUJE DINÁMICO (EQ) – MURO M1

La carga considerada por empuje dinámico sobre el muro M1 se calculó así:

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

$$h_{\text{vástago}} = 2.30 \text{ m}$$

$$h_{\text{viga}} = 1.30 \text{ m}$$

$$h_1 = 3.60 \text{ m (Altura total muro)}$$

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

$$k_a = 0.333$$

$$k_{ae} = 0.508$$

$$\gamma \times h_0 \times (k_{ae} - k_a) = 20 \text{ kN/m}^3 \times 0 \text{ m} \times (0.508 - 0.333) = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma \times h_1 \times (k_{ae} - k_a) = 20 \text{ kN/m}^3 \times 3.60 \text{ m} \times (0.508 - 0.333) = 12.61 \text{ kN/m}^2$$

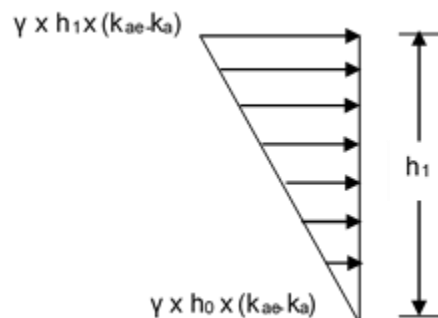


Ilustración 6 Esquema asignación de carga dinámica – Muro M1
Fuente: Norma Colombiana de diseño sísmico de puentes – CCP-14

10.5 EMPUJE ESTÁTICO (EH) – MURO M2

La carga considerada por empuje estático sobre el muro M2 se calculó así:

$$\begin{aligned} h_0 &= 0 \text{ m} \\ h_{\text{vástago}} &= 3.70 \text{ m} \\ h_{\text{viga}} &= 1.30 \text{ m} \\ h_1 &= 5.00 \text{ m (Altura total muro)} \\ \gamma &= 20 \text{ kN/m}^3 \\ k_a &= 0.333 \\ \gamma \times h_0 \times k_a &= 20 \text{ kN/m}^3 \times 0 \text{ m} \times 0.333 = 0 \text{ kN/m}^2 \\ \gamma \times h_1 \times k_a &= 20 \text{ kN/m}^3 \times 5.00 \text{ m} \times 0.333 = 33.30 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

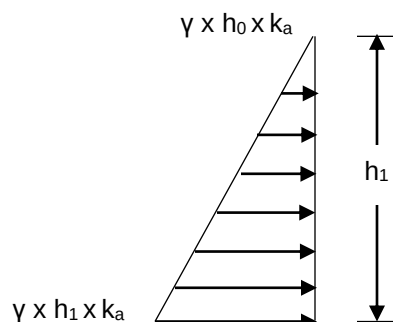


Ilustración 7 Esquema asignación de carga estática – Muro M2
Fuente: Norma Colombiana de diseño sísmico de puentes – CCP-14

10.6 EMPUJE DINÁMICO (EQ) – MURO M2

La carga considerada por empuje dinámico sobre el muro M2 se calculó así:

$$\begin{aligned} h_0 &= 0 \text{ m} \\ h_{\text{vástago}} &= 3.70 \text{ m} \\ h_{\text{viga}} &= 1.30 \text{ m} \\ h_1 &= 5.00 \text{ m (Altura total muro)} \\ \gamma &= 20 \text{ kN/m}^3 \\ k_a &= 0.333 \\ k_{ae} &= 0.508 \\ \gamma \times h_0 \times (k_{ae} - k_a) &= 20 \text{ kN/m}^3 \times 0 \text{ m} \times (0.508 - 0.333) = 0 \text{ kN/m}^2 \\ \gamma \times h_1 \times (k_{ae} - k_a) &= 20 \text{ kN/m}^3 \times 5.00 \text{ m} \times (0.508 - 0.333) = 17.52 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

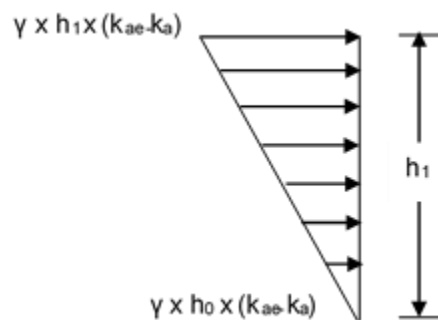


Ilustración 8 Esquema asignación de carga dinámico – Muro M2
Fuente: Norma Colombiana de diseño sísmico de puentes – CCP-14

10.7 EMPUJE ESTÁTICO (EH) – MURO M3

La carga considerada por empuje estático sobre el muro M3 se calculó así:

$$\begin{aligned} h_0 &= 0 \text{ m} \\ h_{\text{vástago}} &= 0.60 \text{ m} \\ h_{\text{viga}} &= 1.30 \text{ m} \\ h_1 &= 1.90 \text{ m (Altura total muro)} \\ \gamma &= 20 \text{ kN/m}^3 \\ k_a &= 0.333 \\ \gamma \times h_0 \times k_a &= 20 \text{ kN/m}^3 \times 0 \text{ m} \times 0.333 = 0 \text{ kN/m}^2 \\ \gamma \times h_1 \times k_a &= 20 \text{ kN/m}^3 \times 1.90 \text{ m} \times 0.333 = 12.65 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

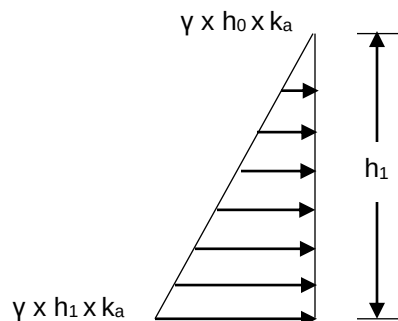


Ilustración 9 Esquema asignación de carga estática – Muro M3
Fuente: Norma Colombiana de diseño sísmico de puentes – CCP-14

10.8 EMPUJE DINÁMICO (EQ) – MURO M3

La carga considerada por empuje dinámico sobre el muro M3 se calculó así:

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

$$h_{\text{vástago}} = 0.60 \text{ m}$$

$$h_{\text{viga}} = 1.30 \text{ m}$$

$$h_1 = 1.90 \text{ m (Altura total muro)}$$

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

$$k_a = 0.333$$

$$k_{ae} = 0.508$$

$$\gamma \times h_0 \times (k_{ae} - k_a) = 20 \text{ kN/m}^3 \times 0 \text{ m} \times (0.508 - 0.333) = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma \times h_1 \times (k_{ae} - k_a) = 20 \text{ kN/m}^3 \times 1.90 \text{ m} \times (0.508 - 0.333) = 6.65 \text{ kN/m}^2$$

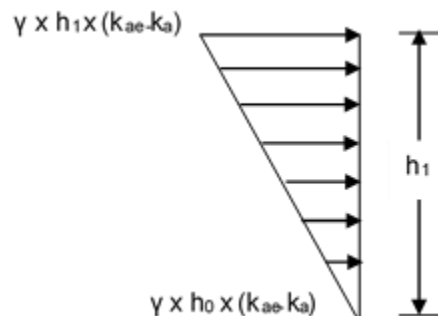


Ilustración 10 Esquema asignación de carga dinámico – Muro M3
Fuente: Norma Colombiana de diseño sísmico de puentes – CCP-14

10.9 SOBRECARGA VIVA (LS)

$h' = 0.75 \text{ m} \rightarrow$ Se considera esta altura equivalente de acuerdo a la carga sugerida por el componente de geotecnia

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

$$\text{Sobrecarga: } 0.75 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 = 15 \text{ kN/m}^2$$

$$k_a = 0.33$$

$$(0.75 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 \times 0.333) = 5.0 \text{ kN/m}^2$$

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

Tabla 8 Tabla alturas equivalente de suelo

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

10.10 ANÁLISIS SÍSMICO

Tabla 3.10.3.2-1 CCP-14

Valores del 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 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 de 0.2 s				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s \geq 1.25$
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

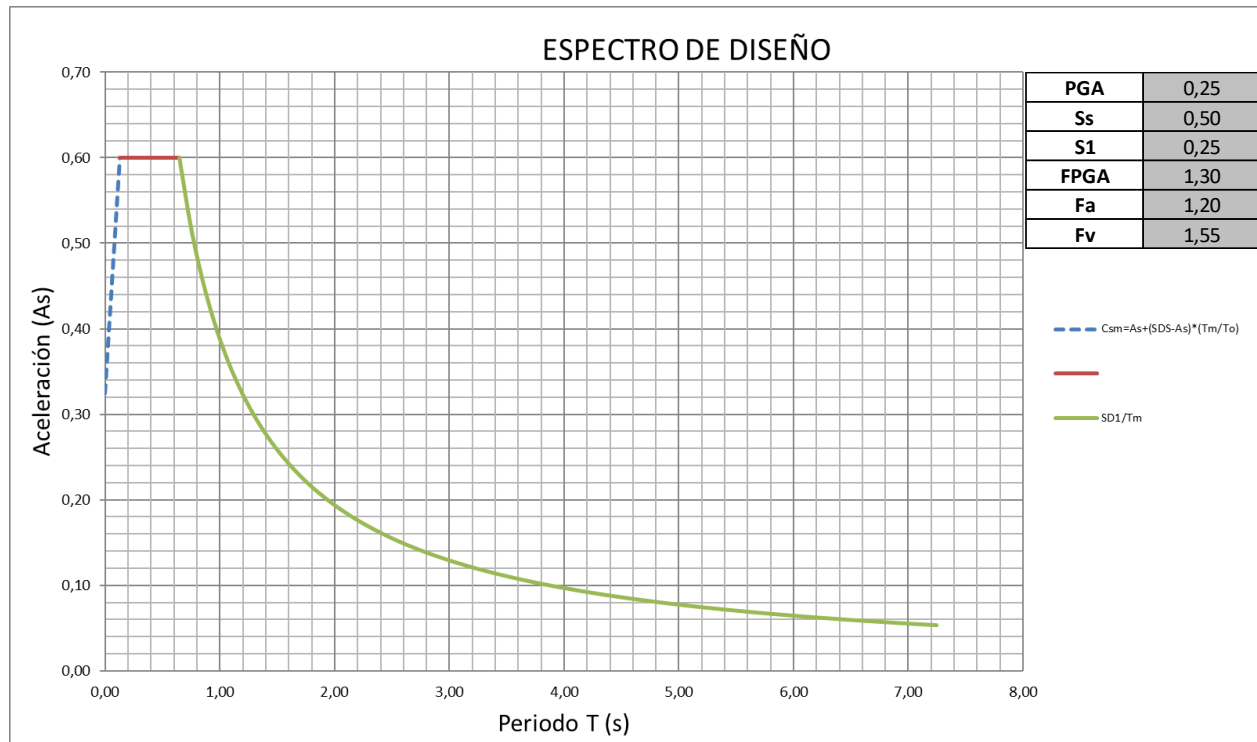
Valores del del factor de sitio F_v , en el intervalo de períodos de vibración largos del espectro de aceleraciones

Tipo de perfil	Coeficiente de aceleración espectral para período de vibración de 1.0 s				
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 \geq 0.50$
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 9 Parámetros sísmicos CC-14

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



Gráfica 5 Espectro
Fuente: Elaboración propia

11 ENTRADA DE DATOS AL PROGRAMA – MURO M1

11.1 MODELO MATEMÁTICO

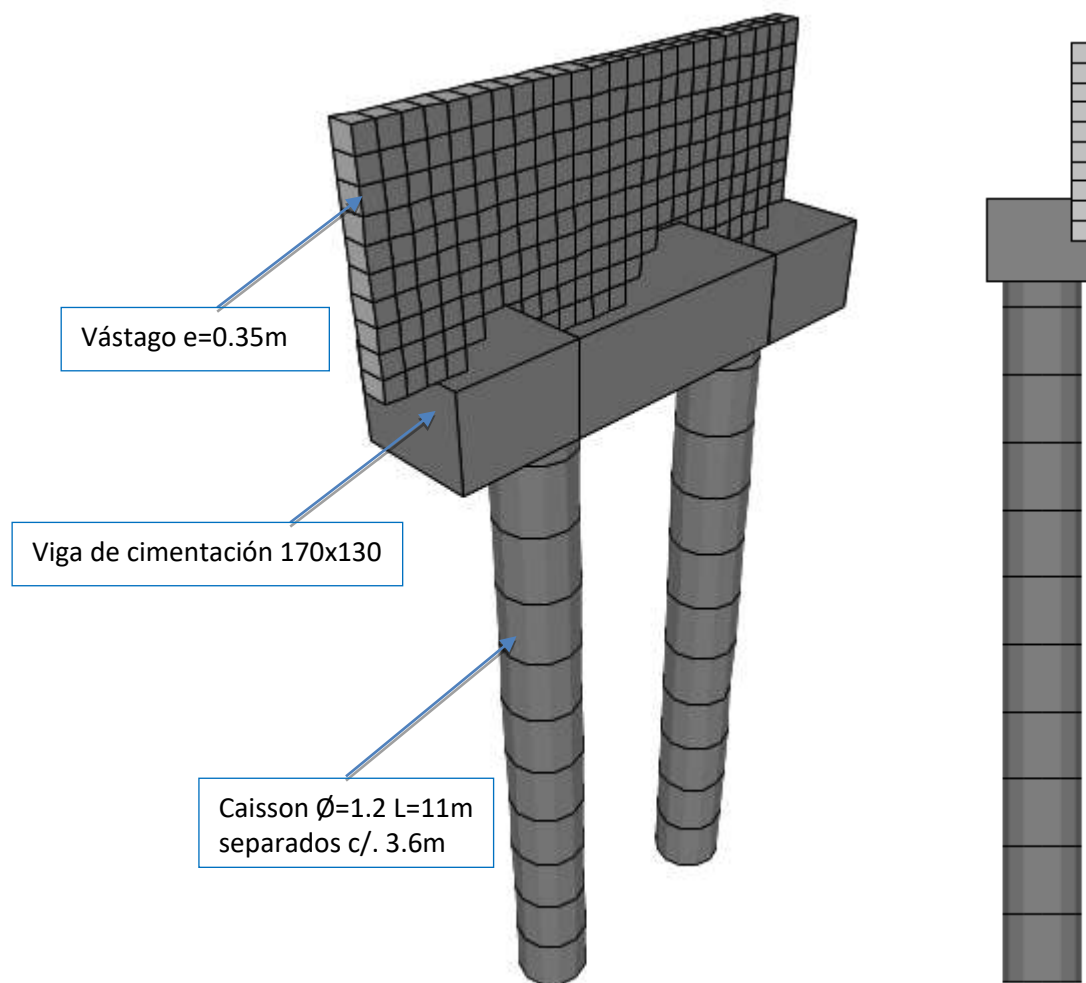


Ilustración 11 Modelo matemático 3D - Muro M1

11.2 DEFINICIÓN DEL MATERIAL



Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: Fc=28MPa [Yellow Swatch]

Material Type: Concrete

Material Grade: Fc 4000 psi

Material Notes: [Modify/Show Notes...]

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 23.5531

Mass per Unit Volume: 2.4222

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 20036820

Poisson, U: 0.2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 8.500E-05

Shear Modulus, G: 8558892

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, Fc: 20088

Expected Concrete Compressive Strength: 20088

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor: [Empty Field]

Ilustración 12 Definición del material

11.3 DEFINICIÓN DE SECCIONES

11.3.1 Caisson D=1.20m

Para un caisson de 1.20 m de diámetro y longitud de 11.0m, en los primeros metros se colocó un refuerzo de 20#10, con flejes N°5 cada 7.5 cm y se revisó.

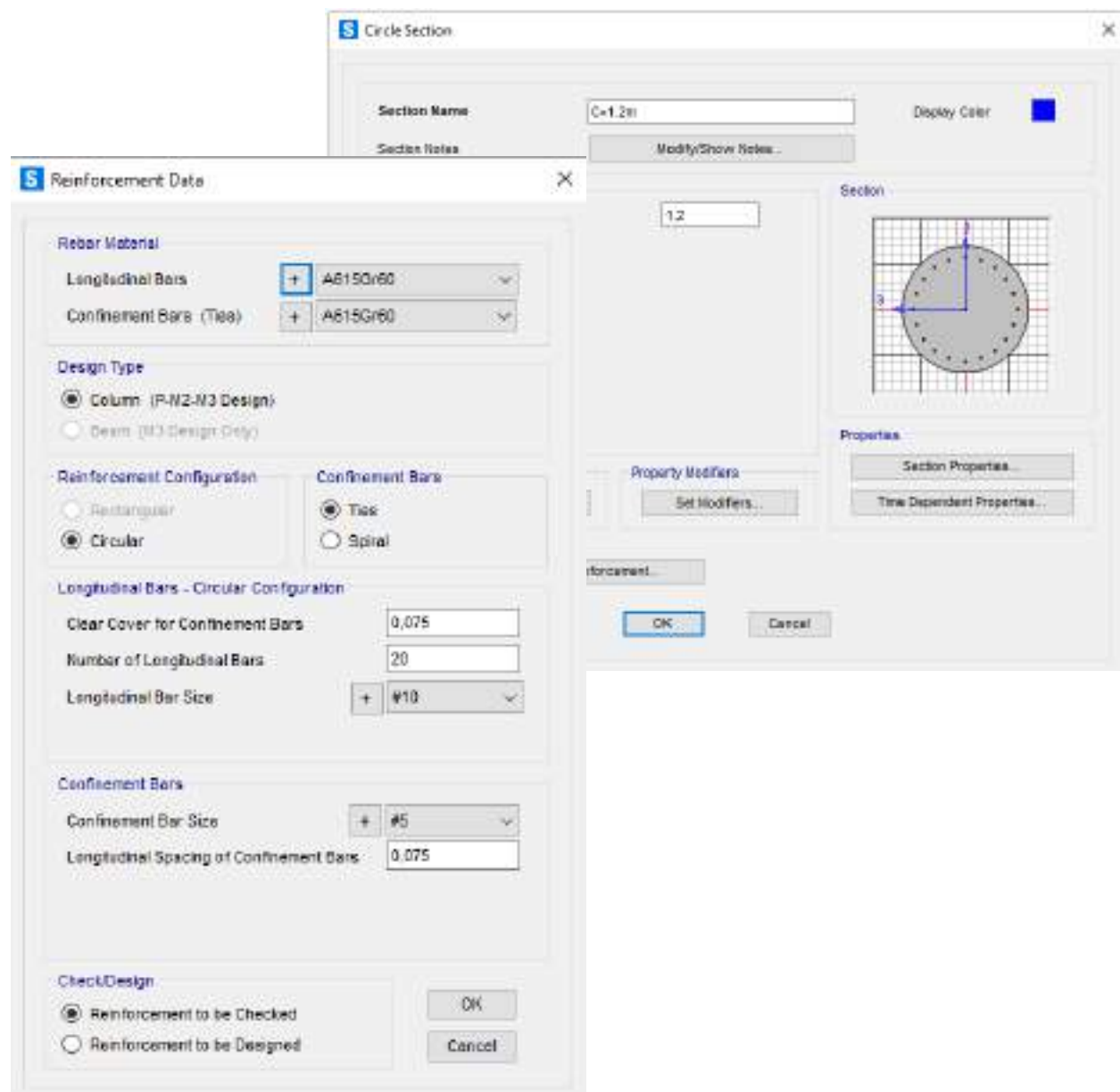


Ilustración 13 Definición de caisson

11.3.2 Viga de cimentación

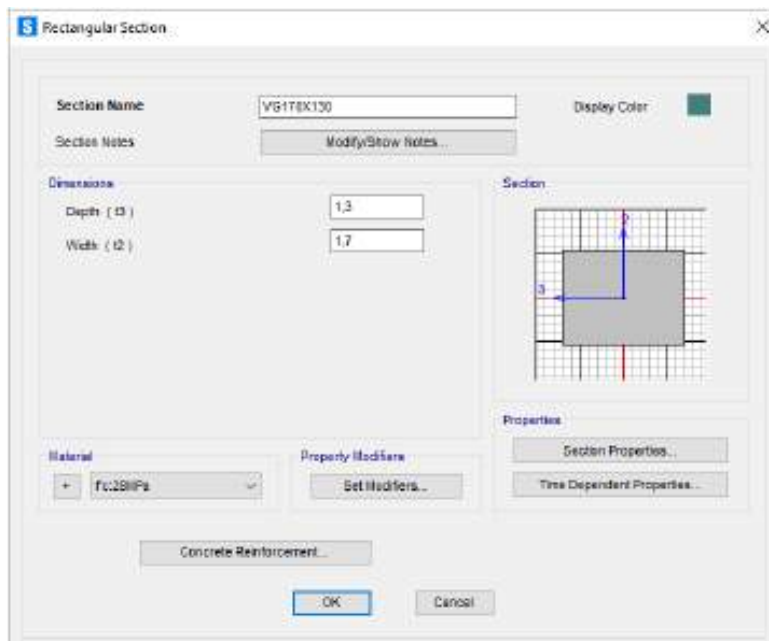


Ilustración 14 Definición de viga de cimentación

11.3.3 Vástago

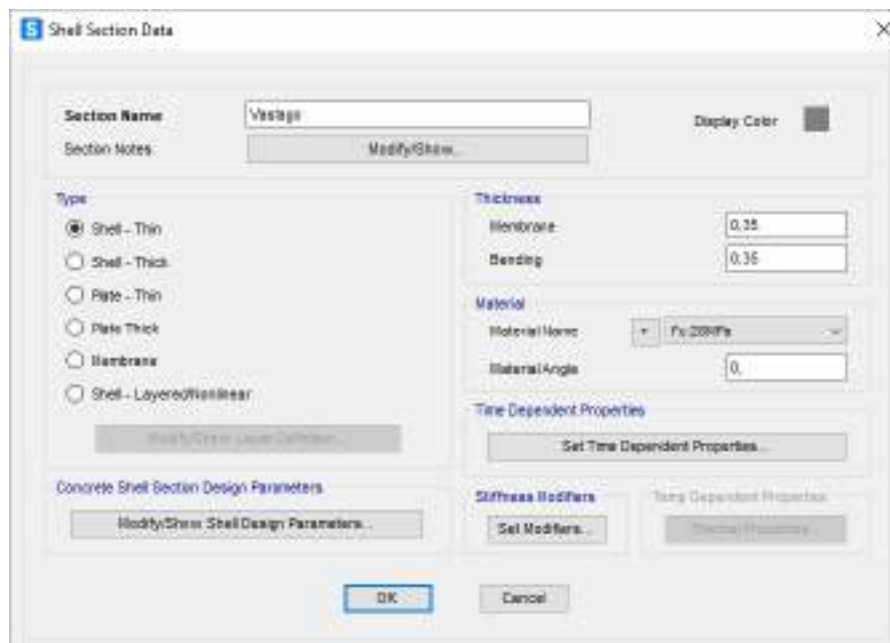


Ilustración 15 Definición de vástago

11.4 ASIGNACIÓN DE CARGAS

11.4.1 Carga barrera new jersey DC

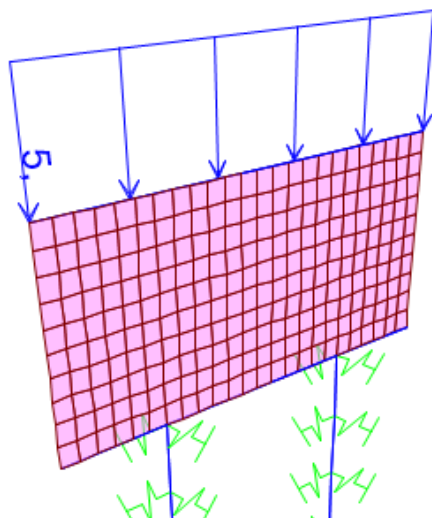
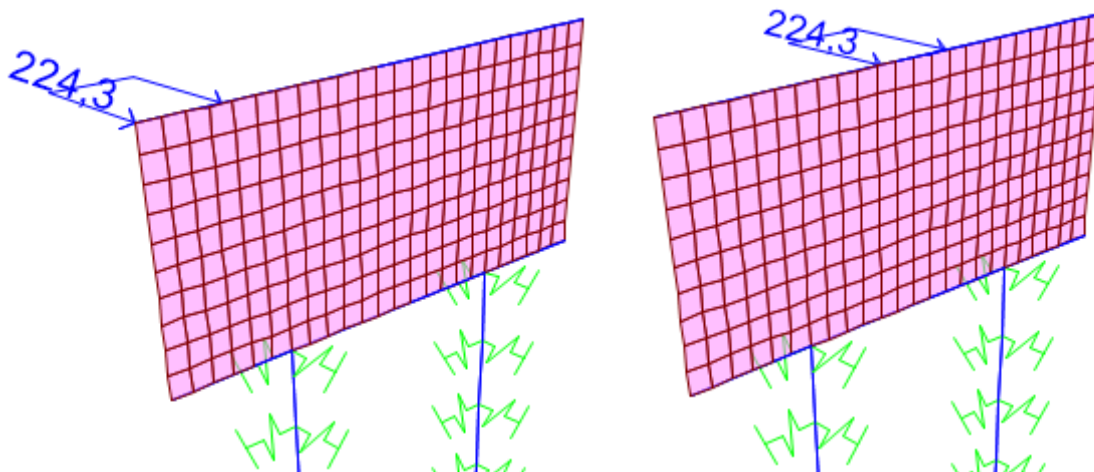


Ilustración 16 Peso barrera New Jersey– DC – kN/m

11.4.2 Colisión vehicular CT



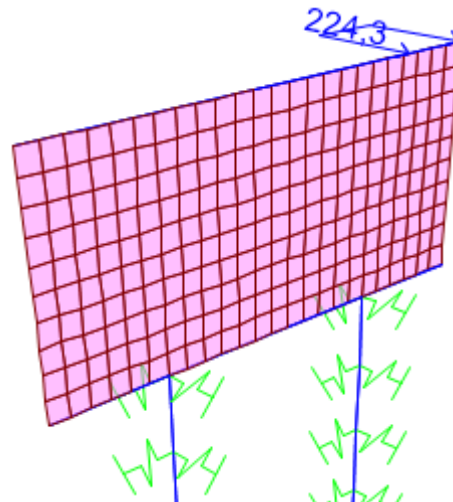


Ilustración 17 Colisión vehicular CT – kN/m

11.4.3 Empuje estático EH

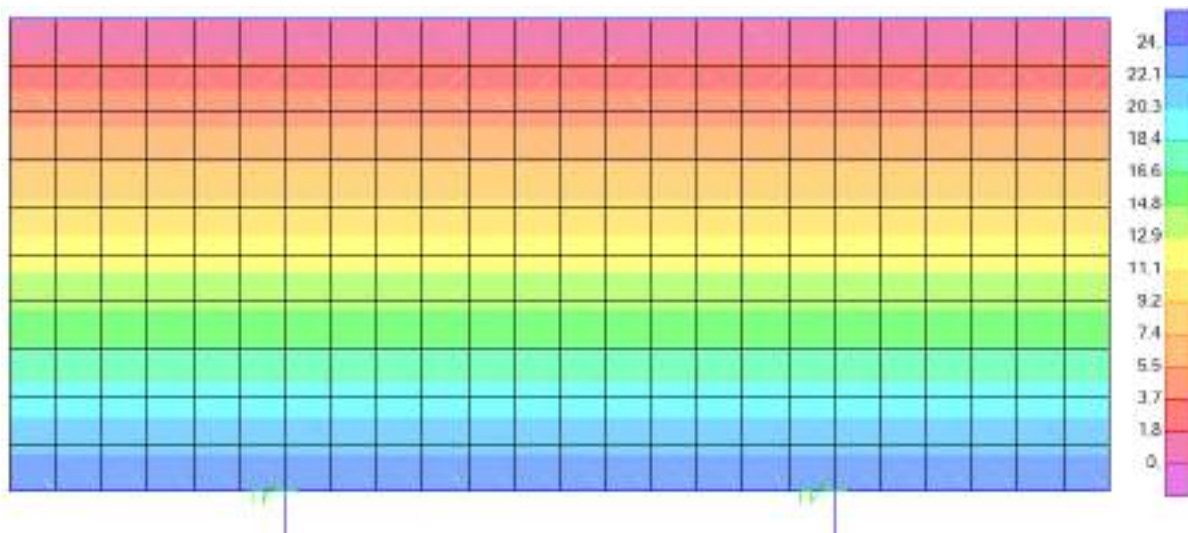


Ilustración 18 Empuje estático en muro – EH – kN/m²

11.4.4 Empuje dinámico EQ

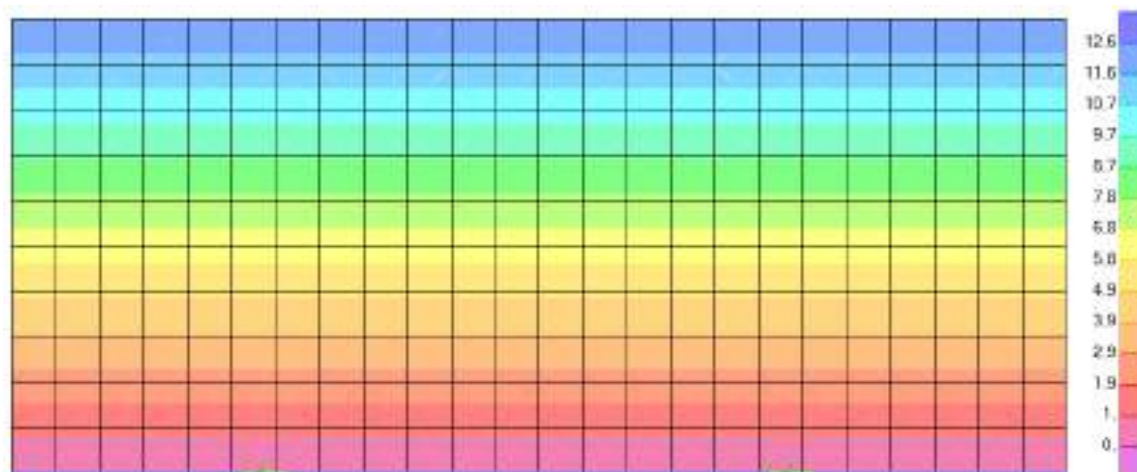


Ilustración 19 Empuje dinámico en muro – EQ – kN/m²

11.4.5 Sobre carga viva LS

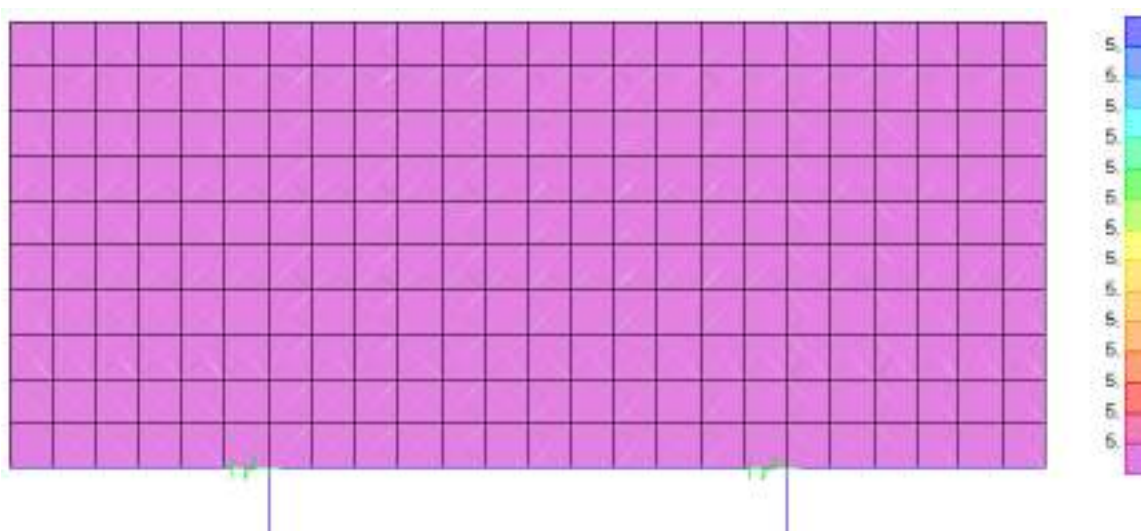


Ilustración 20 Sobrecarga viva – LS – kN/m²

11.4.6 Espectro

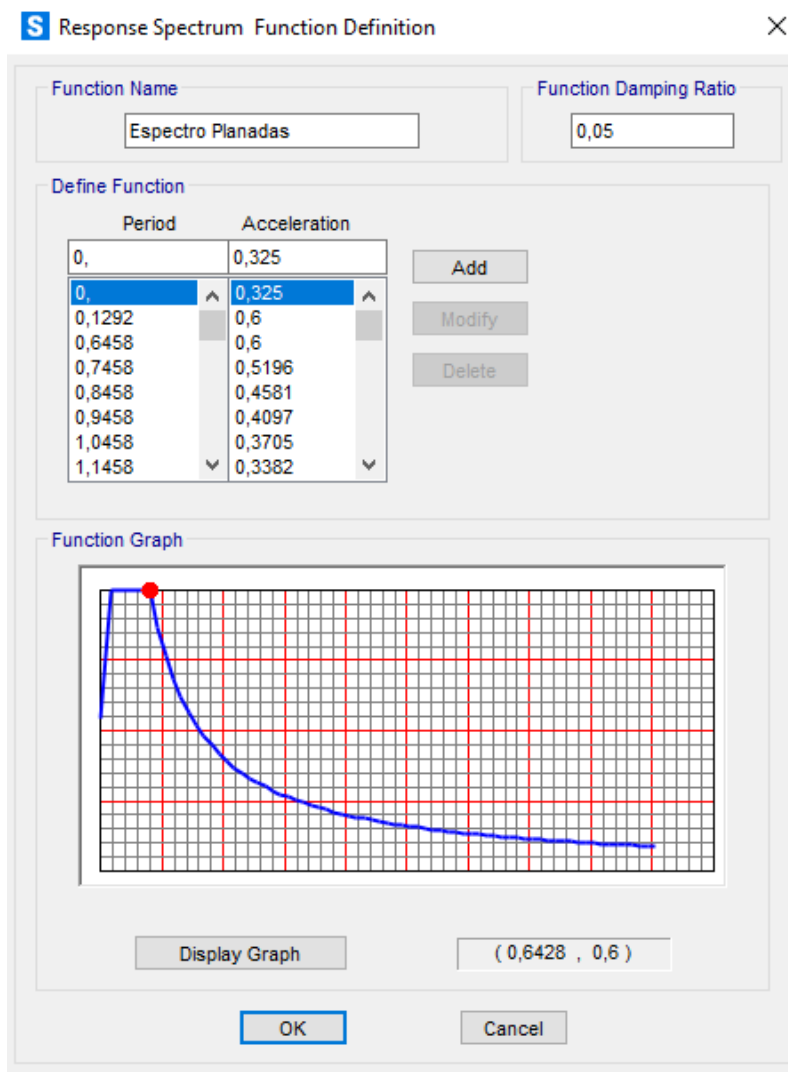
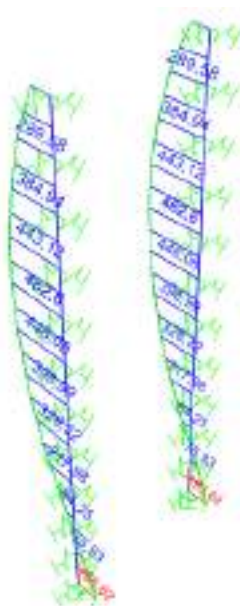


Ilustración 21 Espectro

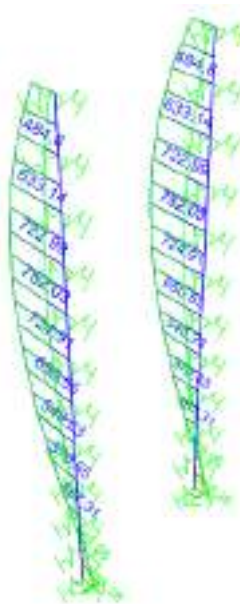
12 DATOS DE SALIDA – MURO M1

12.1 CAISSONS

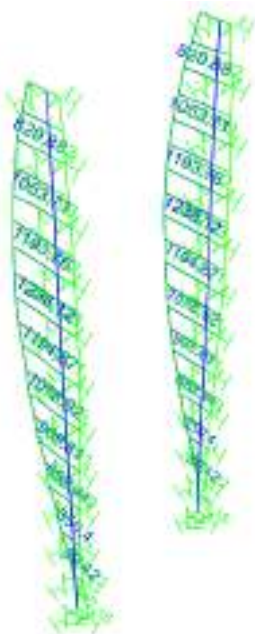
12.1.1 Diagrama de momento 2-2 por estado límite de servicio (kN·m)



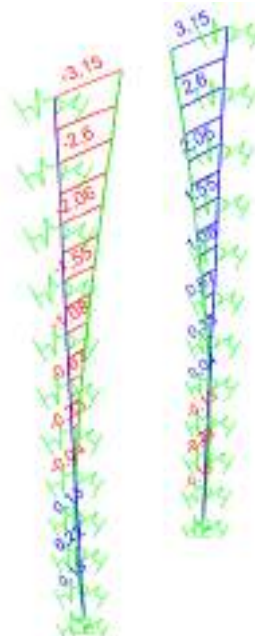
12.1.2 Diagrama de momento 2-2 por estado límite de resistencia (kN·m)



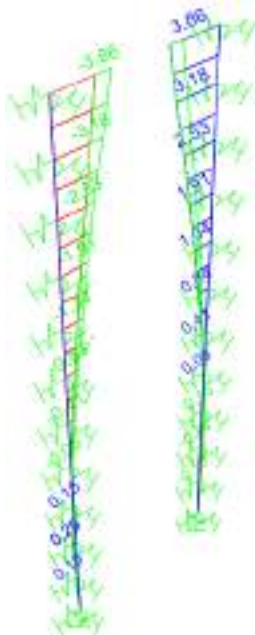
12.1.3 Diagrama de momento 2-2 por estado límite de evento extremo (kN·m)



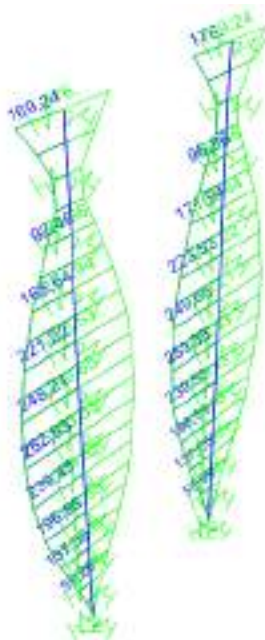
12.1.4 Diagrama de momento 3-3 por estado límite de servicio (kN·m)



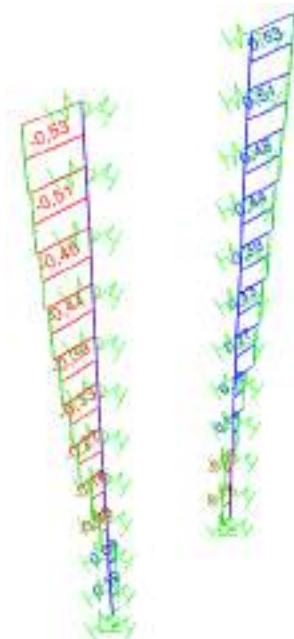
12.1.5 Diagrama de momento 3-3 por estado límite de resistencia (kN·m)



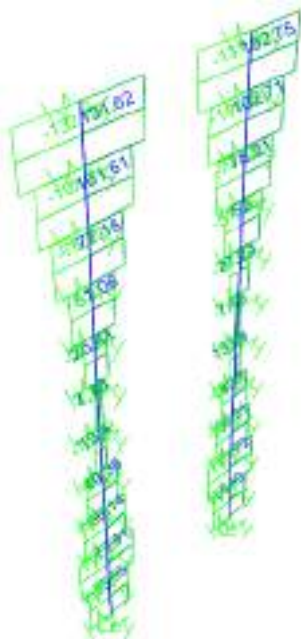
12.1.6 Diagrama de momento 3-3 por estado límite de evento extremo (kN·m)



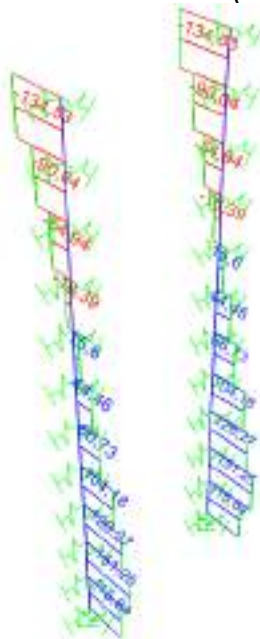
12.1.7 Diagrama de cortante 2-2 por estado límite de servicio (kN)



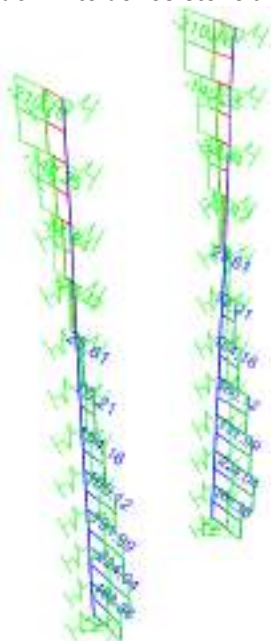
12.1.9 Diagrama de cortante 2-2 por estado límite de evento extremo (kN)



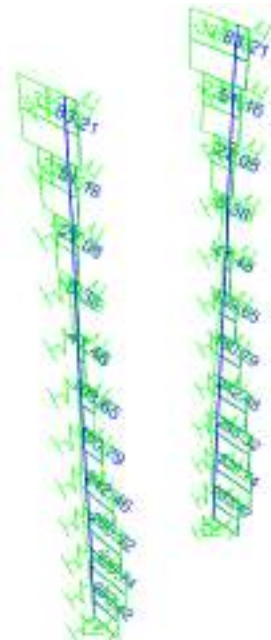
12.1.10 Diagrama de cortante 3-3 por estado límite de servicio (kN)



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

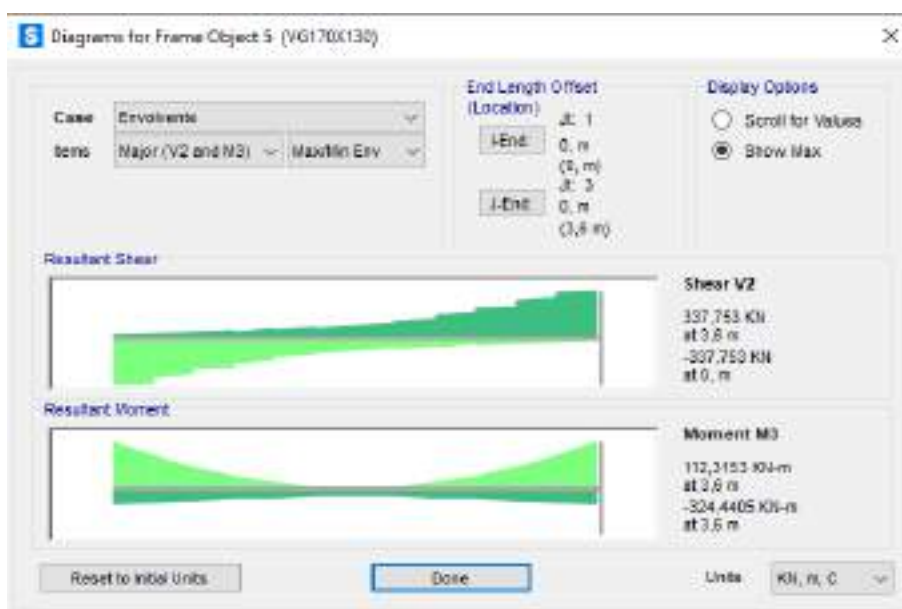


12.1.12 Diagrama de cortante 3-3 por estado límite de evento extremo (kN)



12.2 VIGA DE CIMENTACIÓN 170X130

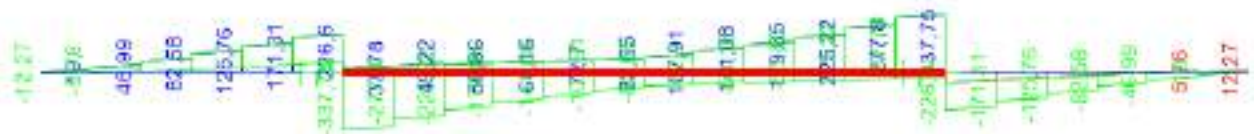
12.2.1 Diagrama de momento M3-3 (kN·m)



12.2.2 Diagrama de momento M2-2 (kN·m)

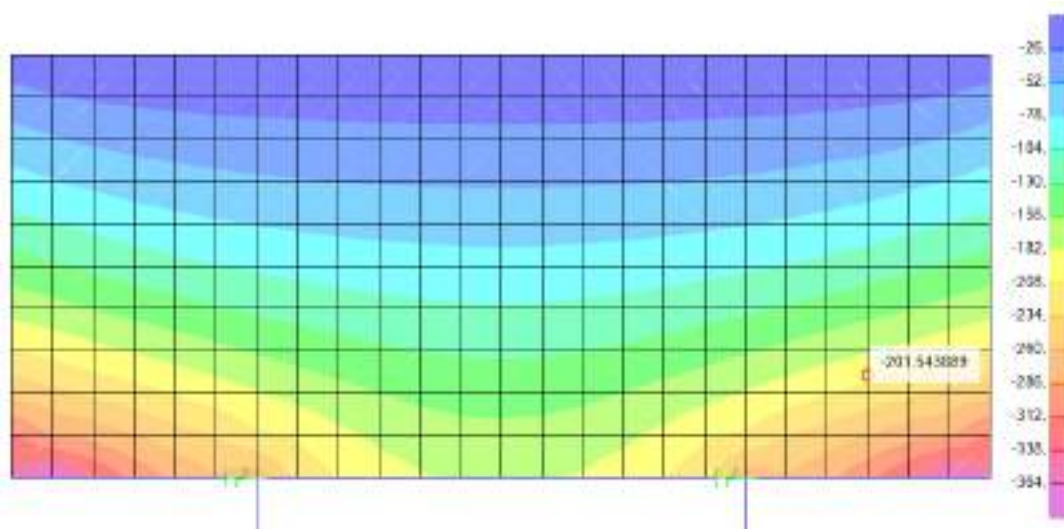


12.2.3 Diagrama de cortante V2-2 (kN)

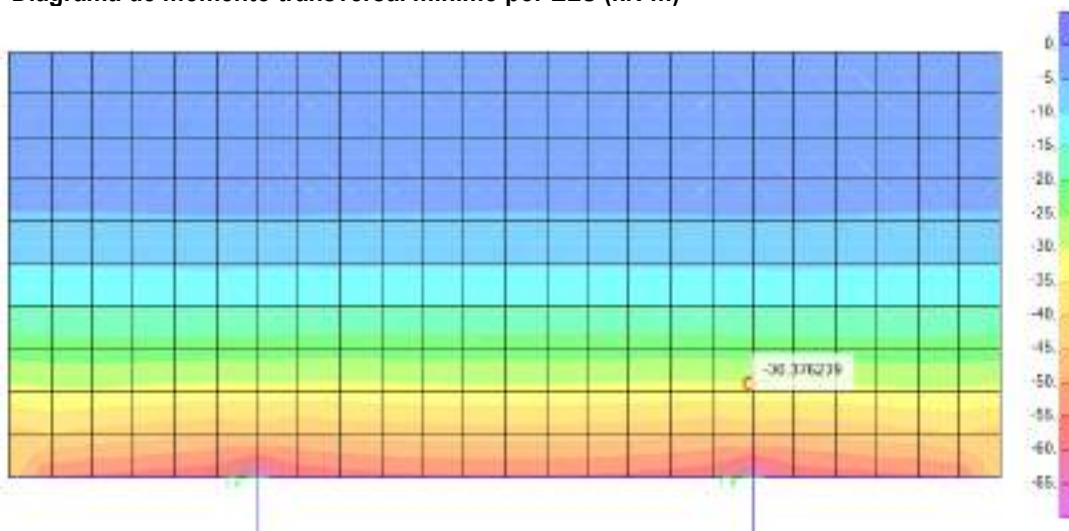


12.3 VÁSTAGO

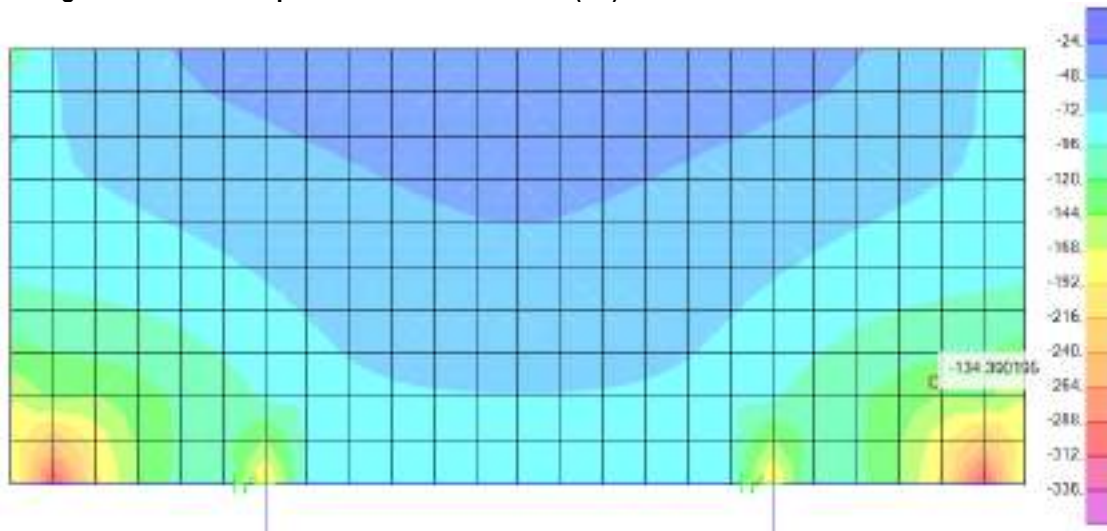
12.3.1 Diagrama de momento transversal mínimo por envolvente de diseño (kN·m)



12.3.2 Diagrama de momento transversal mínimo por ELS (kN·m)



12.3.3 Diagrama de cortante por envoltente de diseño (kN)



13 DISEÑO ELEMENTOS – MURO M1

13.1 CAISSONS

13.1.1 Índices de sobrefuerzo

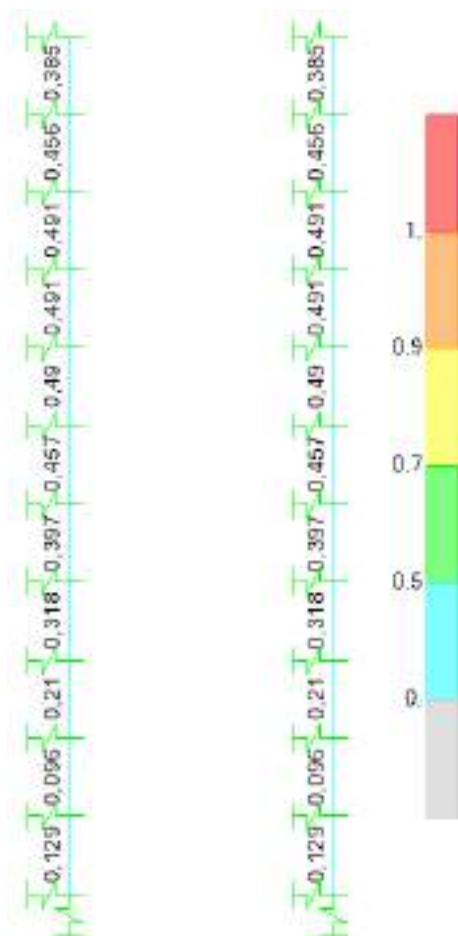


Ilustración 22 Índices de esfuerzos caissons

13.1.2 Curvas de interacción

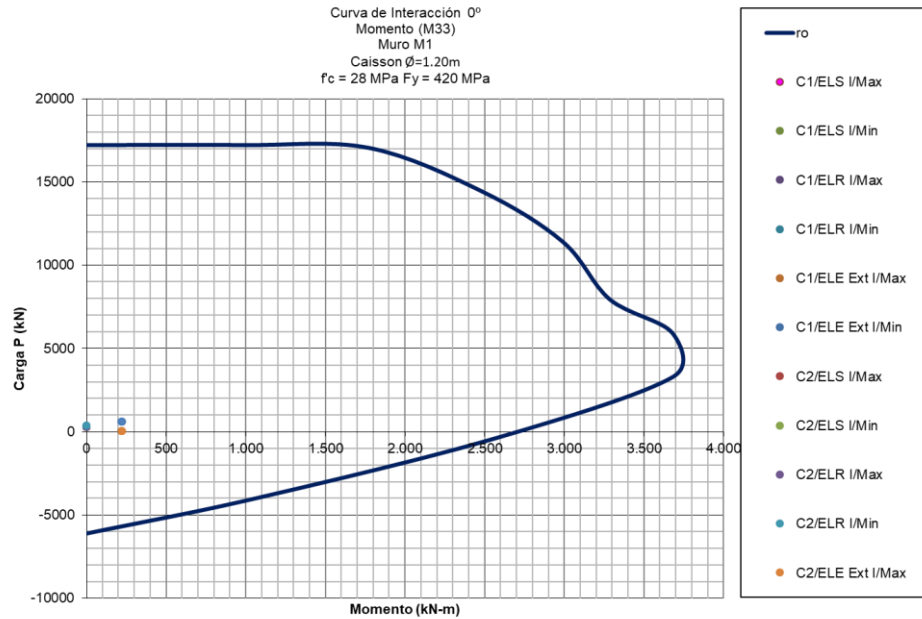


Ilustración 23 Curva interacción 0°.

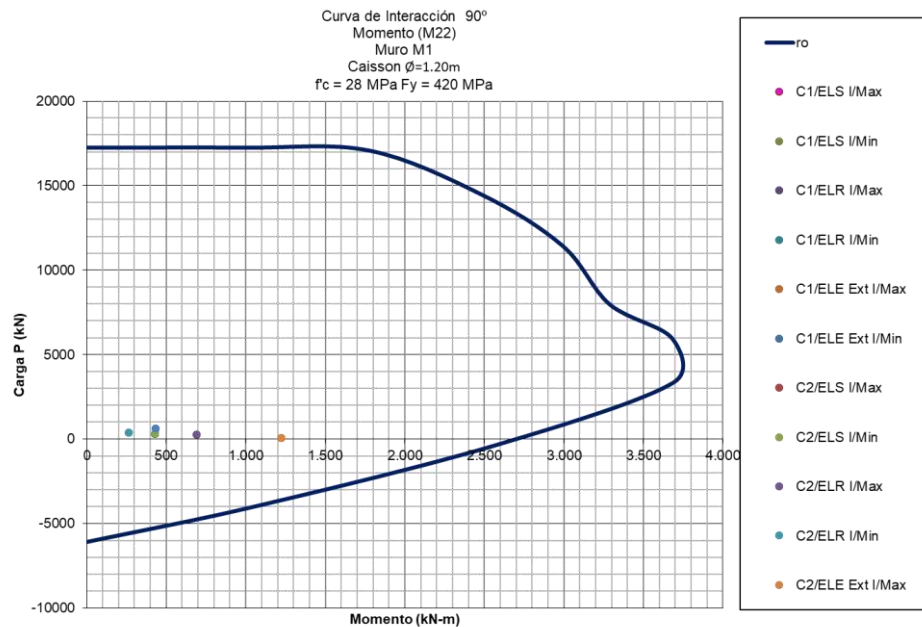


Ilustración 24 Curva interacción 90°.

13.1.3 Solicitaciones de caisson

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	OutputCase	CaseType	StepType	P	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN-m	KN-m
C1	ELS I	Combination	Max	305,57	428,88	1,08
C1	ELS I	Combination	Min	305,57	428,88	1,08
C1	ELR I	Combination	Max	275,01	693,02	0,97
C1	ELR I	Combination	Min	381,96	264,60	1,34
C1	ELE Ext I	Combination	Max	53,67	1221,26	221,22
C1	ELE Ext I	Combination	Min	603,31	432,23	223,53
C2	ELS I	Combination	Max	305,57	428,88	1,08
C2	ELS I	Combination	Min	305,57	428,88	1,08
C2	ELR I	Combination	Max	275,01	693,02	1,34
C2	ELR I	Combination	Min	381,96	264,60	0,97
C2	ELE Ext I	Combination	Max	53,67	1221,26	223,53
C2	ELE Ext I	Combination	Min	603,31	432,23	221,22

Tabla 10 Solicitaciones en caisson

13.1.4 Revisión por distribución de armadura

Revisión por distribución de armadura (fisuración):

Materiales:

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

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

Geometría:

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

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

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

$$A_s = \# 10$$

$$\text{Sep.}_{\text{Ref}} = 0,15 \text{ m} \quad \text{Empleada}$$

$$\phi_{A_s} = 3,18 \text{ cm}$$

$$z = 9,09 \text{ cm}$$

Momento actuante ELS:

$$M_{\text{ELS}} = 462,6 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

Usando la sección agrietada y una franja de 0,15 m de ancho, para el diseño por ELS.

$$M_{S_{0,15}} = 71,2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{S_{0,15}} = \text{separación} \times M_s$$

Eje Neutro:

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

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

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

$$n = 10$$

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

$$A_{st} = 158,3 \text{ cm}^2$$

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

$$y = 38,6 \text{ cm}$$

Esfuerzo de la barra:

$$M_s = 71,2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$A_s = 15,8 \text{ cm}^2$$

$$J_d = 98,1 \text{ cm}^4$$

$$f_{ss} = 45882,4 \text{ kN/m}^2$$

$$0.6f_y = 252000,0 \text{ kN/m}^2$$

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

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

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

Máxima separación armadura:

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

$$\beta_s = 1,1$$

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

$$s_{\text{máx}} = 161,2 \text{ cm}$$

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

$$s_{\text{empleada}} = 15,4 \text{ cm}$$

$$s_{\text{máx}} > s_{\text{empleada}} \quad \text{Ok!}$$

13.1.5 Cuantía volumétrica

GEOMETRÍA

Caisson
 $\emptyset = 1,2$ 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= 10 20
 $A_s = 163,8$ cm²

REFUERZO TRANSVERSAL

No.
 Refuerzo= 5
 Separación= 7,5 cm

CUANTÍA DE AREA

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

$\rho_{\text{empleada}} = 0,0145$ OK

CUANTÍA VOLUMETRICA

$A_c = 8659,015$ cm²

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

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

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

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

$\rho_{Vol} = 0,009184$

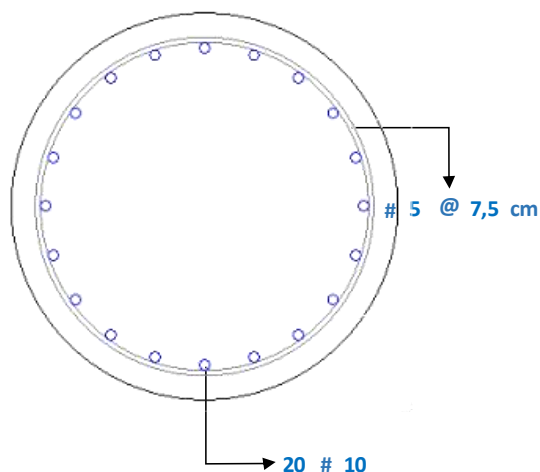
No. Pasos = 13,3 Por metro

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

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

Vol. espiral = 9951,1 cm³

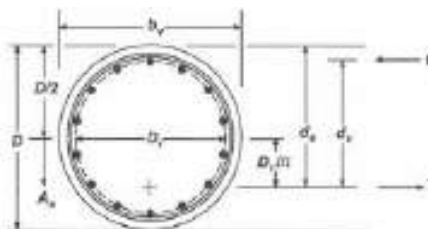
$\rho_{ol \text{ empleada}} = 0,0115$ OK



13.1.6 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	333,2 kN
M_u	1238,1 kN-m
As flexión	0,0164 m ²
a (altura del bloque de compresión)	0,241 m



1. Altura efectiva para cortante

Máximo entre

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

$$d_v = d_e - \text{recubrimiento} = 859,2 \text{ mm}$$

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

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

$$\epsilon_s = 0,0005$$

2. Angulo de las fisuras generadas a cortante

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

$$\theta = 30,9$$

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

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

$$\beta = 3,414$$

4. Resistencia nominal del concreto

No debe ser mayor que

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

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

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

$$V_c = 1545,8 \text{ kN}$$

$$V_{rc} = \phi v_c \quad 1391,2 \text{ kN} \quad \text{NO REQUIERE REFUERZO A CORTANTE}$$

5. Cortante a resistir por el acero de refuerzo

$$V_s = V_u - \phi V_c \quad -918,9 \text{ kN}$$

5.1 Esfuerzo cortante

$$v_u = (V_u - \phi V_p) / (\phi \times b_v \times d_v) \quad 0,36 \text{ MPa}$$

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

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

$$s_3 = (A_v \times f_y \times d_v \times \cot \theta) / V_s \quad -0,26 \text{ m}$$

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

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

Recalculando V_s con esta separación de estribos, tenemos:

$$V_{sfinal} \quad 3216,5 \text{ kN}$$

6. Cortante resistente

$$V_r = \phi(V_c + V_{sfinal}) \quad 4146,9 \text{ kN}$$

Este valor se debe comparar con el valor de V_u

$$V_u = 333,155 \text{ kN} \quad V_r \geq V_u$$

EL CAISSON ESTA BIEN A CORTE!!!

7. Revisión refuerzo mínimo a cortante

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

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

13.1.7 Revisión capacidad portante

TABLE: Joint Reactions						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	Reacciones F3	Capacidad portante	Revisión (Reacciones < Capacidad portante)
					Compresión	
Text	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	
C1	ELS I	Combination	Max	31,16	2293,44	Cumple !
C1	ELR I	Combination	Max	38,95	764,48	Cumple !
C1	ELE Ext I	Combination	Max	61,52	2293,44	Cumple !
C2	ELS I	Combination	Max	31,16	2293,44	Cumple !
C2	ELR I	Combination	Max	38,95	764,48	Cumple !
C2	ELE Ext I	Combination	Max	61,52	2293,44	Cumple !

Tabla 11 Revisión capacidad portante

13.2 VIGA DE CIMENTACIÓN 170X130

GEOMETRÍA	MATERIALES
<u>Viga cabeza</u> $h = 1,30$ m $b = 1,70$ m	$f'_c = 28$ MPa $f_y = 420$ MPa <u>Recubrimiento</u> $r_{sup} = 0,075$ m $r_{inf} = 0,075$ m

SOLICITACIONES

Momento Longitudinal principal

$$M_{U+} = 112,22 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{U-} = 324,44 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

1. DISEÑO VIGA CABEZAL

1.1 Cálculo del refuerzo longitudinal

Momento positivo

Refuerzo longitudinal inferior

Revisión 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/m ² $I = 0,31124$ m ⁴ $Y_b = 0,650$ m $S_c = 0,479$ m ³ $\gamma_1 = 1,6 \rightarrow$ Demás estructuras en concreto $\gamma_3 = 0,75 \rightarrow$ Para refuerzo A706, Grado 60 $M_{cr} = 1885,11$ kN·m/m $M_U = 112,22$ kN·m/m $1.33 M_U = 149,62$ kN·m/m Menor valor entre M_{cr} y $1.33M_U = 149,62$ kN·m/m $M_{U+} = 149,62$ kN·m/m $z = 0,09$ m $d = 1,21$ m $\Phi = 0,9$ $\rho_{requerida} = 0,000158$ Área de refuerzo requerida: $A_s = 3,27$ cm ² /m $\emptyset = 7/8$ " Cantidad = 10 $A_s = 38,79$ cm ² OK	$r = 0,075$ m $f_r = 3280,73$ kN/m ² $I = 0,31124$ m ⁴ $Y_b = 0,650$ m $S_c = 0,479$ m ³ $\gamma_1 = 1,6 \rightarrow$ Demás estructuras en concreto $\gamma_3 = 0,75 \rightarrow$ Para refuerzo A706, Grado 60 $M_{cr} = 1885,11$ kN·m/m $M_U = 324,44$ kN·m/m $1.33 M_U = 432,59$ kN·m/m Menor valor entre M_{cr} y $1.33M_U = 432,59$ kN·m/m $M_{U-} = 432,59$ kN·m/m $z = 0,09$ m $d = 1,21$ m $\Phi = 0,9$ $\rho_{requerida} = 0,000459$ Área de refuerzo requerida: $A_s = 9,47$ cm ² /m $\emptyset = 7/8$ " Cantidad = 10 $A_s = 38,79$ cm ² OK
--	--

GEOMETRÍA

Viga cabeza

$$h = 1,70 \text{ m}$$

$$b = 1,30 \text{ m}$$

MATERIALES

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

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

Recubrimiento

$$r_{lat} = 0,075 \text{ m}$$

$$r_{lat} = 0,075 \text{ m}$$

SOLICITACIONES

Momento caras laterales

$$M_{U+} = 289,34 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{U-} = 69,22 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

1. DISEÑO VIGA CABEZAL

1.1 Cálculo del refuerzo lateral

Momento positivo

Refuerzo lateral

Revisión As mínimo

Momento negativo

Refuerzo lateral

Revisión As mínimo

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

$$r = 0,075 \text{ m}$$

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

$$I = 0,53224 \text{ m}^4$$

$$Y_b = 0,850 \text{ m}$$

$$S_c = 0,626 \text{ m}^3$$

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

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

$$M_{cr} = 2465,14 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_U = 289,34 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$1.33 M_U = 385,78 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\text{Menor valor entre } M_{cr} \text{ y } 1.33M_U = 385,78 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{U+} = 385,78 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$z = 0,09 \text{ m}$$

$$d = 1,61 \text{ m}$$

$$\Phi = 0,9$$

$$\rho_{requerida} = 0,000302$$

$$r = 0,075 \text{ m}$$

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

$$I = 0,53224 \text{ m}^4$$

$$Y_b = 0,850 \text{ m}$$

$$S_c = 0,626 \text{ m}^3$$

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

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

$$M_{cr} = 2465,14 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_U = 69,22 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$1.33 M_U = 92,29 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\text{Menor valor entre } M_{cr} \text{ y } 1.33M_U = 92,29 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{U-} = 92,29 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$z = 0,09 \text{ m}$$

$$d = 1,61 \text{ m}$$

$$\Phi = 0,9$$

$$\rho_{requerida} = 0,000072$$

Área de refuerzo requerida:

$$A_s = 6,34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi = 7/8 \text{ "}$$

$$\text{Cantidad} = 2$$

$$A_s = 7,76 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 3/4 \text{ "}$$

$$\text{Cantidad} = 4$$

$$A_s = 11,40 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ Total} = 19,16 \text{ cm}^2$$

OK

Área de refuerzo requerida:

$$A_s = 1,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi = 7/8 \text{ "}$$

$$\text{Cantidad} = 2$$

$$A_s = 7,76 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 3/4 \text{ "}$$

$$\text{Cantidad} = 4$$

$$A_s = 11,40 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ Total} = 19,16 \text{ cm}^2$$

OK

CORTANTE VIGA DE CIMENTACIÓN

f'c	28 MPa
fy	420 MPa
Es	200000000 kN/m ²
As estribo #4	2,00 cm ²
Número de ramas	4
Av (Area por sección)	8,00 cm ²
ht	1,30 m
bv (Ancho efectivo para cortante)	1700 mm
bef (Ancho efectivo tablero)	1,7 m
φ	0,90
Recubrimiento	0,075 m
Vu	407,0 kN
Mu	375,7 kN-m
As flexión	0,0039 m ²
a (altura del bloque de compresión)	0,040 m

1. Altura efectiva para cortante

Máximo entre

$$\text{a) } ht - \text{rec positivo} - a/2 = 1,20 \text{ m}$$

$$\text{b) } 0.9 d = 1,10 \text{ m}$$

$$\text{c) } 0.72 h = 0,94 \text{ m}$$

$$dv = 1,20 \text{ m}$$

$$\epsilon_s = ((Mu/dv) + (vu)) / Es \times As$$

$$\epsilon_s = 0,0009$$

2. Angulo de las fisuras generadas a cortante

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

$$\theta = 32,2$$

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)

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

$$\beta = 2,83$$

- Para secciones sin refuerzo transversal mínimo (A_v mín)

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

$$\beta = 2,73$$

4. Resistencia nominal del concreto

No debe ser mayor que

$$V_n = 0.25f'_c \times b_v \times d_v \rightarrow V_n = 14337,9 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.083 \times \beta \times \sqrt{f'_c} \times b_v \times d_v \rightarrow V_c = 2547,7 \text{ kN}$$

$$V_{rc} = \phi v_c \quad 2292,9 \text{ kN} \quad \text{NO REQUIERE REFUERZO A CORTANTE}$$

5. Cortante a resistir por el acero de refuerzo

$$V_s = V_u - \phi V_c \quad -1656,7 \text{ kN}$$

5.1 Esfuerzo cortante

$$v_u = (V_u - \phi V_c) / (\phi \times b_v \times d_v) \quad 0,22 \text{ MPa}$$

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

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

5.2 La separación entre estribos debe ser la mínima entre

$$s_1 = 0.4 d_v \quad 0,48 \text{ m}$$

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

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

Para $\alpha = 90$ tenemos

$$s_3 = (A_v \times f_y \times d_v \times \cot\theta) / V_s \quad -0,39 \text{ m}$$

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

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

Recalculado V_s con esta separación de estribos, tenemos:

$$V_{sfinal} = 3209,0 \text{ kN}$$

6. Cortante resistente

$$V_r = \phi(V_c + V_{sfinal}) = 4951,8 \text{ kN}$$

Este valor se debe comparar con el valor de V_u

$$V_u = 406,98 \text{ kN} \quad V_r \geq V_u \quad \text{ok!!}$$

LA VIGA ESTA BIEN A CORTE!!!

7. Revisión refuerzo mínimo a cortante

$$\text{Ref mínimo} = 0.083V(f'_c) \times (b_v \times S/f_y) = 3,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{As colocado} = 8,00 \text{ cm}^2 \quad \text{ok!!}$$

13.3 VÁSTAGO

GEOMETRÍA	MATERIALES
<u>Vástago</u> h = 0,35 m b = 1,00 m	$f'_c = 28$ MPa $f_y = 420$ MPa <u>Recubrimiento</u> $r_{ext} = 0,050$ m $r_{int} = 0,075$ m
SOLICITACIONES	

Vástago momento Transv.

$M_{U-} = 201,54$ kN·m/m

$M_{S-} = 30,37$ kN·m/m

$V_U = 134,39$ kN/m

1. DISEÑO DE VÁSTAGO - REFUERZO TRANSVERSAL

1.1 Calculo del refuerzo transversal

Momento negativo

Refuerzo transversal contra el terreno

Chequeo A_s 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

$I = 0,00357$ 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

$M_U = 201,54$ kN·m/m

$1.33 M_U = 268,72$ kN·m/m

Menor valor entre M_{cr} y $1.33M_U = 80,38$ kN·m/m

$M_{U+} = 201,54$ kN·m/m

$z = 0,08$ m

$d = 0,27$ m

$\Phi = 0,9$

$\rho_{requerida} = 0,008154$

Área de refuerzo requerida:

$A_s = 21,65$ cm²/m

$\phi = 3/4$ "

$S = 0,132$ m (Máxima)

$S = 0,125$ m (Escogida)

$A_s = 22,80$ cm² OK

1.2 Revisión por distribución de armadura

Momento positivo

Ancho tributario = 0,13 m

$M_{s+} = 3,80 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

Eje neutro

$E_c = 20637 \text{ MPa}$

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

$n = 10$

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

$y = 0,088 \text{ m}$

$j_d = 0,236 \text{ m}$

Esfuerzo de la barra

$f_{ss} = 56439 \text{ kN/m}^2$

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

$f_{ss} < 0.6f_y$
56439 < 252000 OK

Máxima separación armadura

$Y_e = 0,75$ Exposición severa Clase 2

$\beta_s = 1,45$

$s = 0,95 \text{ m}$ OK

2. DISEÑO DE VÁSTAGO - REFUERZO LONGITUDINAL

2.1 Armadura de contracción y temperatura - Refuerzo transversal opuesto al terreno

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

$A_{s \text{ temp}} = 2,33 \text{ cm}^2/\text{m}$ en cada cara

$\emptyset = 1/2$ "

$S = 0,54$ (Máxima)

$S = 0,15$ (Escogida)

$A_s = 8,45 \text{ cm}^2$ OK

2.2 Armadura de contracción y temperatura - Refuerzo horizontal

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

$$A_{s \text{ temp}} = 2,33 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ en cada cara}$$

$$\phi = 1/2 \text{ "}$$

$$S = 0,54 \text{ (Máxima)}$$

$$S = 0,20 \text{ (Escogida)}$$

$$A_s = 6,33 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

2.3 Revisión por corte

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

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

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

$$\phi = 0,9$$

$$\beta = 2$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$a = 0,038 \text{ m}$$

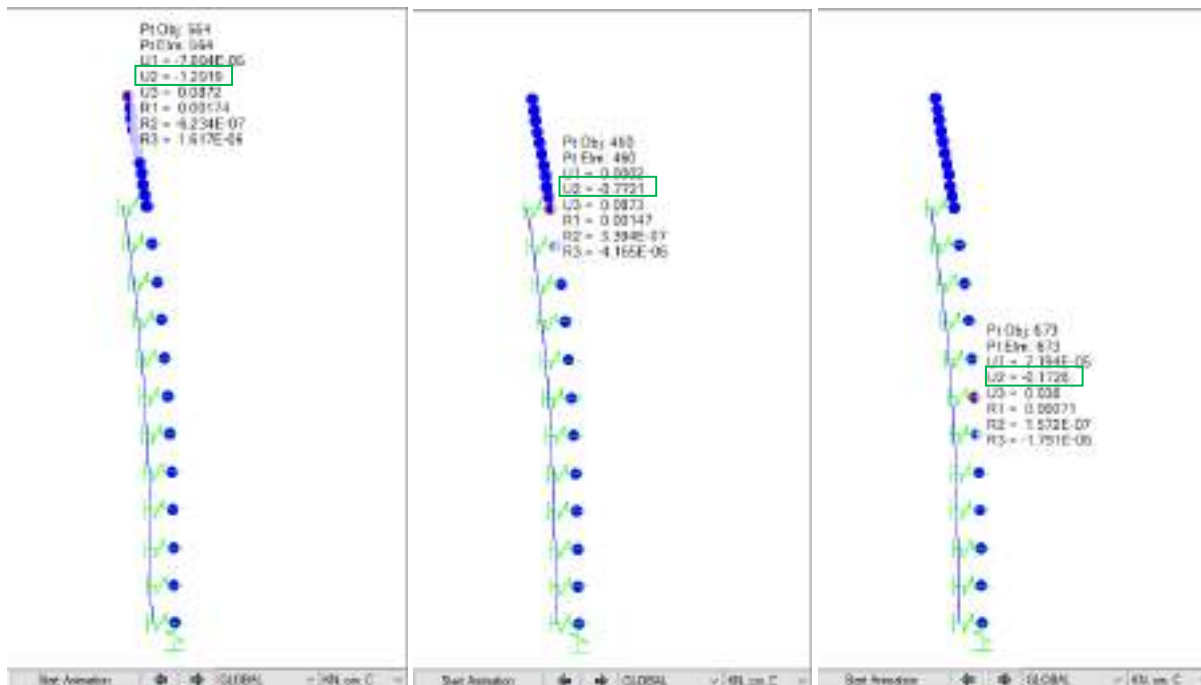
$$d_v = 0,246 \text{ m}$$

$$V_c = 216,41 \text{ kN}$$

$$V_n = 1724,63 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 194,77 \text{ kN} \text{ OK}$$

13.4 DEFORMACIÓN DEL MURO



Deformación en muro por empuje estático:

Deformación en corona del muro= 1.29cm (<1% altura libre muro : 2.60cm) **Cumple!**
 Deformación en la base del vástago= 0.77cm
 Deformación en pilote= 0.17cm
 Deformación relativa (1.29cm – 0.77cm) = 0.52cm (<1% altura libre muro : 2.60cm) **Cumple!**

14 ENTRADA DE DATOS AL PROGRAMA – MURO M2

14.1 MODELO MATEMÁTICO

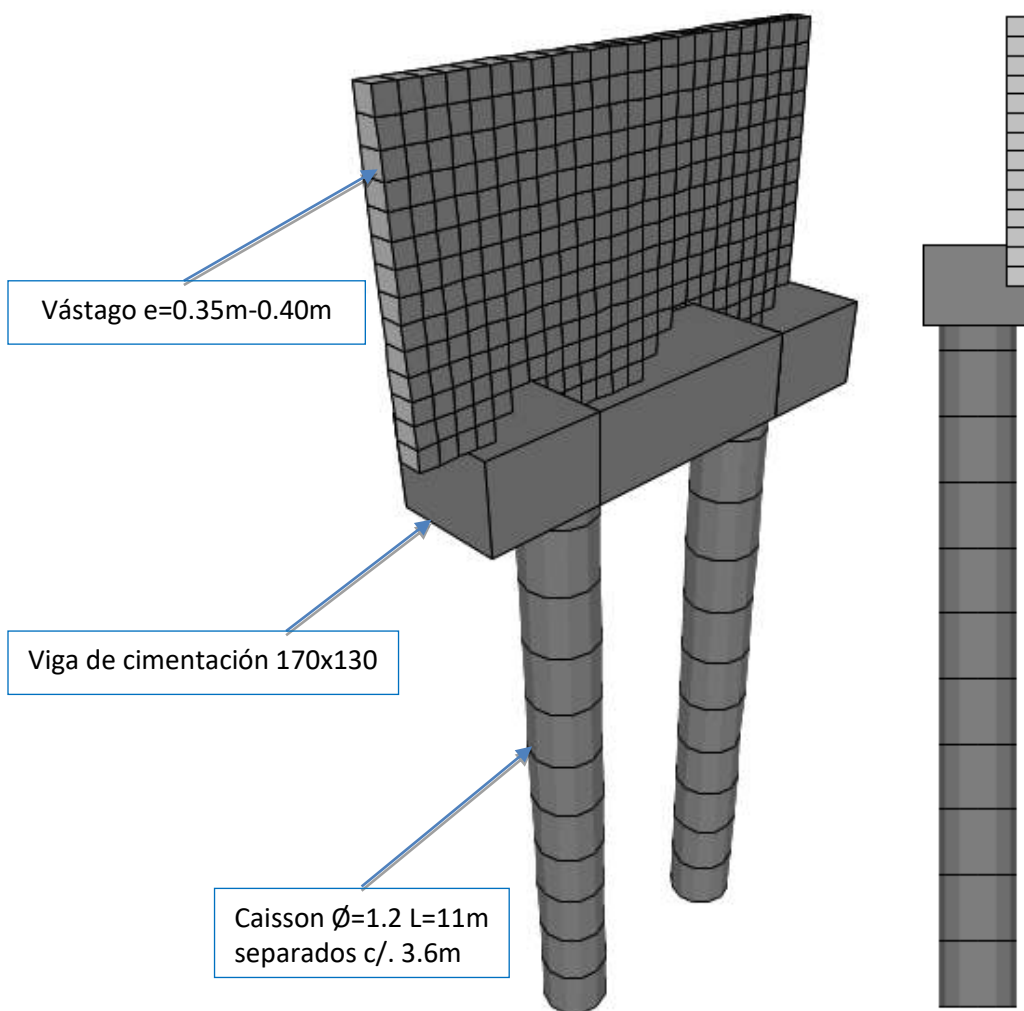


Ilustración 25 Modelo matemático 3D - Muro M2

14.2 DEFINICIÓN DEL MATERIAL



Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: Fc=28MPa

Material Type: Concrete

Material Grade: Fc 4000 psi

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 23.5531

Mass per Unit Volume: 2.4022

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 20038000

Poisson, U: 0.2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 8.500E-05

Shear Modulus, G: 8558892

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, Fc: 20000

Expected Concrete Compressive Strength: 20000

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Ilustración 26 Definición del material

14.3 DEFINICIÓN DE SECCIONES

14.3.1 Caisson D=1.20m

Para un caisson de 1.20 m de diámetro y longitud de 11.0m, en los primeros metros se colocó un refuerzo de 20#10, con flejes N°5 cada 7.5 cm y se revisó.

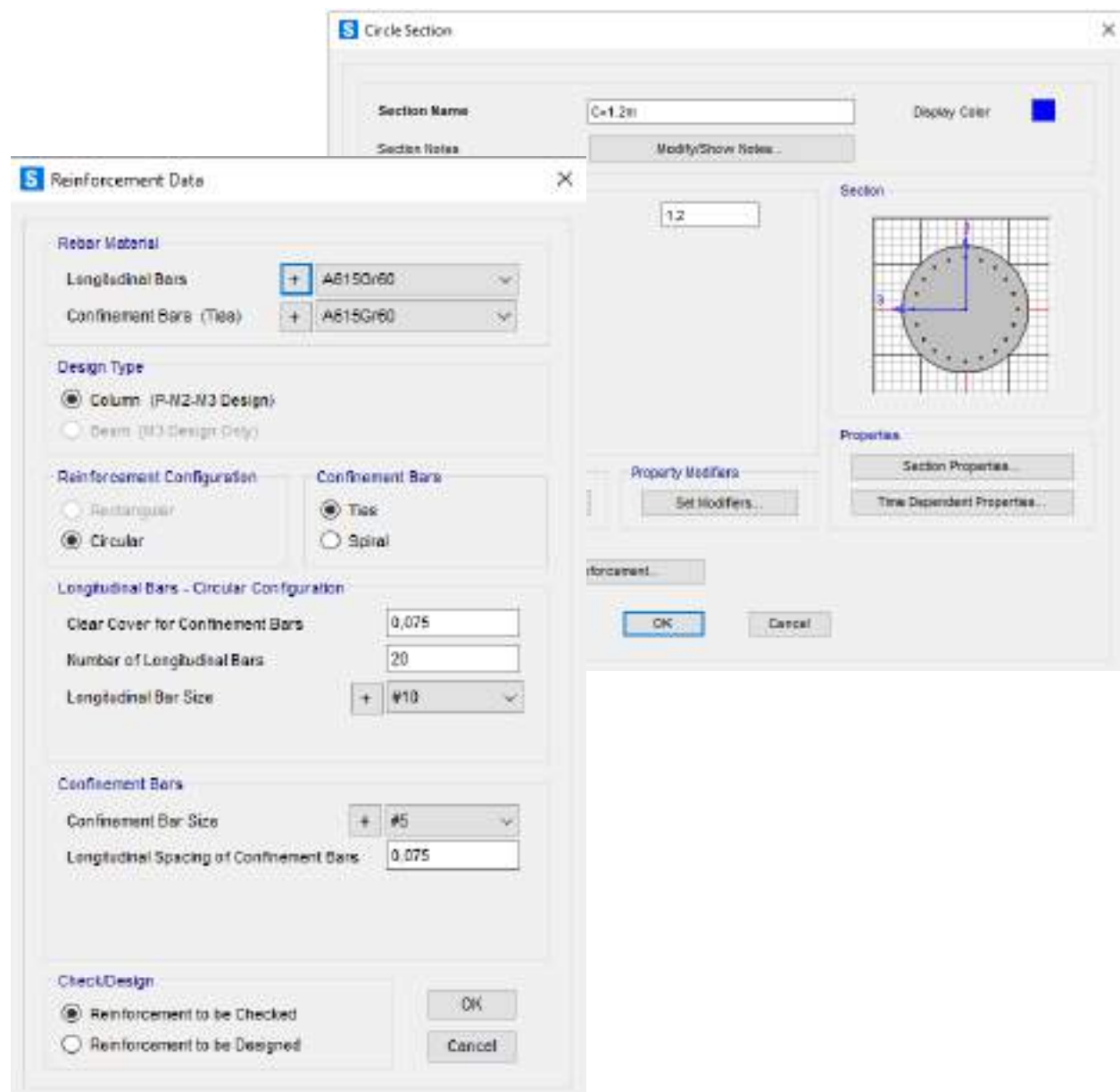


Ilustración 27 Definición de caisson

14.3.2 Viga de cimentación

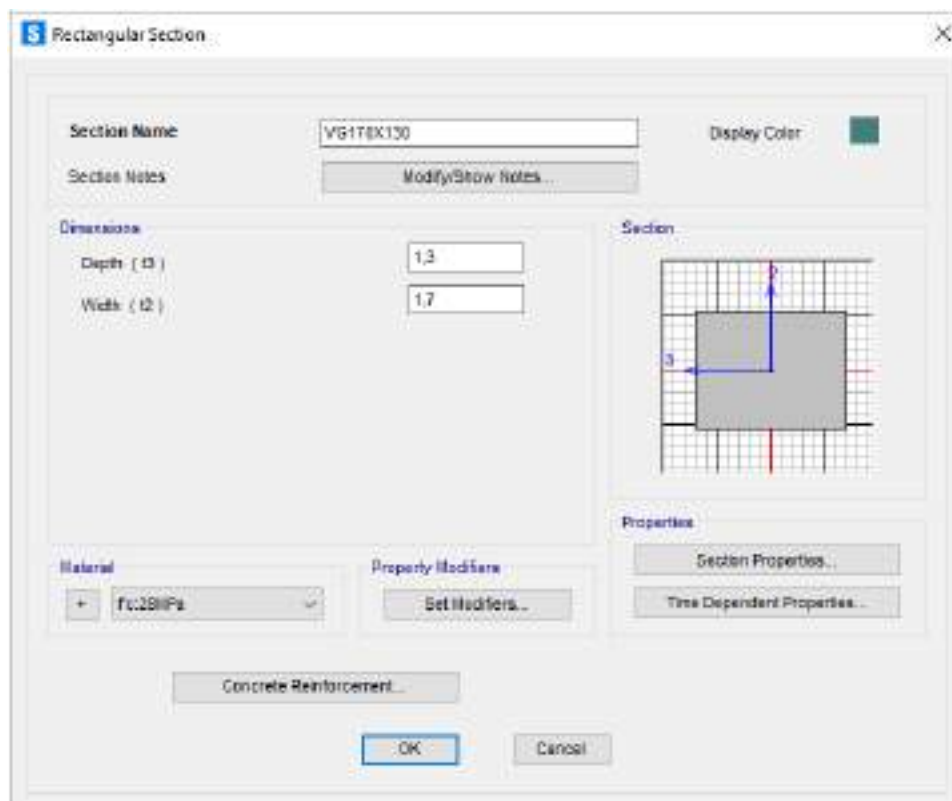


Ilustración 28 Definición de viga de cimentación

14.3.3 Vástago

0.340	0.338	0.336	0.334	0.332	0.330	0.328	0.326	0.324	0.322	0.320	0.318	0.316	0.314	0.312	0.310	0.308	0.306	0.304	0.302	0.300	0.298	0.296	0.294	0.292	0.290	0.288	0.286	0.284	0.282	0.280	0.278	0.276	0.274	0.272	0.270	0.268	0.266	0.264	0.262	0.260	0.258	0.256	0.254	0.252	0.250	0.248	0.246	0.244	0.242	0.240	0.238	0.236	0.234	0.232	0.230	0.228	0.226	0.224	0.222	0.220	0.218	0.216	0.214	0.212	0.210	0.208	0.206	0.204	0.202	0.200	0.198	0.196	0.194	0.192	0.190	0.188	0.186	0.184	0.182	0.180	0.178	0.176	0.174	0.172	0.170	0.168	0.166	0.164	0.162	0.160	0.158	0.156	0.154	0.152	0.150	0.148	0.146	0.144	0.142	0.140	0.138	0.136	0.134	0.132	0.130	0.128	0.126	0.124	0.122	0.120	0.118	0.116	0.114	0.112	0.110	0.108	0.106	0.104	0.102	0.100	0.098	0.096	0.094	0.092	0.090	0.088	0.086	0.084	0.082	0.080	0.078	0.076	0.074	0.072	0.070	0.068	0.066	0.064	0.062	0.060	0.058	0.056	0.054	0.052	0.050	0.048	0.046	0.044	0.042	0.040	0.038	0.036	0.034	0.032	0.030	0.028	0.026	0.024	0.022	0.020	0.018	0.016	0.014	0.012	0.010	0.008	0.006	0.004	0.002	0.000	-0.002	-0.004	-0.006	-0.008	-0.010	-0.012	-0.014	-0.016	-0.018	-0.020	-0.022	-0.024	-0.026	-0.028	-0.030	-0.032	-0.034	-0.036	-0.038	-0.040	-0.042	-0.044	-0.046	-0.048	-0.050	-0.052	-0.054	-0.056	-0.058	-0.060	-0.062	-0.064	-0.066	-0.068	-0.070	-0.072	-0.074	-0.076	-0.078	-0.080	-0.082	-0.084	-0.086	-0.088	-0.090	-0.092	-0.094	-0.096	-0.098	-0.100	-0.102	-0.104	-0.106	-0.108	-0.110	-0.112	-0.114	-0.116	-0.118	-0.120	-0.122	-0.124	-0.126	-0.128	-0.130	-0.132	-0.134	-0.136	-0.138	-0.140	-0.142	-0.144	-0.146	-0.148	-0.150	-0.152	-0.154	-0.156	-0.158	-0.160	-0.162	-0.164	-0.166	-0.168	-0.170	-0.172	-0.174	-0.176	-0.178	-0.180	-0.182	-0.184	-0.186	-0.188	-0.190	-0.192	-0.194	-0.196	-0.198	-0.200	-0.202	-0.204	-0.206	-0.208	-0.210	-0.212	-0.214	-0.216	-0.218	-0.220	-0.222	-0.224	-0.226	-0.228	-0.230	-0.232	-0.234	-0.236	-0.238	-0.240	-0.242	-0.244	-0.246	-0.248	-0.250	-0.252	-0.254	-0.256	-0.258	-0.260	-0.262	-0.264	-0.266	-0.268	-0.270	-0.272	-0.274	-0.276	-0.278	-0.280	-0.282	-0.284	-0.286	-0.288	-0.290	-0.292	-0.294	-0.296	-0.298	-0.300	-0.302	-0.304	-0.306	-0.308	-0.310	-0.312	-0.314	-0.316	-0.318	-0.320	-0.322	-0.324	-0.326	-0.328	-0.330	-0.332	-0.334	-0.336	-0.338	-0.340	-0.342	-0.344	-0.346	-0.348	-0.350	-0.352	-0.354	-0.356	-0.358	-0.360	-0.362	-0.364	-0.366	-0.368	-0.370	-0.372	-0.374	-0.376	-0.378	-0.380	-0.382	-0.384	-0.386	-0.388	-0.390	-0.392	-0.394	-0.396	-0.398	-0.400	-0.402	-0.404	-0.406	-0.408	-0.410	-0.412	-0.414	-0.416	-0.418	-0.420	-0.422	-0.424	-0.426	-0.428	-0.430	-0.432	-0.434	-0.436	-0.438	-0.440	-0.442	-0.444	-0.446	-0.448	-0.450	-0.452	-0.454	-0.456	-0.458	-0.460	-0.462	-0.464	-0.466	-0.468	-0.470	-0.472	-0.474	-0.476	-0.478	-0.480	-0.482	-0.484	-0.486	-0.488	-0.490	-0.492	-0.494	-0.496	-0.498	-0.500	-0.502	-0.504	-0.506	-0.508	-0.510	-0.512	-0.514	-0.516	-0.518	-0.520	-0.522	-0.524	-0.526	-0.528	-0.530	-0.532	-0.534	-0.536	-0.538	-0.540	-0.542	-0.544	-0.546	-0.548	-0.550	-0.552	-0.554	-0.556	-0.558	-0.560	-0.562	-0.564	-0.566	-0.568	-0.570	-0.572	-0.574	-0.576	-0.578	-0.580	-0.582	-0.584	-0.586	-0.588	-0.590	-0.592	-0.594	-0.596	-0.598	-0.600	-0.602	-0.604	-0.606	-0.608	-0.610	-0.612	-0.614	-0.616	-0.618	-0.620	-0.622	-0.624	-0.626	-0.628	-0.630	-0.632	-0.634	-0.636	-0.638	-0.640	-0.642	-0.644	-0.646	-0.648	-0.650	-0.652	-0.654	-0.656	-0.658	-0.660	-0.662	-0.664	-0.666	-0.668	-0.670	-0.672	-0.674	-0.676	-0.678	-0.680	-0.682	-0.684	-0.686	-0.688	-0.690	-0.692	-0.694	-0.696	-0.698	-0.700	-0.702	-0.704	-0.706	-0.708	-0.710	-0.712	-0.714	-0.716	-0.718	-0.720	-0.722	-0.724	-0.726	-0.728	-0.730	-0.732	-0.734	-0.736	-0.738	-0.740	-0.742	-0.744	-0.746	-0.748	-0.750	-0.752	-0.754	-0.756	-0.758	-0.760	-0.762	-0.764	-0.766	-0.768	-0.770	-0.772	-0.774	-0.776	-0.778	-0.780	-0.782	-0.784	-0.786	-0.788	-0.790	-0.792	-0.794	-0.796	-0.798	-0.800	-0.802	-0.804	-0.806	-0.808	-0.810	-0.812	-0.814	-0.816	-0.818	-0.820	-0.822	-0.824	-0.826	-0.828	-0.830	-0.832	-0.834	-0.836	-0.838	-0.840	-0.842	-0.844	-0.846	-0.848	-0.850	-0.852	-0.854	-0.856	-0.858	-0.860	-0.862	-0.864	-0.866	-0.868	-0.870	-0.872	-0.874	-0.876	-0.878	-0.880	-0.882	-0.884	-0.886	-0.888	-0.890	-0.892	-0.894	-0.896	-0.898	-0.900	-0.902	-0.904	-0.906	-0.908	-0.910	-0.912	-0.914	-0.916	-0.918	-0.920	-0.922	-0.924	-0.926	-0.928	-0.930	-0.932	-0.934	-0.936	-0.938	-0.940	-0.942	-0.944	-0.946	-0.948	-0.950	-0.952	-0.954	-0.956	-0.958	-0.960	-0.962	-0.964	-0.966	-0.968	-0.970	-0.972	-0.974	-0.976	-0.978	-0.980	-0.982	-0.984	-0.986	-0.988	-0.990	-0.992	-0.994	-0.996	-0.998	-1.000	-1.002	-1.004	-1.006	-1.008	-1.010	-1.012	-1.014	-1.016	-1.018	-1.020	-1.022	-1.024	-1.026	-1.028	-1.030	-1.032	-1.034	-1.036	-1.038	-1.040	-1.042	-1.044	-1.046	-1.048	-1.050	-1.052	-1.054	-1.056	-1.058	-1.060	-1.062	-1.064	-1.066	-1.068	-1.070	-1.072	-1.074	-1.076	-1.078	-1.080	-1.082	-1.084	-1.086	-1.088	-1.090	-1.092	-1.094	-1.096	-1.098	-1.100	-1.102	-1.104	-1.106	-1.108	-1.110	-1.112	-1.114	-1.116	-1.118	-1.120	-1.122	-1.124	-1.126	-1.128	-1.130	-1.132	-1.134	-1.136	-1.138	-1.140	-1.142	-1.144	-1.146	-1.148	-1.150	-1.152	-1.154	-1.156	-1.158	-1.160	-1.162	-1.164	-1.166	-1.168	-1.170	-1.172	-1.174	-1.176	-1.178	-1.180	-1.182	-1.184	-1.186	-1.188	-1.190	-1.192	-1.194	-1.196	-1.198	-1.200	-1.202	-1.204	-1.206	-1.208	-1.210	-1.212	-1.214	-1.216	-1.218	-1.220	-1.222	-1.224	-1.226	-1.228	-1.230	-1.232	-1.234	-1.236	-1.238	-1.240	-1.242	-1.244	-1.246	-1.248	-1.250	-1.252	-1.254	-1.256	-1.258	-1.260	-1.262	-1.264	-1.266	-1.268	-1.270	-1.272	-1.274	-1.276	-1.278	-1.280	-1.282	-1.284	-1.286	-1.288	-1.290	-1.292	-1.294	-1.296	-1.298	-1.300	-1.302	-1.304	-1.306	-1.308	-1.310	-1.312	-1.314	-1.316	-1.318	-1.320	-1.322	-1.324	-1.326	-1.328	-1.330	-1.332	-1.334	-1.336	-1.338	-1.340	-1.342	-1.344	-1.346	-1.348	-1.350	-1.352	-1.354	-1.356	-1.358	-1.360	-1.362	-1.364	-1.366	-1.368	-1.370	-1.372	-1.374	-1.376	-1.378	-1.380	-1.382	-1.384	-1.386	-1.388	-1.390	-1.392	-1.394	-1.396	-1.398	-1.400	-1.402	-1.404	-1.406	-1.408	-1.410	-1.412	-1.414	-1.416	-1.418	-1.420	-1.422	-1.424	-1.426	-1.428	-1.430	-1.432	-1.434	-1.436	-1.438	-1.440	-1.442	-1.444	-1.446	-1.448	-1.450	-1.452	-1.454	-1.456	-1.458	-1.460	-1.462	-1.464	-1.466	-1.468	-1.470	-1.472	-1.474	-1.476	-1.478	-1.480	-1.482	-1.484	-1.486	-1.488	-1.490	-1.492	-1.494	-1.496	-1.498	-1.500	-1.502	-1.504	-1.506	-1.508	-1.510	-1.512	-1.514	-1.516	-1.518	-1.520	-1.522	-1.524	-1.526	-1.528	-1.530	-1.532	-1.534	-1.536	-1.538	-1.540	-1.542	-1.544	-1.546	-1.548	-1.550	-1.552	-1.554	-1.556	-1.558	-1.560	-1.562	-1.564	-1.566	-1.568	-1.570	-1.572	-1.574	-1.576	-1.578	-1.580	-1.582	-1.584	-1.586	-1.588	-1.590	-1.592	-1.594	-1.596	-1.598	-1.600	-1.602	-1.604	-1.606	-1.608	-1.610	-1.612	-1.614	-1.616	-1.618	-1.620	-1.622	-1.624	-1.626	-1.628	-1.630	-1.632	-1.634	-1.636	-1.638	-1.640	-1.642	-1.644	-1.646	-1.648	-1.650	-1.652	-1.654	-1.656	-1.658	-1.660	-1.662	-1.664	-1.666	-1.668	-1.670	-1.672	-1.674	-1.676	-1.678	-1.680	-1.682	-1.684	-1.686	-1.688	-1.690	-1.692	-1.694	-1.696	-1.698	-1.700	-1.702	-1.704	-1.706	-1.708	-1.710	-1.712	-1.714	-1.716	-1.718	-1.720	-1.722	-1.724	-1.726	-1.728	-1.730	-1.732	-1.734	-1.736	-1.738	-1.740	-1.742	-1.744	-1.746	-1.748	-1.750	-1.752	-1.754	-1.756	-1.758	-1.760	-1.762	-1.764	-1.766	-1.768	-1.770	-1.772	-1.774	-1.776	-1.778	-1.780	-1.782	-1.784	-1.786	-1.788	-1.790	-1.792	-1.794	-1.796	-1.798	-1.800	-1.802	-1.804	-1.806	-1.808	-1.810	-1.812	-1.814	-1.816	-1.818	-1.820	-1.822	-1.824	-1.826	-1.828	-1.830	-1.832	-1.834	-1.836	-1.838	-1.840	-1.842	-1.844	-1.846	-1.848	-1.850	-1.852	-1.854	-1.856	-1.858	-1.860	-1.862	-1.864	-1.866	-1.868	-1.870	-1.872	-1.874	-1.876	-1.878	-1.880	-1.882	-1.884	-1.886	-1.888	-1.890	-1.892	-1.894	-1.896	-1.898	-1.900	-1.902	-1.904	-1.906	-1.908	-1.910	-1.912	-1.914	-1.916	-1.918	-1.920	-1.922	-1.924	-1.926	-1.928	-1.930	-1.932	-1.934	-1.936	-1.938	-1.940	-1.942	-1.944	-1.946	-1.948	-1.950	-1.952	-1.954	-1.956	-1.958	-1.960	-1.962	-1.964	-1.966	-1.968	-1.970	-1.972	-1.974	-1.976	-1.978	-1.980	-1.982	-1.984	-1.986	-1.988	-1.990	-1.992	-1.994	-1.996	-1.998	-2.000	-2.002	-2.004	-2.006	-2.008	-2.010	-2.012	-2.014	-2.016	-2.018	-2.020	-2.022	-2.024	-2.026	-2.028	-2.030	-2.032	-2.034	-2.036	-2.038	-2.040	-2.042	-2.044	-2.046	-2.048	-2.050	-2.052	-2.054	-2.056	-2.058	-2.060	-2.062	-2.064	-2.066	-2.068	-2.070	-2.072	-2.074	-2.076	-2.078	-2.080	-2.082	-2.084	-2.086	-2.088	-2.090	-2.092</
-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	----------

14.4 ASIGNACIÓN DE CARGAS

14.4.1 Carga barrera new jersey DC

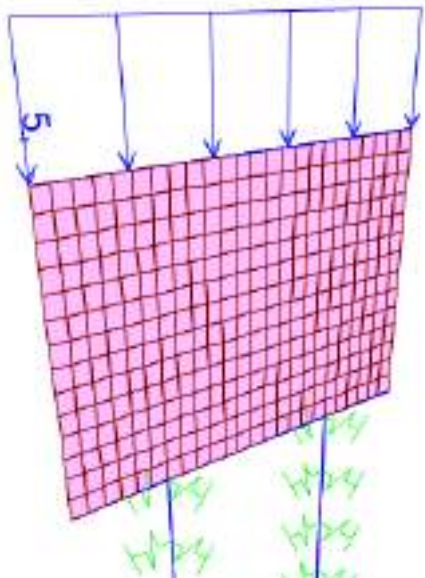
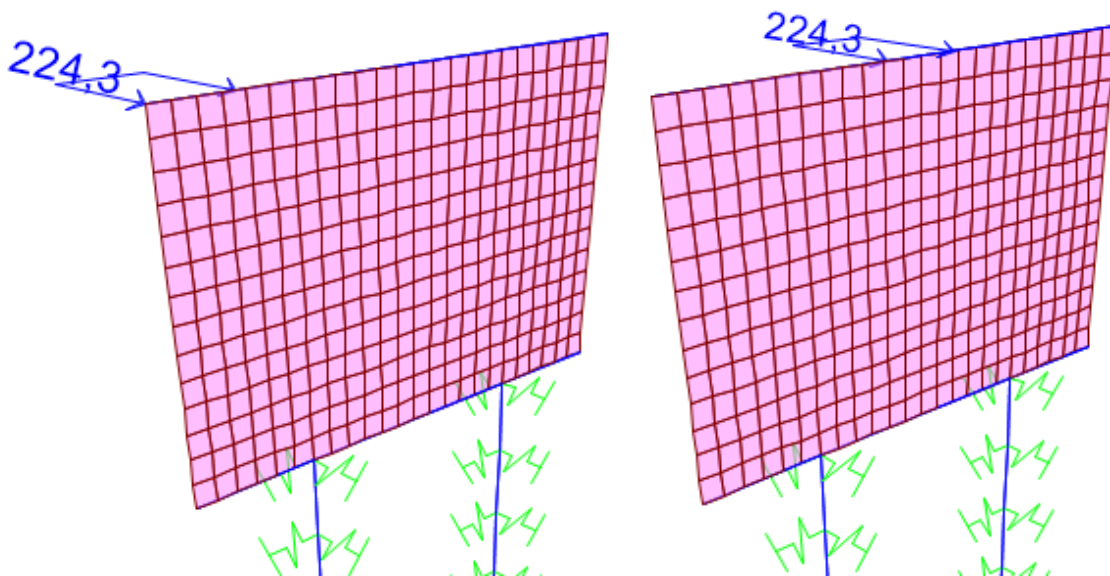


Ilustración 30 Peso barrera New Jersey– DC – kN/m

14.4.2 Colisión vehicular CT



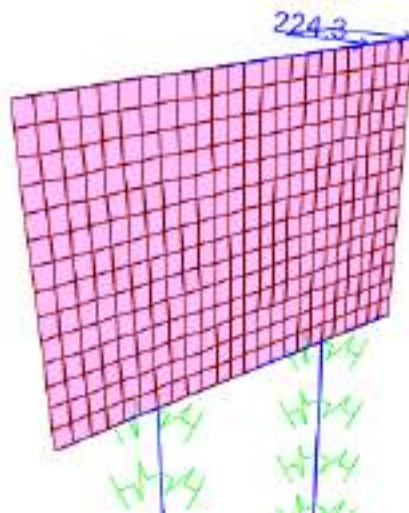


Ilustración 31 Colisión vehicular CT – kN/m

14.4.3 Empuje estático EH

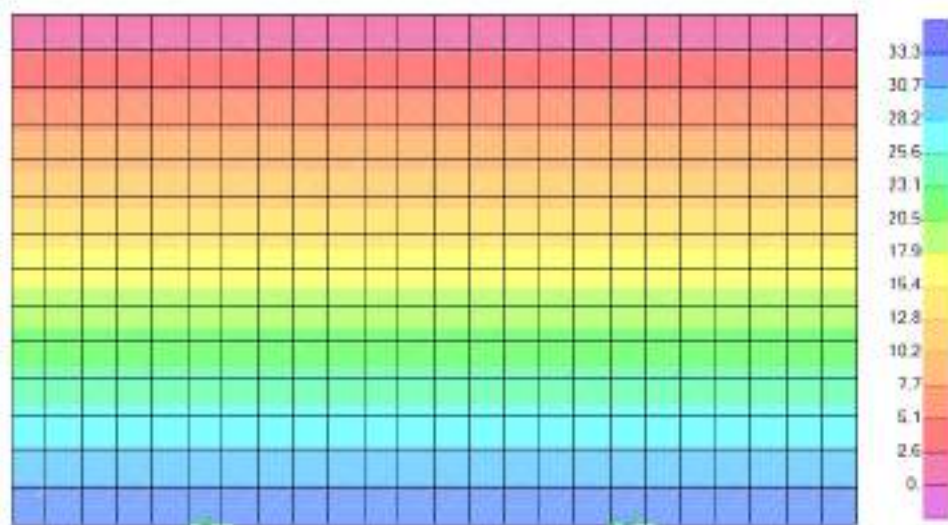


Ilustración 32 Empuje estático en muro – EH – kN/m²

14.4.4 Empuje dinámico EQ

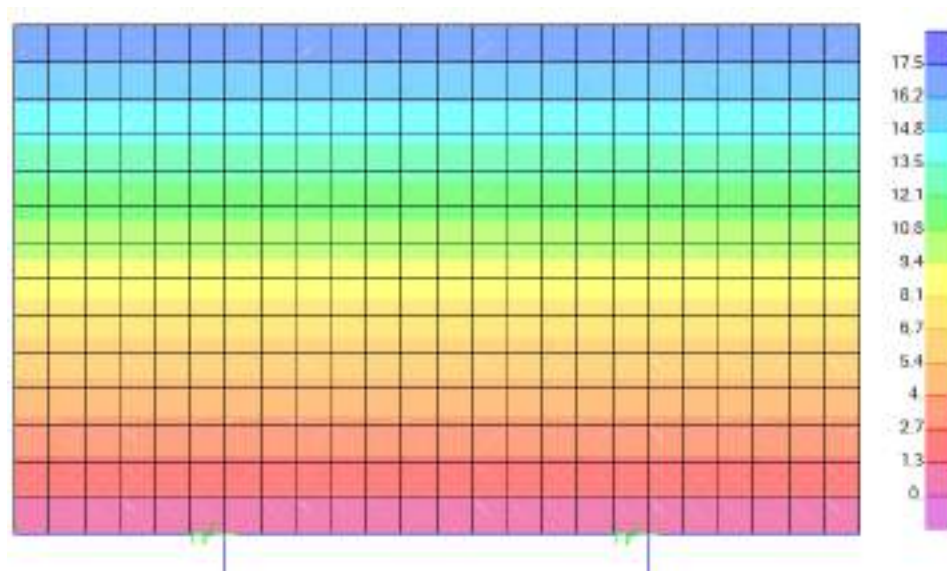


Ilustración 33 Empuje dinámico en muro – EQ – kN/m²

14.4.5 Sobre carga viva LS

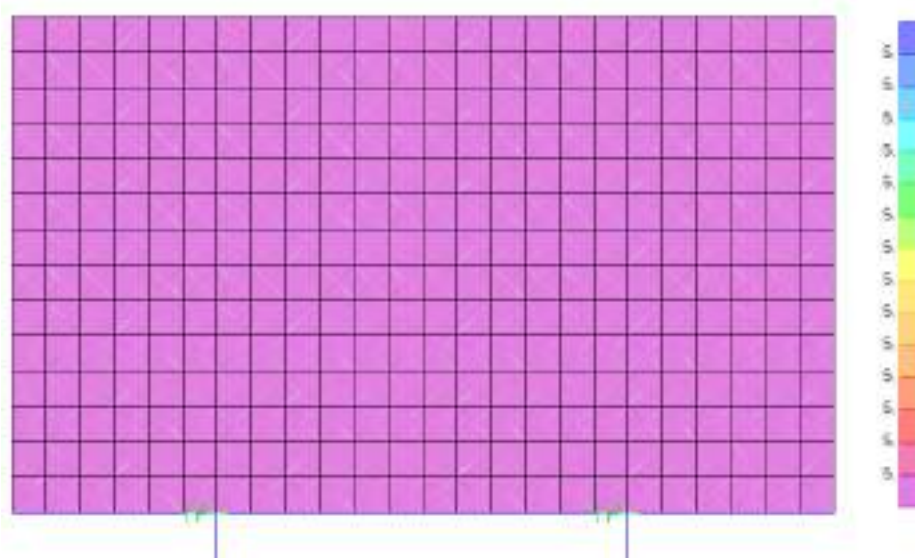


Ilustración 34 Sobrecarga viva – LS – kN/m²

14.4.6 Espectro

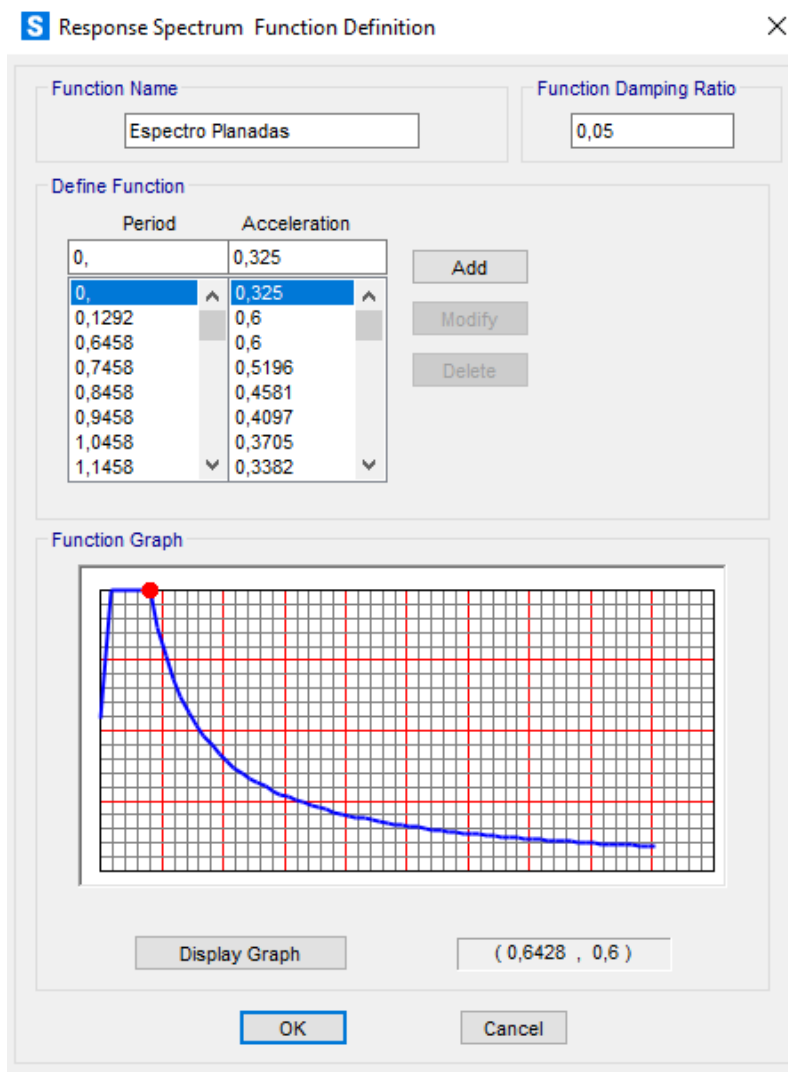
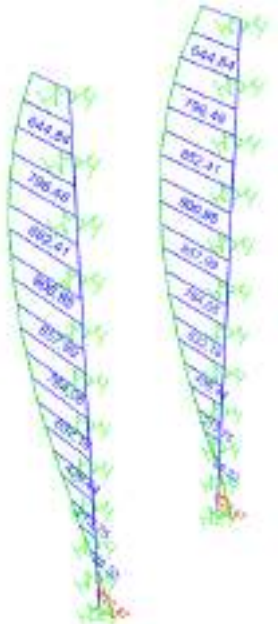


Ilustración 35 Espectro

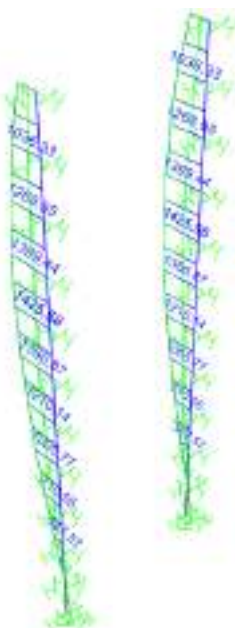
15 DATOS DE SALIDA – MURO M2

15.1 CAISSONS

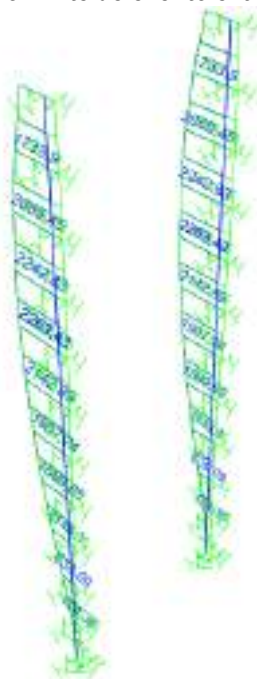
15.1.1 Diagrama de momento 2-2 por estado límite de servicio (kN·m)



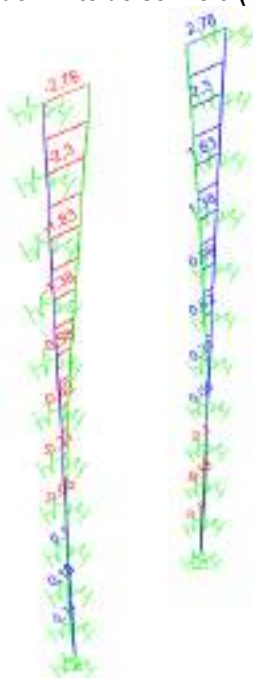
15.1.2 Diagrama de momento 2-2 por estado límite de resistencia (kN·m)



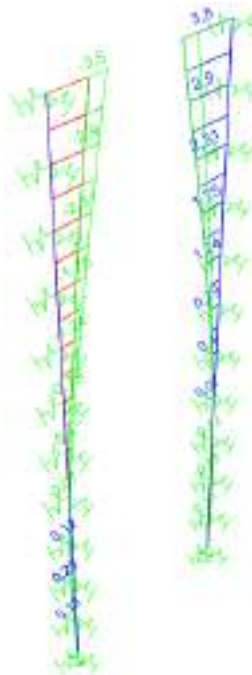
15.1.3 Diagrama de momento 2-2 por estado límite de evento extremo (kN·m)



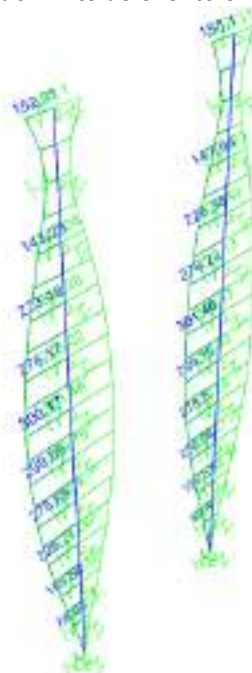
15.1.4 Diagrama de momento 3-3 por estado límite de servicio (kN·m)



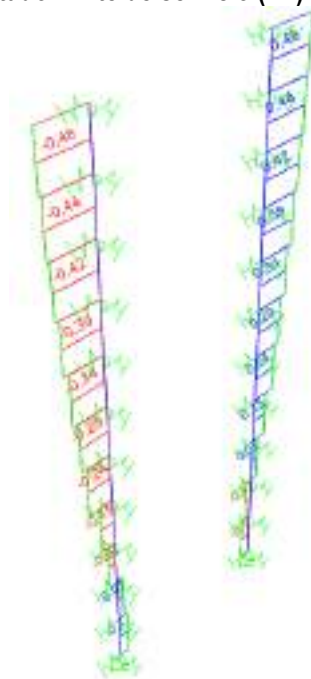
15.1.5 Diagrama de momento 3-3 por estado límite de resistencia (kN·m)



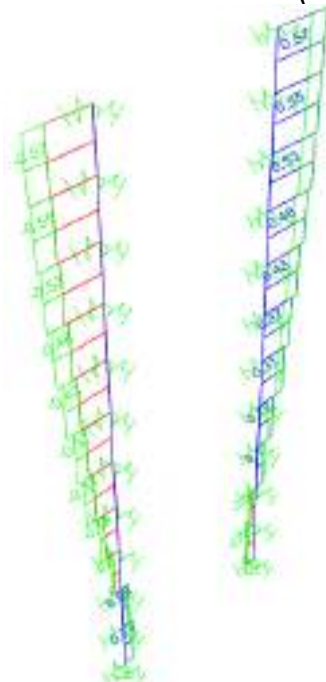
15.1.6 Diagrama de momento 3-3 por estado límite de evento extremo (kN·m)



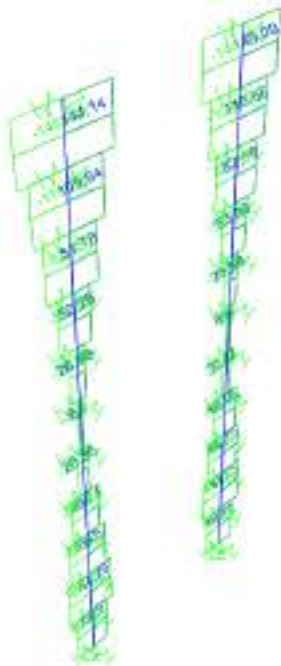
15.1.7 Diagrama de cortante 2-2 por estado límite de servicio (kN)



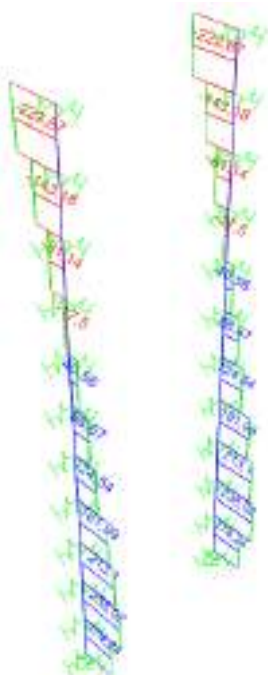
15.1.8 Diagrama de cortante 2-2 por estado límite de resistencia (kN)



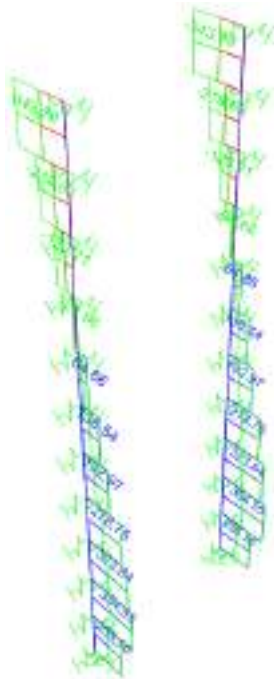
15.1.9 Diagrama de cortante 2-2 por estado límite de evento extremo (kN)



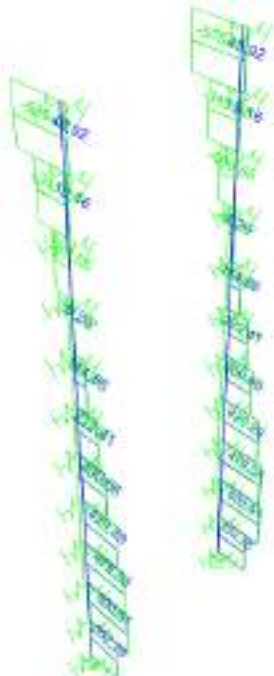
15.1.10 Diagrama de cortante 3-3 por estado límite de servicio (kN)



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

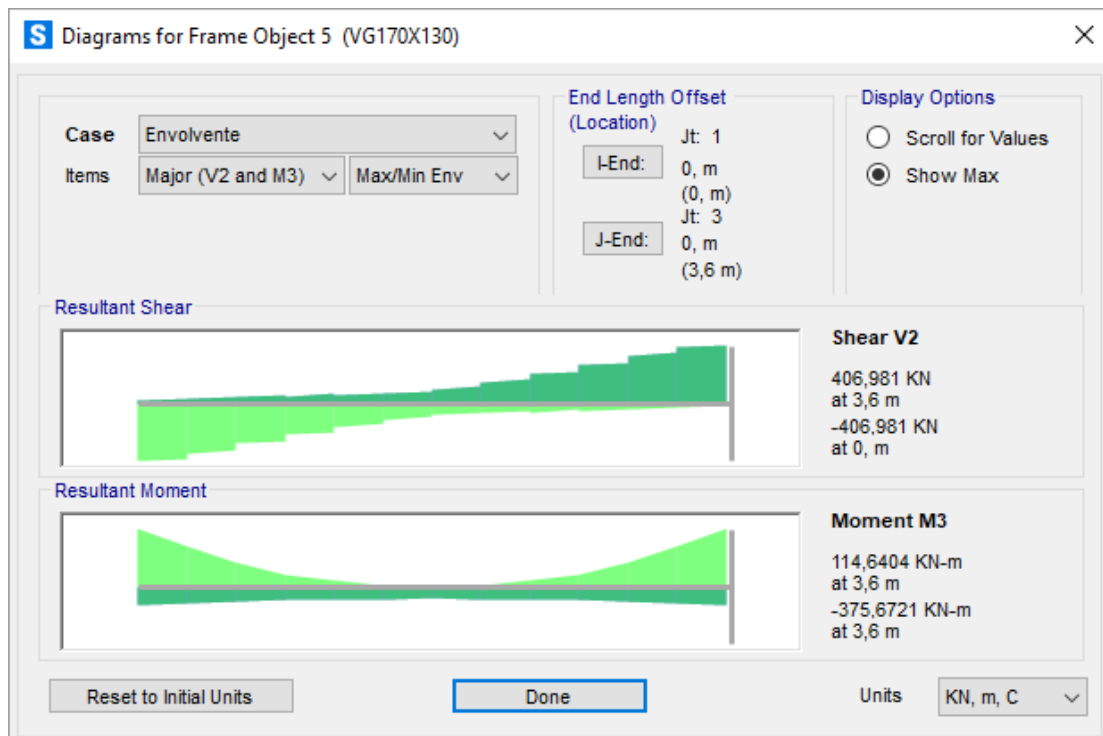


15.1.12 Diagrama de cortante 3-3 por estado límite de evento extremo (kN)

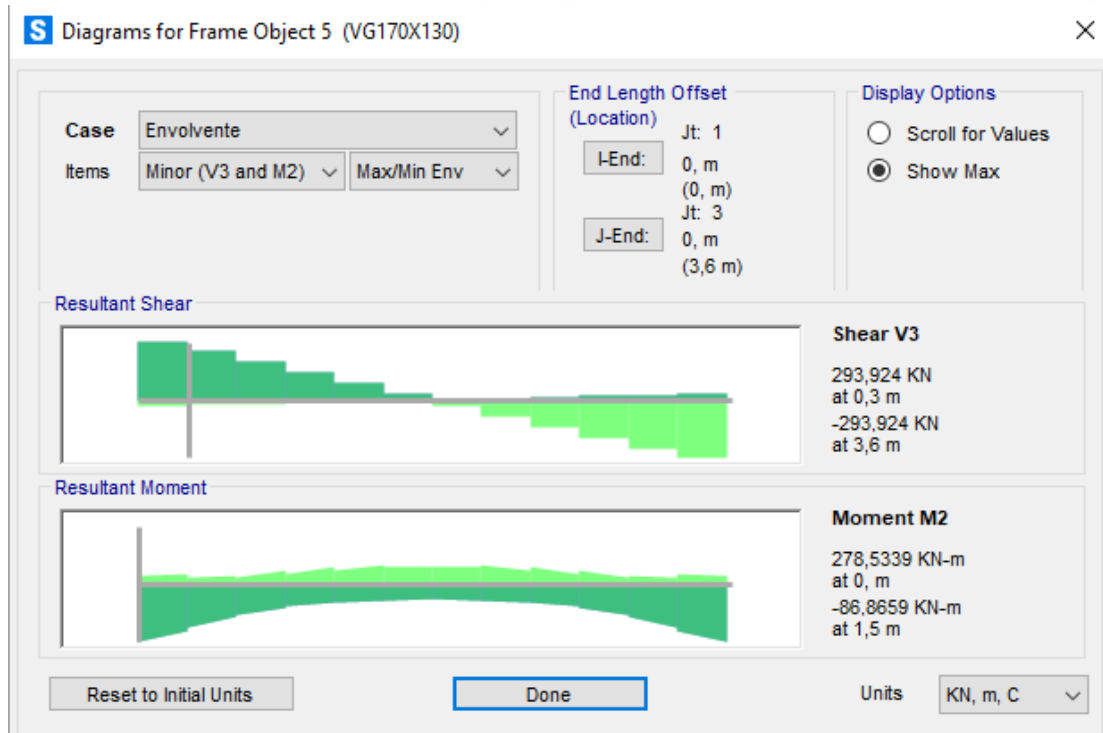
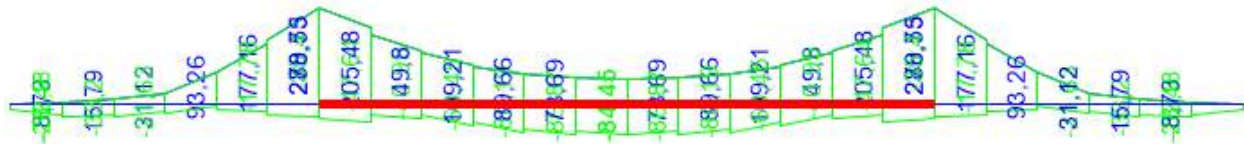


15.2 VIGA DE CIMENTACIÓN 170X130

15.2.1 Diagrama de momento M3-3 (kN·m)



15.2.2 Diagrama de momento M2-2 (kN·m)

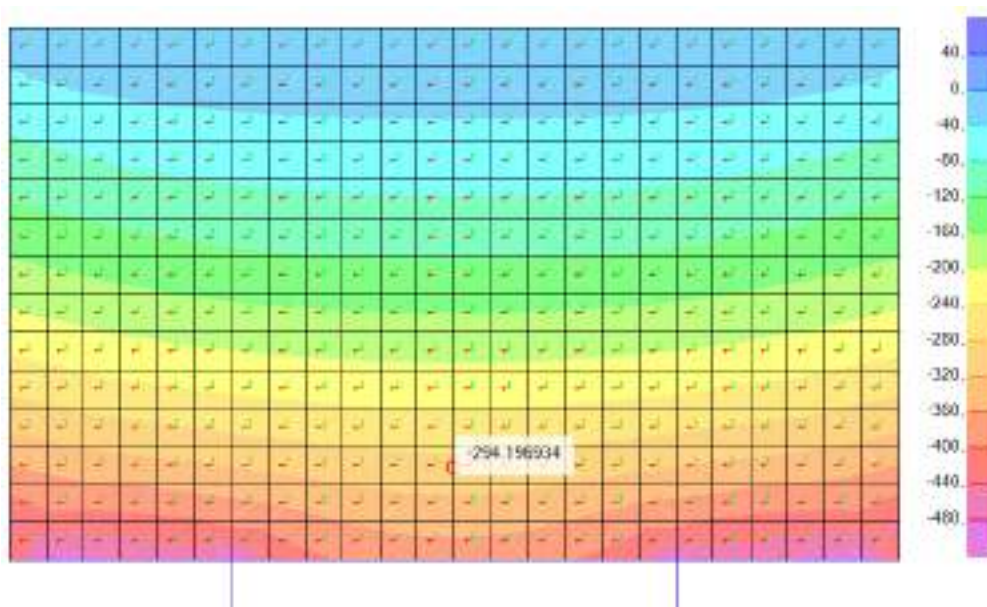


15.2.3 Diagrama de cortante V2-2 (kN)

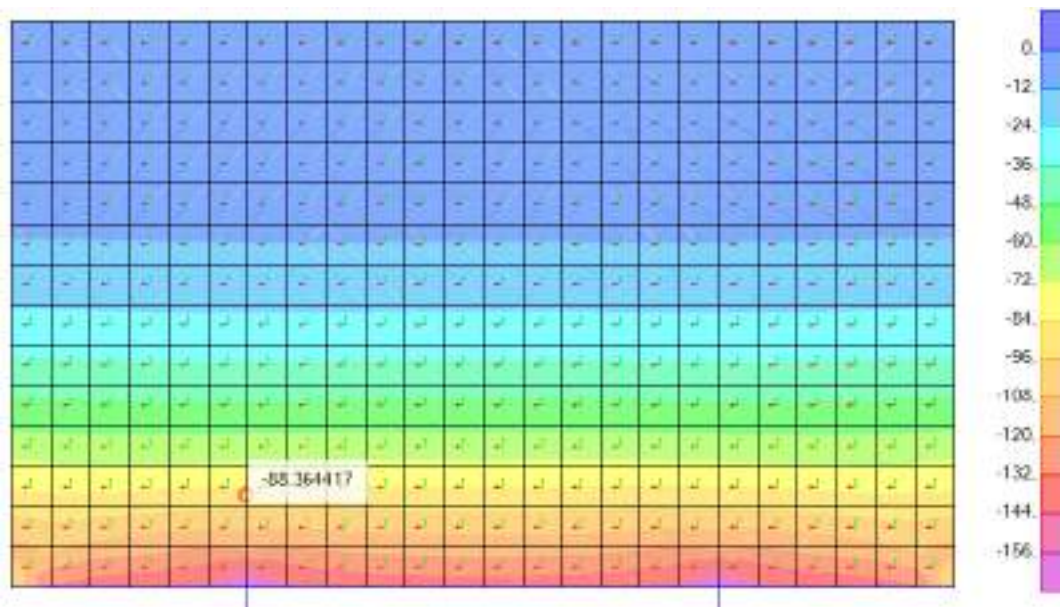


15.3 VÁSTAGO

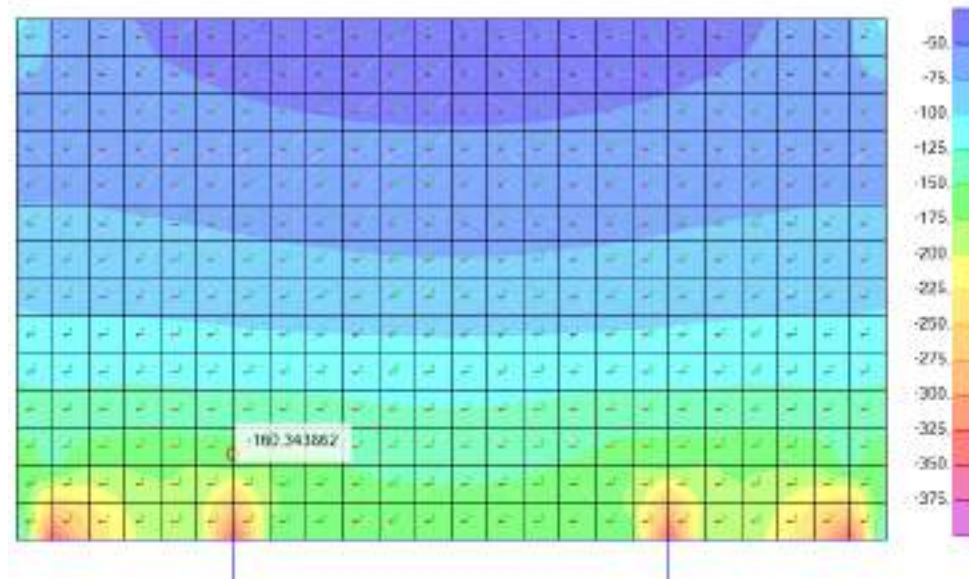
15.3.1 Diagrama de momento transversal mínimo por envoltorio de diseño (kN·m)



15.3.2 Diagrama de momento transversal mínimo por ELS (kN·m)



15.3.3 Diagrama de cortante por envoltente de diseño (kN)



16 DISEÑO ELEMENTOS – MURO M2

16.1 CAISSONS

16.1.1 Índices de sobrefuerzo

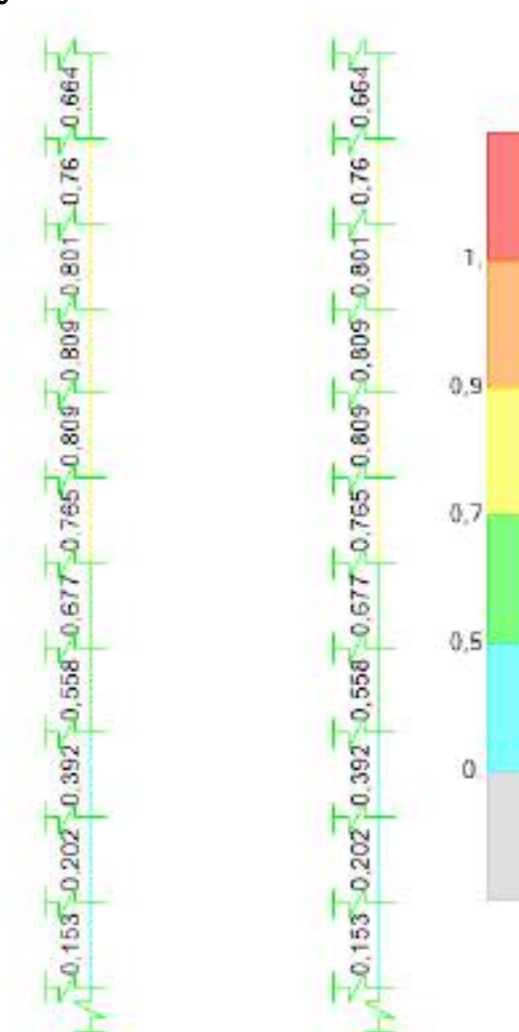


Ilustración 36 Índices de esfuerzos caissons

16.1.2 Curvas de interacción

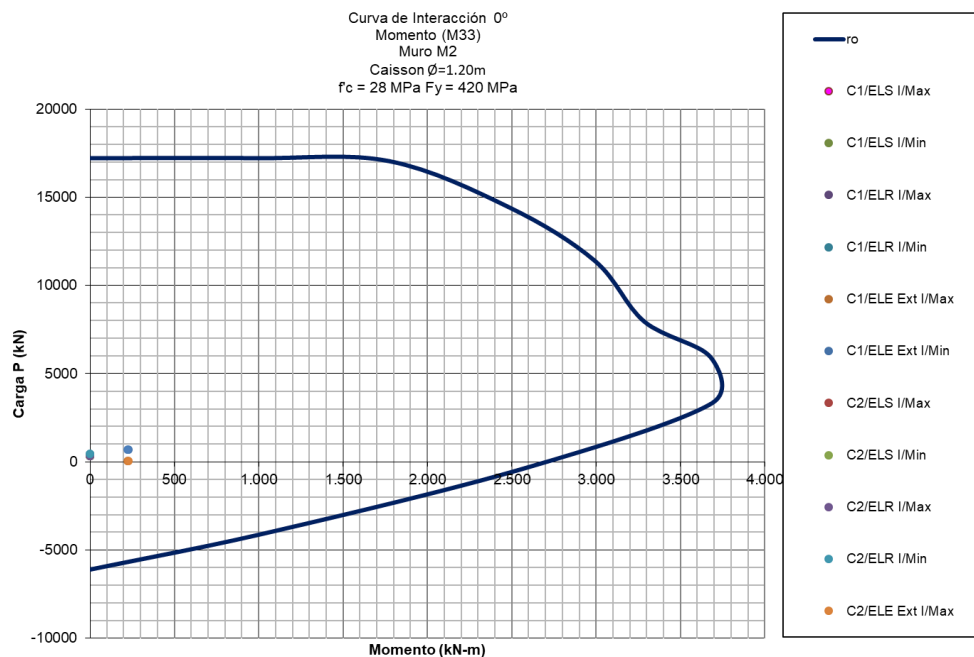


Ilustración 37 Curva interacción 0°.

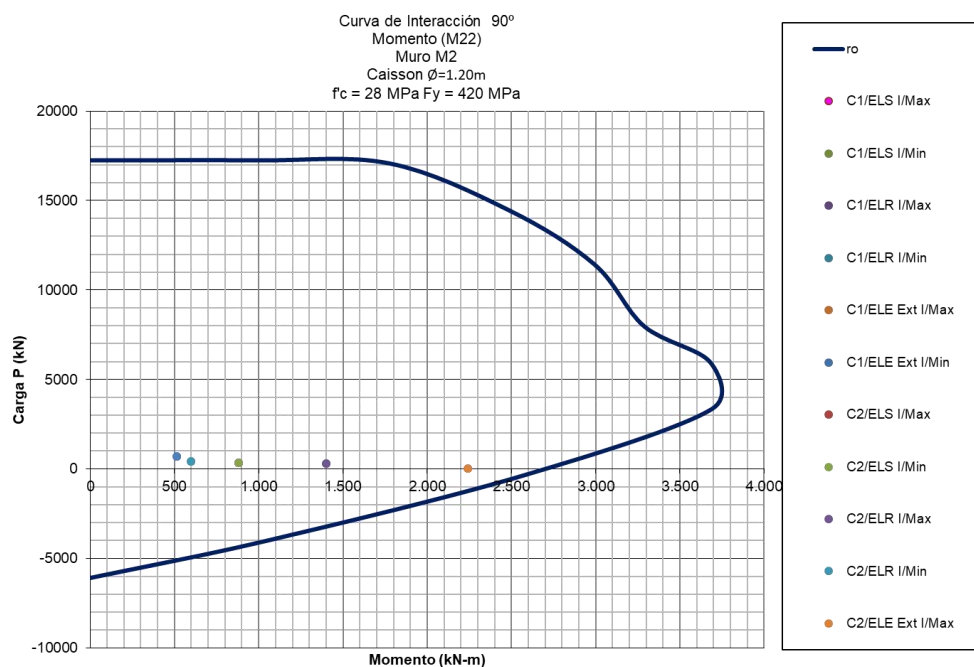


Ilustración 38 Curva interacción 90°.

16.1.3 Solicitaciones de caisson

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	OutputCase	CaseType	StepType	P	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN-m	KN-m
C1	ELS I	Combination	Max	342,88	882,41	1,38
C1	ELS I	Combination	Min	342,88	882,41	1,38
C1	ELR I	Combination	Max	308,60	1399,44	1,20
C1	ELR I	Combination	Min	428,60	599,50	1,75
C1	ELE Ext I	Combination	Max	34,32	2242,83	223,49
C1	ELE Ext I	Combination	Min	702,88	514,25	226,38
C2	ELS I	Combination	Max	342,88	882,41	1,38
C2	ELS I	Combination	Min	342,88	882,41	1,38
C2	ELR I	Combination	Max	308,60	1399,44	1,75
C2	ELR I	Combination	Min	428,60	599,50	1,20
C2	ELE Ext I	Combination	Max	34,32	2242,83	226,38
C2	ELE Ext I	Combination	Min	702,88	514,25	223,49

Tabla 12 Solicitaciones en caisson

16.1.4 Revisión por distribución de armadura

Revisión por distribución de armadura (fisuración):

Materiales:

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

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

Geometría:

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

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

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

$$A_s = \# 10$$

$$\text{Sep.}_{\text{Ref}} = 0,15 \text{ m} \quad \text{Empleada}$$

$$\phi_{A_s} = 3,18 \text{ cm}$$

$$z = 9,09 \text{ cm}$$

Momento actuante ELS:

$$M_{\text{ELS}} = 901,0 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

Usando la sección agrietada y una franja de 0,15 m de ancho, para el diseño por ELS.

$$M_{S_{0,15}} = 138,7 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{S_{0,15}} = \text{separación} \times M_s$$

Eje Neutro:

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

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

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

$$n = 10$$

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

$$A_{st} = 158,3 \text{ cm}^2$$

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

$$y = 38,6 \text{ cm}$$

Esfuerzo de la barra:

$$M_s = 138,7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$A_s = 15,8 \text{ cm}^2$$

$$J_d = 98,1 \text{ cm}^4$$

$$f_{ss} = 89359,6 \text{ kN/m}^2$$

$$0.6f_y = 252000,0 \text{ kN/m}^2$$

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

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

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

Máxima separación armadura:

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

$$\beta_s = 1,1$$

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

$$s_{\text{máx}} = 73,9 \text{ cm}$$

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

$$s_{\text{empleada}} = 15,4 \text{ cm}$$

$$s_{\text{máx}} > s_{\text{empleada}} \quad \text{Ok!}$$

16.1.5 Cuantía volumétrica

GEOMETRÍA

$\varnothing =$ Caisson
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= 10 20
 $A_s =$ 163,8 cm²

REFUERZO TRANSVERSAL

No.
Refuerzo= 5
Separación= 7,5 cm

CUANTÍA DE AREA

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

$\rho_{\text{empleada}} =$ 0,0145 **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**

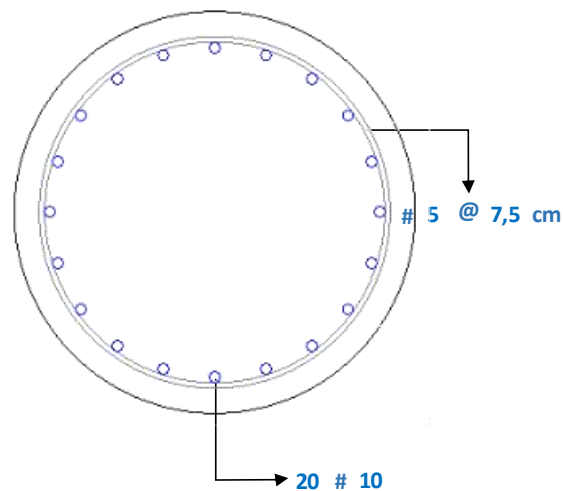
No. Pasos = 13,3 Por metro

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

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

Vol. espiral = 9951,1 cm³

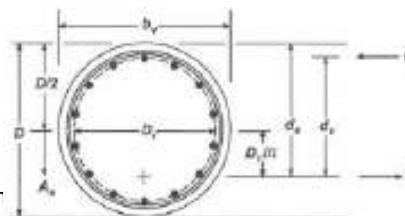
Vol empleada = **0,0115** **OK**



16.1.6 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	505,0 kN
M_u	2277,2 kN-m
As flexión	0,0164 m ²
a (altura del bloque de compresión)	0,241 m



1. Altura efectiva para cortante

Máximo entre

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

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

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

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

$$\epsilon_s = 0,0010$$

2. Angulo de las fisuras generadas a cortante

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

$$\theta = 32,4$$

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

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

$$\beta = 2,787$$

4. Resistencia nominal del concreto

No debe ser mayor que

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

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

$$\begin{aligned} V_n &= 7217,5 \text{ kN} \\ V_c &= 1262,0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{rc} = \phi v_c \quad 1135,8 \text{ kN} \quad \text{NO REQUIERE REFUERZO A CORTANTE}$$

5. Cortante a resistir por el acero de refuerzo

$$V_s = V_u - \phi V_c \quad -517,2 \text{ kN}$$

5.1 Esfuerzo cortante

$$v_u = (V_u - \phi V_p) / (\phi \times b_v \times d_v) \quad 0,54 \text{ MPa}$$

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

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

$$s_3 = (A_v \times f_y \times d_v \times \cot \theta) / V_s \quad -0,44 \text{ m}$$

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

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

Recalculando V_s con esta separación de estribos, tenemos:

$$V_{s\text{final}} \quad 3036,2 \text{ kN}$$

6. Cortante resistente

$$V_r = \phi(V_c + V_{s\text{final}}) \quad 3754,8 \text{ kN}$$

Este valor se debe comparar con el valor de V_u

$$V_u = 505,02 \text{ kN} \quad V_r \geq V_u$$

EL CAISSON ESTA BIEN A CORTE!!!

7. Revisión refuerzo mínimo a cortante

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

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

16.1.7 Revisión capacidad portante

TABLE: Joint Reactions						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	Reacciones F3	Capacidad portante	Revisión (Reacciones < Capacidad portante)
					Compresión	
Text	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	
C1	ELS I	Combination	Max	34,96	2293,44	Cumple !
C1	ELR I	Combination	Max	43,71	764,48	Cumple !
C1	ELE Ext I	Combination	Max	71,67	2293,44	Cumple !
C2	ELS I	Combination	Max	34,96	2293,44	Cumple !
C2	ELR I	Combination	Max	43,71	764,48	Cumple !
C2	ELE Ext I	Combination	Max	71,67	2293,44	Cumple !

Tabla 13 Revisión capacidad portante

16.2 VIGA DE CIMENTACIÓN 170X130

GEOMETRÍA	MATERIALES
<u>Viga cabezal</u> $h = 1,30$ m $b = 1,70$ m	$f'_c = 28$ MPa $f_y = 420$ MPa <u>Recubrimiento</u> $r_{sup} = 0,075$ m $r_{inf} = 0,075$ m
SOLICITACIONES	

Momento Longitudinal principal

$$M_{U+} = 114,64 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{U-} = 375,67 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

1. DISEÑO VIGA CABEZAL

1.1 Cálculo del refuerzo longitudinal

Momento positivo

Refuerzo longitudinal inferior

Revisión 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/m ² $I = 0,31124$ m ⁴ $Y_b = 0,650$ m $S_c = 0,479$ m ³ $\gamma_1 = 1,6 \rightarrow$ Demás estructuras en concreto $\gamma_3 = 0,75 \rightarrow$ Para refuerzo A706, Grado 60 $M_{cr} = 1885,11$ kN·m/m $M_U = 114,64$ kN·m/m $1.33 M_U = 152,85$ kN·m/m Menor valor entre M_{cr} y $1.33M_U = 152,85$ kN·m/m $M_{U+} = 152,85$ kN·m/m $z = 0,09$ m $d = 1,21$ m $\Phi = 0,9$ $\rho_{requerida} = 0,000162$ Área de refuerzo requerida: $A_s = 3,34$ cm ² /m $\emptyset = 7/8$ " Cantidad = 10 $A_s = 38,79$ cm ² OK	$r = 0,075$ m $f_r = 3280,73$ kN/m ² $I = 0,31124$ m ⁴ $Y_b = 0,650$ m $S_c = 0,479$ m ³ $\gamma_1 = 1,6 \rightarrow$ Demás estructuras en concreto $\gamma_3 = 0,75 \rightarrow$ Para refuerzo A706, Grado 60 $M_{cr} = 1885,11$ kN·m/m $M_U = 375,67$ kN·m/m $1.33 M_U = 500,89$ kN·m/m Menor valor entre M_{cr} y $1.33M_U = 500,89$ kN·m/m $M_{U-} = 500,89$ kN·m/m $z = 0,09$ m $d = 1,21$ m $\Phi = 0,9$ $\rho_{requerida} = 0,000531$ Área de refuerzo requerida: $A_s = 10,97$ cm ² /m $\emptyset = 7/8$ " Cantidad = 10 $A_s = 38,79$ cm ² OK
--	---

GEOMETRÍA

Viga cabezal

$$h = 1,70 \text{ m}$$

$$b = 1,30 \text{ m}$$

MATERIALES

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

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

Recubrimiento

$$r_{lat} = 0,075 \text{ m}$$

$$r_{lat} = 0,075 \text{ m}$$

SOLICITACIONES

Momento caras laterales

$$M_{U+} = 278,53 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{U-} = 86,86 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

1. DISEÑO VIGA CABEZAL

1.1 Cálculo del refuerzo lateral

Momento positivo

Refuerzo lateral

Revisión As mínimo

Momento negativo

Refuerzo lateral

Revisión As mínimo

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

$$r = 0,075 \text{ m}$$

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

$$I = 0,53224 \text{ m}^4$$

$$Y_b = 0,850 \text{ m}$$

$$S_c = 0,626 \text{ m}^3$$

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

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

$$M_{cr} = 2465,14 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_U = 278,53 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$1.33 M_U = 371,38 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\text{Menor valor entre } M_{cr} \text{ y } 1.33M_U = 371,38 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{U+} = 371,38 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$z = 0,09 \text{ m}$$

$$d = 1,61 \text{ m}$$

$$\Phi = 0,9$$

$$\rho_{requerida} = 0,000291$$

$$r = 0,075 \text{ m}$$

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

$$I = 0,53224 \text{ m}^4$$

$$Y_b = 0,850 \text{ m}$$

$$S_c = 0,626 \text{ m}^3$$

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

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

$$M_{cr} = 2465,14 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_U = 86,86 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$1.33 M_U = 115,81 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\text{Menor valor entre } M_{cr} \text{ y } 1.33M_U = 115,81 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{U-} = 115,81 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$z = 0,09 \text{ m}$$

$$d = 1,61 \text{ m}$$

$$\Phi = 0,9$$

$$\rho_{requerida} = 0,000091$$

Área de refuerzo requerida:

$$A_s = 6,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi = 7/8 \text{ "}$$

Cantidad = 2

$$A_s = 7,76 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 3/4 \text{ "}$$

Cantidad = 4

$$A_s = 11,40 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ Total} = 19,16 \text{ cm}^2$$

OK

Área de refuerzo requerida:

$$A_s = 1,90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi = 7/8 \text{ "}$$

Cantidad = 2

$$A_s = 7,76 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 3/4 \text{ "}$$

Cantidad = 4

$$A_s = 11,40 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ Total} = 19,16 \text{ cm}^2$$

OK

CORTANTE VIGA DE CIMENTACIÓN

f'c	28 MPa
fy	420 MPa
Es	200000000 kN/m ²
As estribo #4	2,00 cm ²
Número de ramas	4
Av (Area por sección)	8,00 cm ²
ht	1,30 m
bv (Ancho efectivo para cortante)	1700 mm
bef (Ancho efectivo tablero)	1,7 m
φ	0,90
Recubrimiento	0,075 m
Vu	407,0 kN
Mu	375,7 kN-m
As flexión	0,0039 m ²
a (altura del bloque de compresión)	0,040 m

1. Altura efectiva para cortante

Máximo entre

a) ht - rec positivo - a/2 = 1,20 m

b) 0.9 d 1,10 m

c) 0.72 h 0,94 m

dv 1,20 m

$$\epsilon_s = ((Mu/dv) + (vu)) / EsxAs$$

$$\epsilon_s = 0,0009$$

2. Angulo de las fisuras generadas a cortante

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

$$\theta = 32,2$$

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)

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

$$\beta = 2.83$$

- Para secciones sin refuerzo transversal mínimo (A_v mín)

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

$$\beta = 2.73$$

4. Resistencia nominal del concreto

No debe ser mayor que

$$V_n = 0.25 f'_c \times b_v \times d_v \rightarrow V_n = 14337.9 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.083 \times \beta \times \sqrt{f'_c} \times b_v \times d_v \rightarrow V_c = 2547.7 \text{ kN}$$

$$V_{rc} = \phi v_c \quad 2292.9 \text{ kN} \quad \text{NO REQUIERE REFUERZO A CORTANTE}$$

5. Cortante a resistir por el acero de refuerzo

$$V_s = V_u - \phi V_c \quad -1656.7 \text{ kN}$$

5.1 Esfuerzo cortante

$$v_u = (V_u - \phi V_p) / (\phi \times b_v \times d_v) \quad 0.22 \text{ MPa}$$

$$0.125 \times f'_c \quad 3.50 \text{ MPa}$$

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

5.2 La separación entre estribos debe ser la mínima entre

$$s_1 = 0.4 d_v \quad 0.48 \text{ m}$$

$$s_2 = 30 \text{ cm} \quad 0.30 \text{ m}$$

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

Para $\alpha = 90$ tenemos

$$s_3 = (A_v \times f_y \times d_v \times \cot \theta) / V_s \quad -0.39 \text{ m}$$

$$S_{\text{escogido}} \quad 0.30 \text{ m}$$

$$S_{\text{adoptado}} \quad 0.20 \text{ m}$$

Recalculado V_s con esta separación de estribos, tenemos:

$$V_{sfinal} = 3209,0 \text{ kN}$$

6. Cortante resistente

$$V_r = \phi(V_c + V_{sfinal}) = 4951,8 \text{ kN}$$

Este valor se debe comparar con el valor de V_u

$$V_u = 406,98 \text{ kN} \quad V_r \geq V_u \quad \text{ok!!}$$

LA VIGA ESTA BIEN A CORTE!!!

7. Revisión refuerzo mínimo a cortante

$$\text{Ref mínimo} = 0.083V(f'c) \times (b_v \times S/f_y) = 3,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{As colocado} = 8,00 \text{ cm}^2 \quad \text{ok!!}$$

16.3 VÁSTAGO

GEOMETRÍA	MATERIALES
<u>Vástago</u> $h = 0,40$ m $b = 1,00$ m	$f'_c = 28$ MPa $f_y = 420$ MPa <u>Recubrimiento</u> $r_{ext} = 0,050$ m $r_{int} = 0,075$ m

SOLICITACIONES

Vástago momento Transv.

$M_{U-} = 294,20$ kN·m/m
 $M_{S-} = 88,36$ kN·m/m
 $V_U = 160,34$ kN/m

1. DISEÑO DE VÁSTAGO - REFUERZO TRANSVERSAL

1.1 Calculo del refuerzo transversal

Momento negativo

Refuerzo transversal contra el terreno

Chequeo 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
 $I = 0,00533$ m⁴
 $Y_b = 0,200$ m
 $S_c = 0,027$ m³
 $\gamma_1 = 1,6$ → Demás estructuras en concreto
 $\gamma_3 = 0,75$ → Para refuerzo A706, Grado 60
 $M_{cr} = 104,98$ kN·m/m

$M_{U-} = 294,20$ kN·m/m

1.33 $M_{U-} = 392,26$ kN·m/m

Menor valor entre M_{cr} y $1.33M_{U-} = 104,98$ kN·m/m

$M_{U+} = 294,20$ kN·m/m

$z = 0,09$ m
 $d = 0,31$ m
 $\Phi = 0,9$
 $\rho_{requerida} = 0,008546$

Área de refuerzo requerida:

$A_s = 26,82$ cm²/m
 $\emptyset = 7/8$ "
 $S = 0,145$ m (Máxima)
 $S = 0,125$ m (Escogida)
 $A_s = 31,04$ cm² OK

1.2 Revisión por distribución de armadura

Momento positivo

Ancho tributario = 0,13 m

$M_{s+} = 11,05 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

Eje neutro

$E_c = 20637 \text{ MPa}$

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

$n = 10$

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

$y = 0,111 \text{ m}$

$j_d = 0,277 \text{ m}$

Esfuerzo de la barra

$f_{ss} = 102776 \text{ kN/m}^2$

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

$f_{ss} < 0.6f_y$

102776 < 252000 OK

Máxima separación armadura

$Y_e = 0,75$ Exposición severa Clase 2

$\beta_s = 1,39$

$s = 0,47 \text{ m}$ OK

2. DISEÑO DE VÁSTAGO - REFUERZO LONGITUDINAL

2.1 Armadura de contracción y temperatura - Refuerzo transversal opuesto al terreno

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

$A_{s \text{ temp}} = 2,57 \text{ cm}^2/\text{m}$ en cada cara

$\emptyset = 1/2$ "

$S = 0,49$ (Máxima)

$S = 0,15$ (Escogida)

$A_s = 8,45 \text{ cm}^2$ OK

2.2 Armadura de contracción y temperatura - Refuerzo horizontal

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

$$A_{s \text{ temp}} = 2,57 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ en cada cara}$$

$$\emptyset = 1/2 \text{ "}$$

$$S = 0,49 \text{ (Máxima)}$$

$$S = 0,20 \text{ (Escogida)}$$

$$A_s = 6,33 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

2.3 Revisión por corte

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

$$V_n = V_c \rightarrow V_c = 0.083 \cdot \beta \cdot v f'_c \cdot b_v \cdot d_v$$

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

$$\phi = 0,9$$

$$\beta = 2$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$a = 0,047 \text{ m}$$

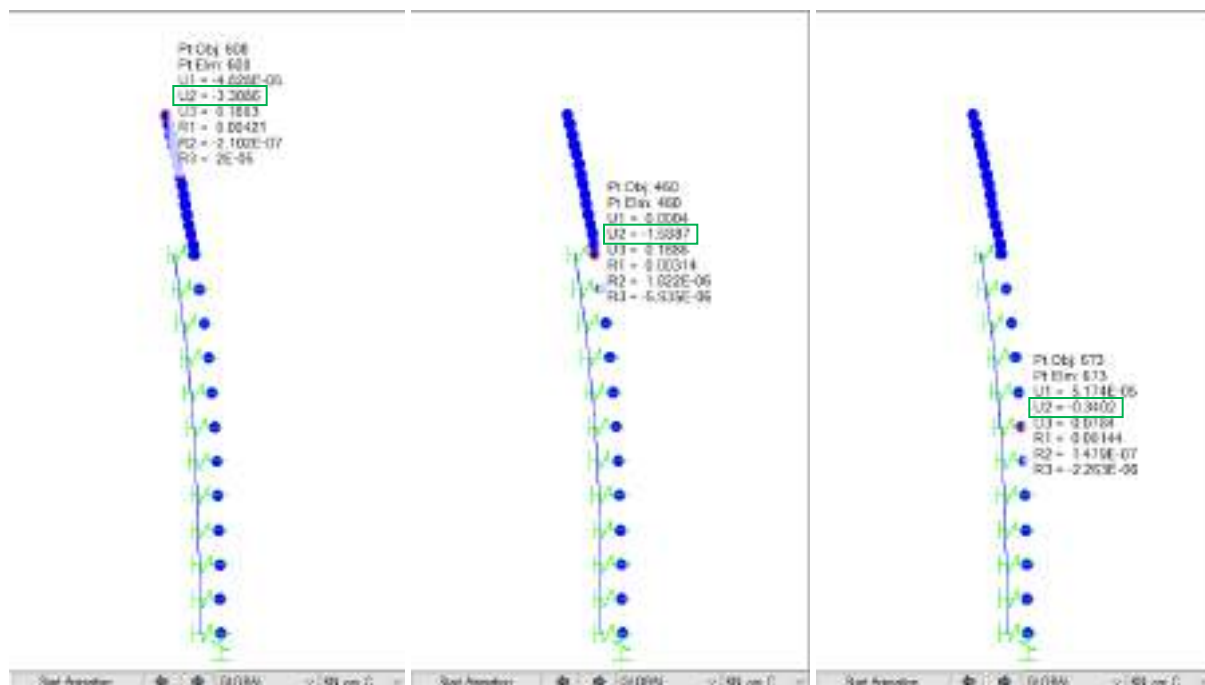
$$d_v = 0,290 \text{ m}$$

$$V_c = 254,93 \text{ kN}$$

$$V_n = 2031,53 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 229,43 \text{ kN} \text{ OK}$$

16.4 DEFORMACIÓN DEL MURO



Deformación en muro por empuje estático:

Deformación en corona del muro= 3.31cm (<1% altura libre muro : 3.70cm) **Cumple!**

Deformación en la base del vástago= 1.59cm

Deformación en pilote= 0.34cm

Deformación relativa (3.31cm – 1.59cm) = 1.72cm (<1% altura libre muro : 3.70cm) **Cumple!**

17 ENTRADA DE DATOS AL PROGRAMA – MURO M3

17.1 MODELO MATEMÁTICO

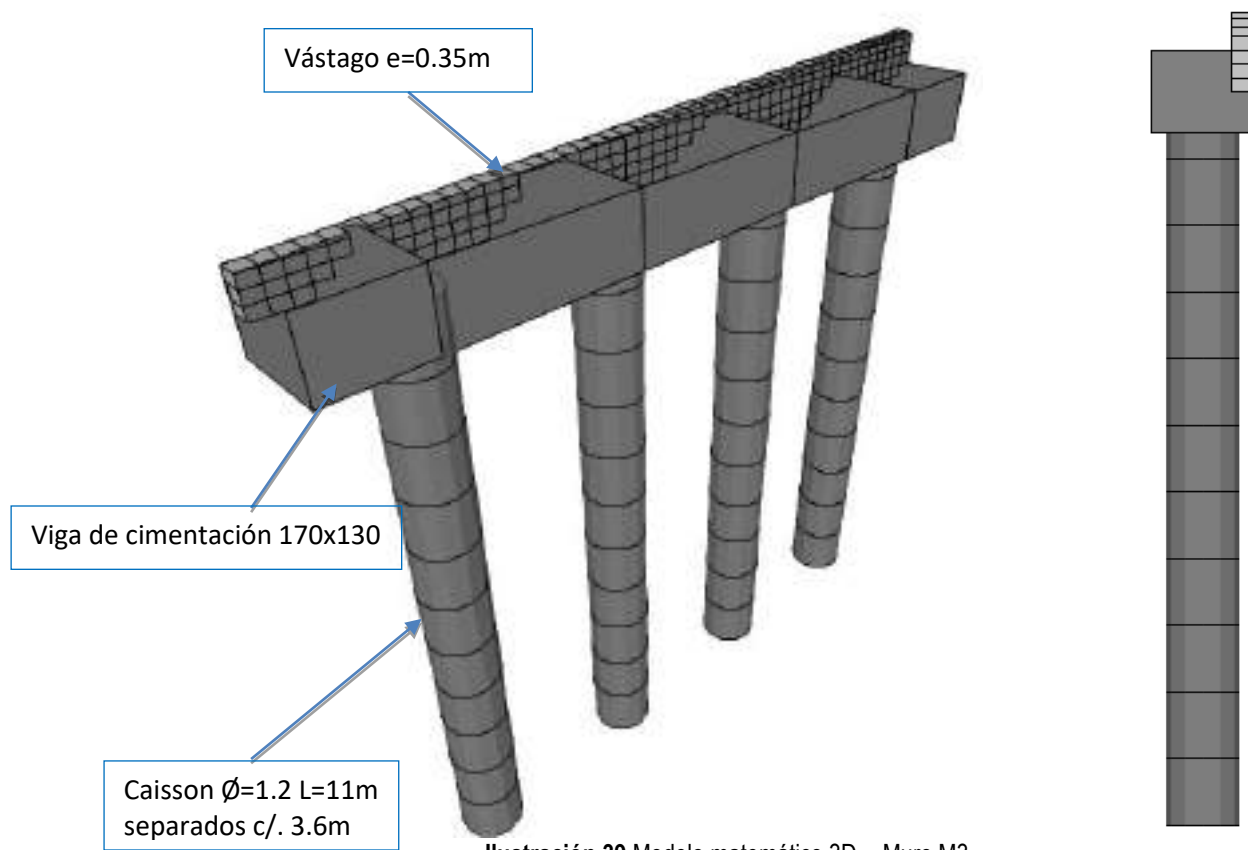


Ilustración 39 Modelo matemático 3D - Muro M3

17.2 DEFINICIÓN DEL MATERIAL



Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color:

Material Type:

Material Grade:

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume:

Mass per Unit Volume:

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E:

Poisson's, ν :

Coefficient Of Thermal Expansion, α :

Shear Modulus, G:

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c :

Expected Concrete Compressive Strength:

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Ilustración 40 Definición del material

17.3 DEFINICIÓN DE SECCIONES

17.3.1 Caisson D=1.20m

Para un caisson de 1.20 m de diámetro y longitud de 11.0m, en los primeros metros se colocó un refuerzo de 22#8, con flejes N°5 cada 7.5 cm y se revisó.

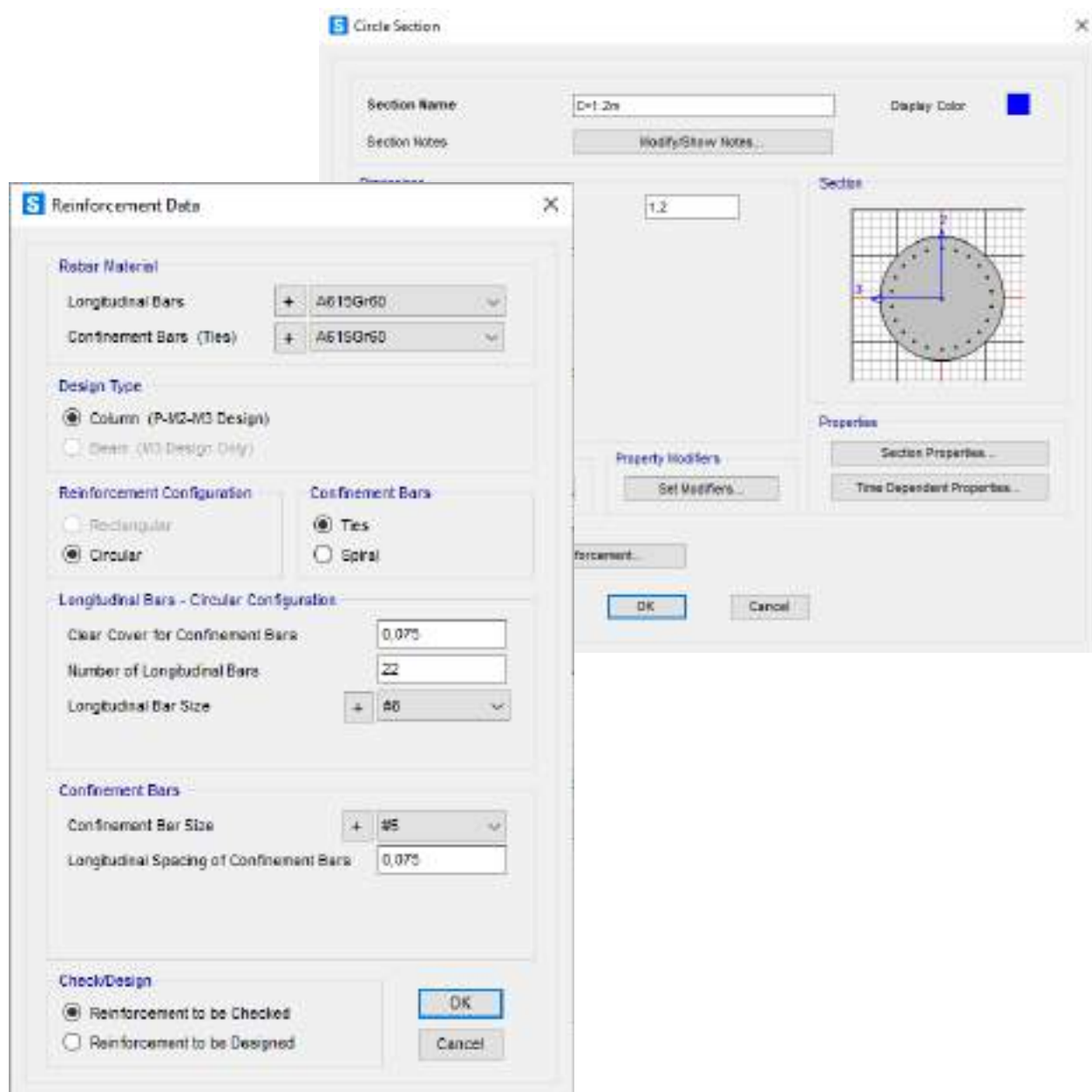


Ilustración 41 Definición de caisson

17.3.2 Viga de cimentación

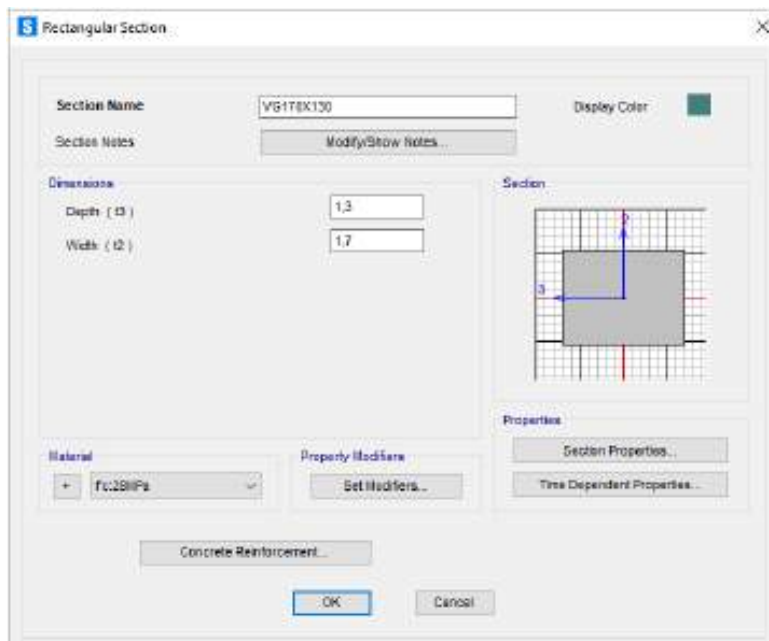


Ilustración 42 Definición de viga de cimentación

17.3.3 Vástago

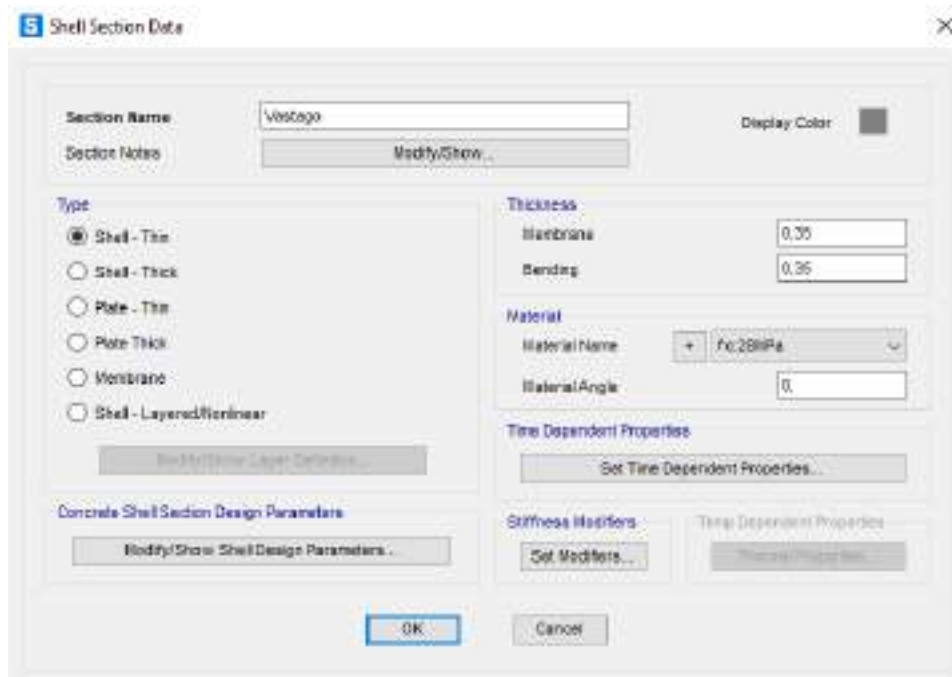


Ilustración 43 Definición de vástago

17.4 ASIGNACIÓN DE CARGAS

17.4.1 Carga barrera new jersey DC

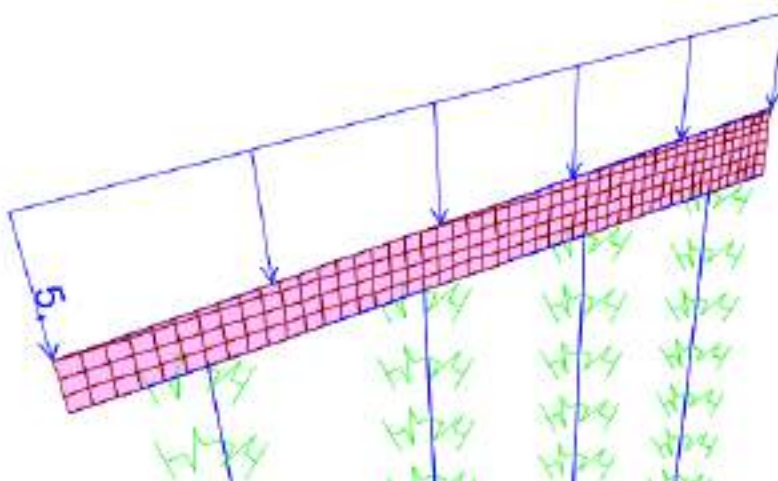
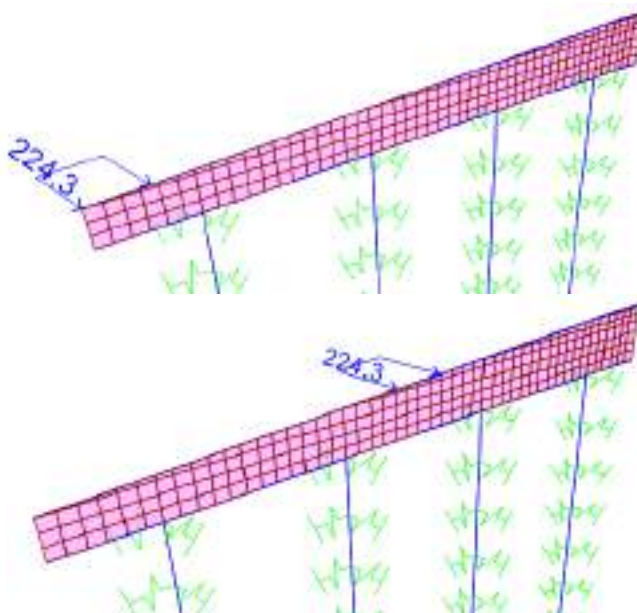


Ilustración 44 Peso barrera New Jersey- DC – kN/m

17.4.2 Colisión vehicular CT



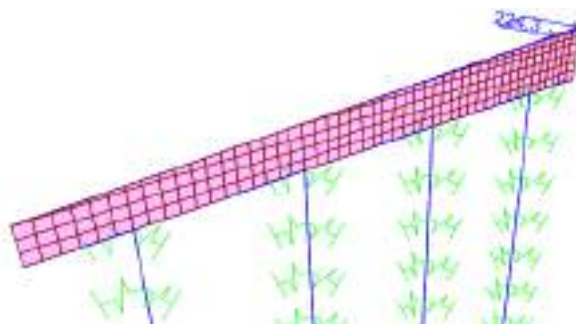


Ilustración 45 Colisión vehicular CT – kN/m

17.4.3 Empuje estático EH

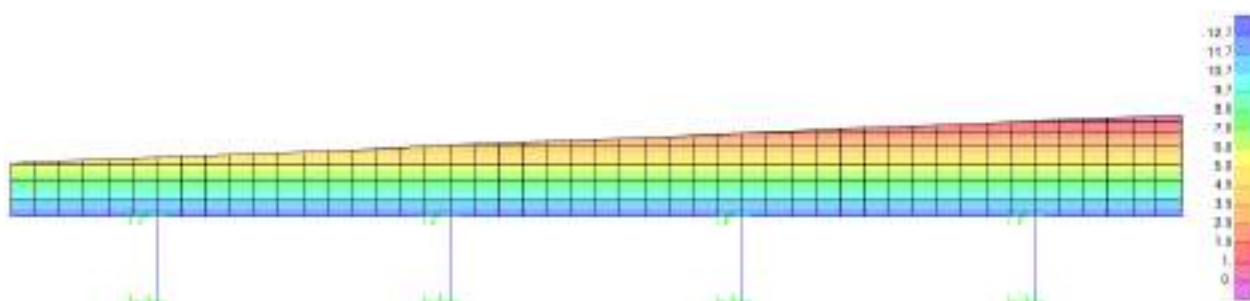


Ilustración 46 Empuje estático en muro – EH – kN/m²

17.4.4 Empuje dinámico EQ

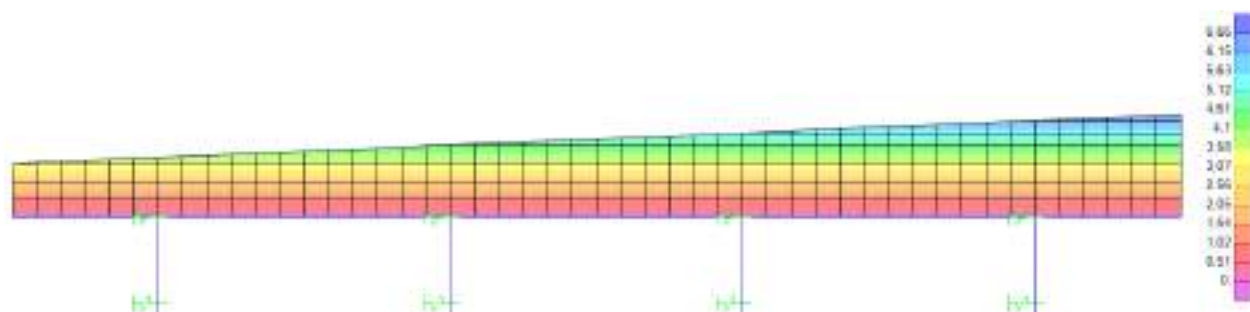


Ilustración 47 Empuje dinámico en muro – EQ – kN/m²

17.4.5 Sobre carga viva LS

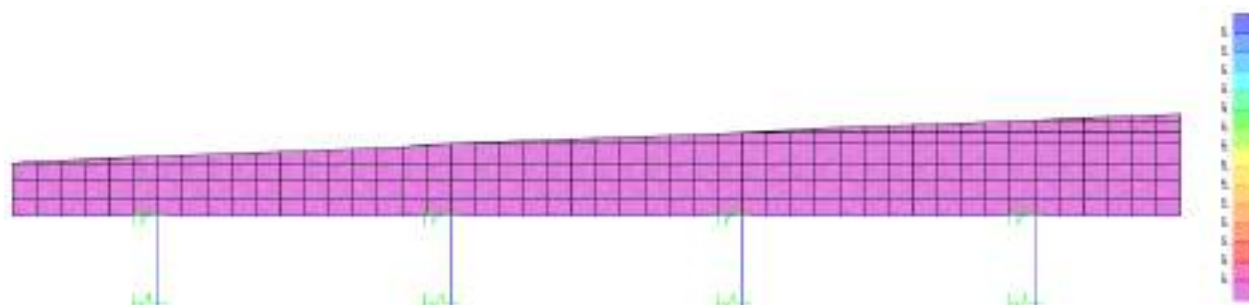


Ilustración 48 Sobrecarga viva – LS – kN/m²

17.4.6 Espectro

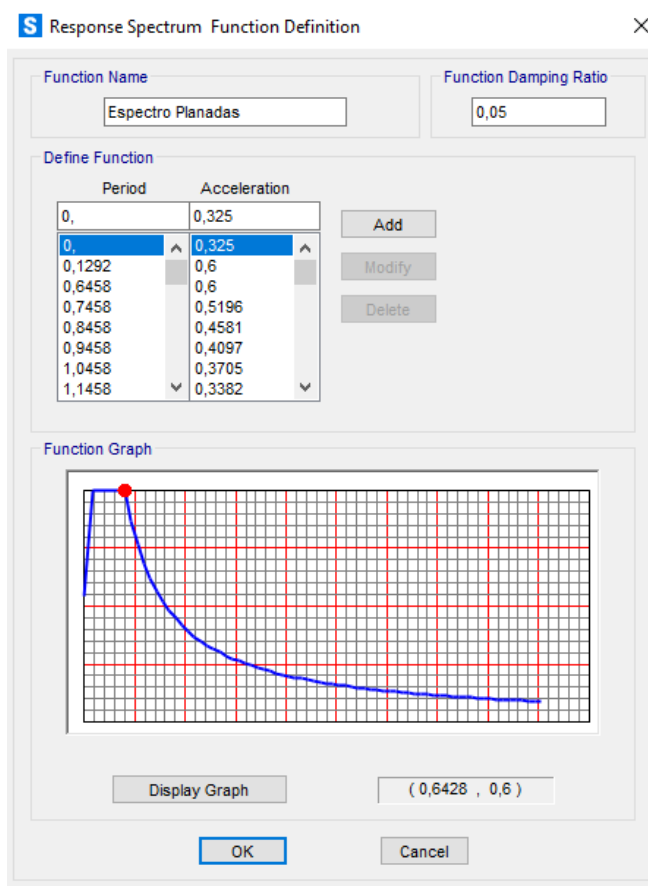
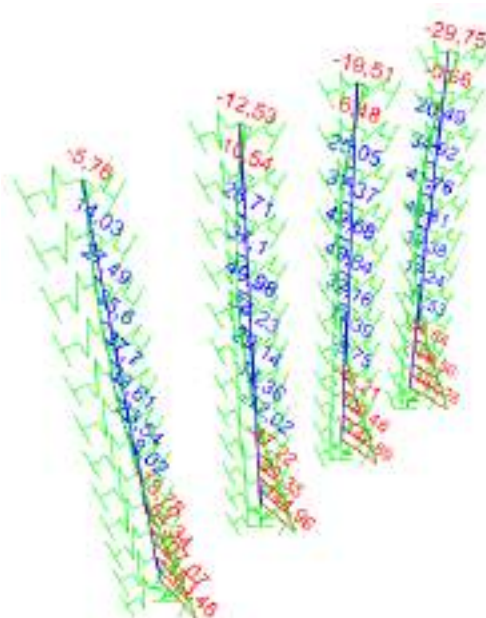


Ilustración 49 Espectro

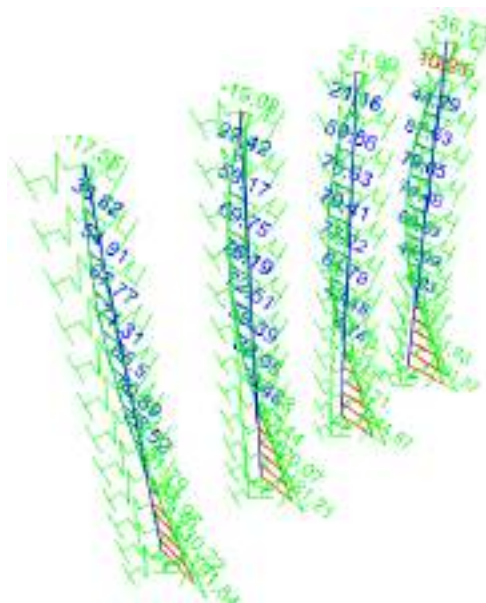
18 DATOS DE SALIDA – MURO M3

18.1 CAISSONS

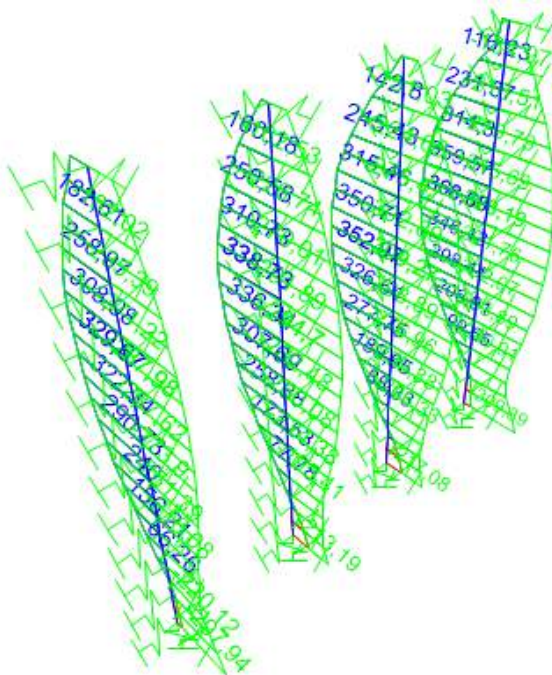
18.1.1 Diagrama de momento 2-2 por estado límite de servicio (kN·m)



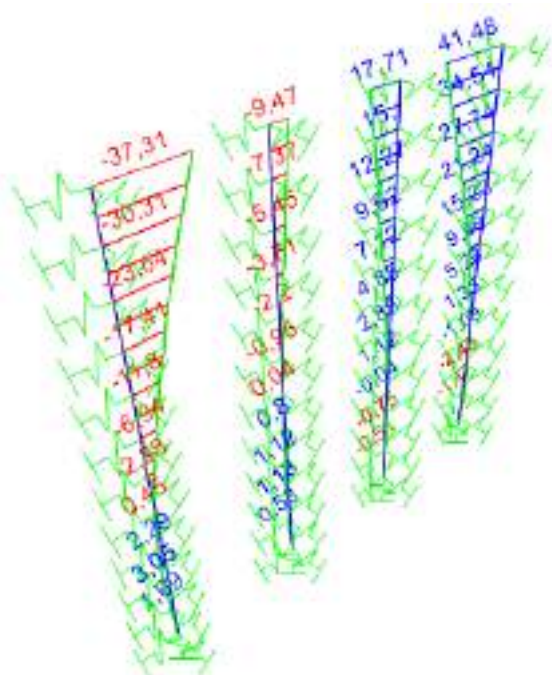
18.1.2 Diagrama de momento 2-2 por estado límite de resistencia (kN·m)



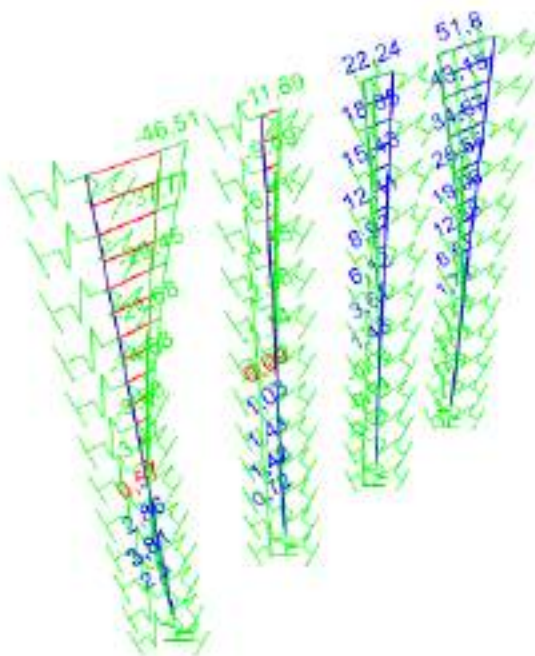
18.1.3 Diagrama de momento 2-2 por estado límite de evento extremo (kN·m)



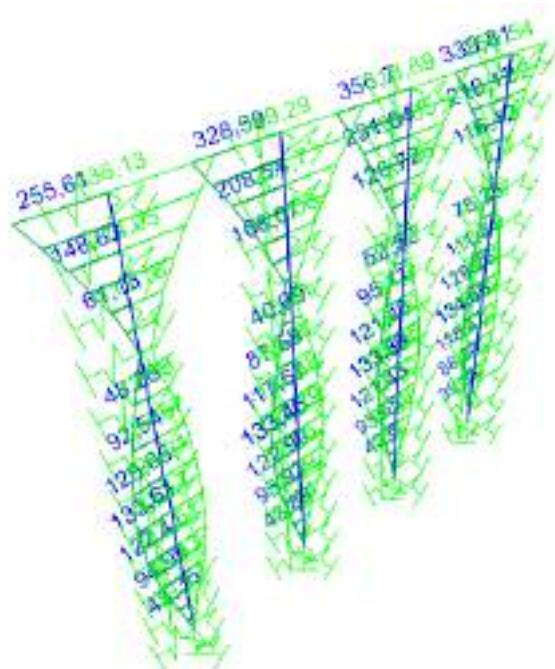
18.1.4 Diagrama de momento 3-3 por estado límite de servicio (kN·m)



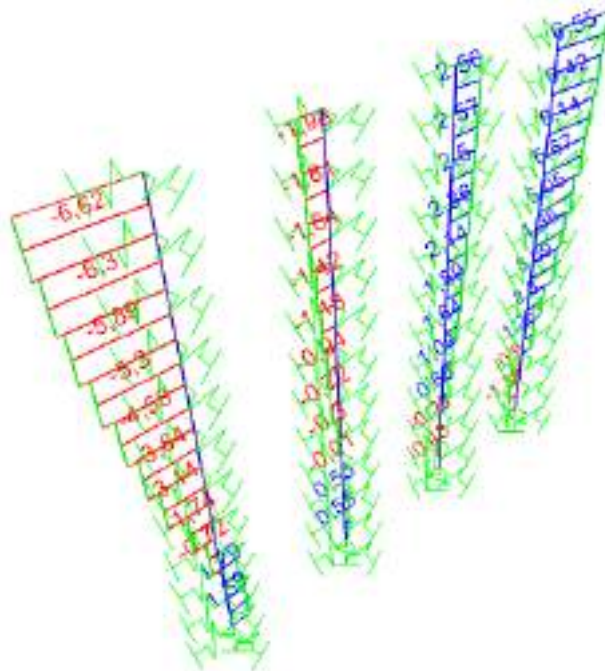
18.1.5 Diagrama de momento 3-3 por estado límite de resistencia (kN·m)



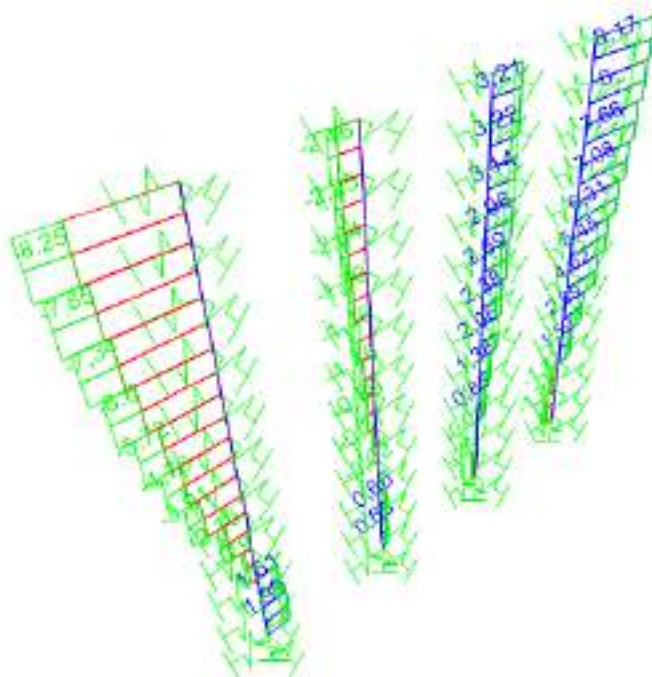
18.1.6 Diagrama de momento 3-3 por estado límite de evento extremo (kN·m)



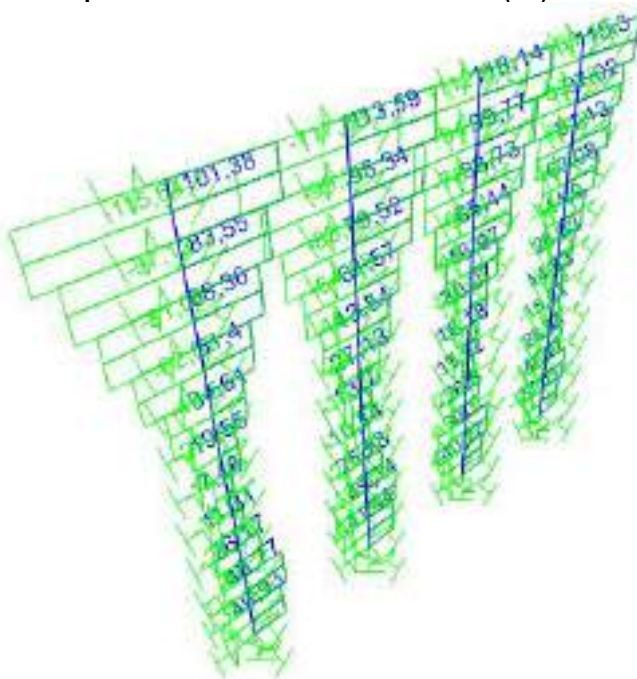
18.1.7 Diagrama de cortante 2-2 por estado límite de servicio (kN)



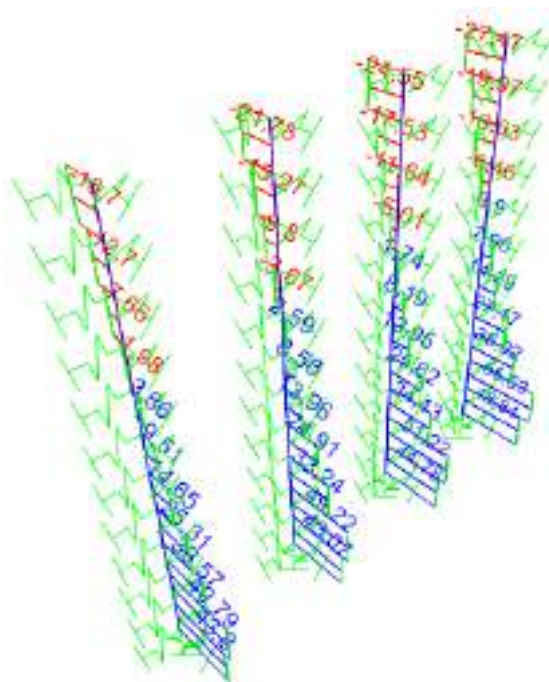
18.1.8 Diagrama de cortante 2-2 por estado límite de resistencia (kN)



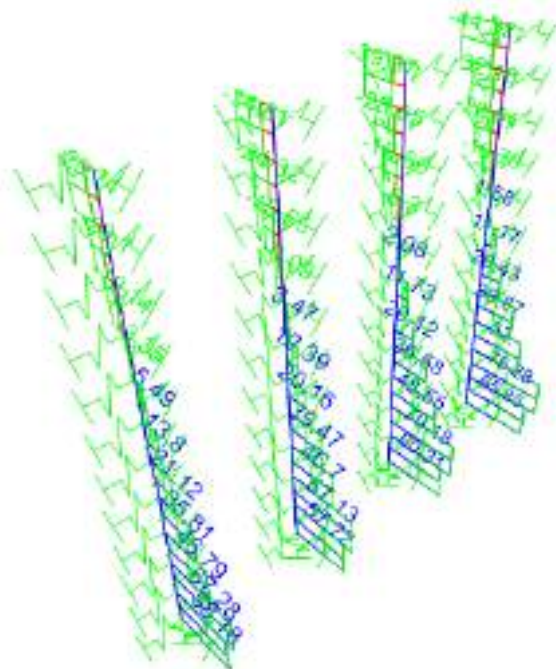
18.1.9 Diagrama de cortante 2-2 por estado límite de evento extremo (kN)



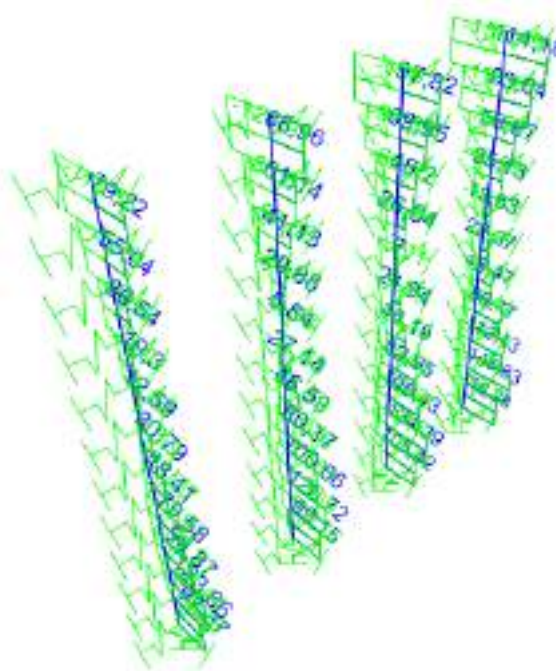
18.1.10 Diagrama de cortante 3-3 por estado límite de servicio (kN)



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



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

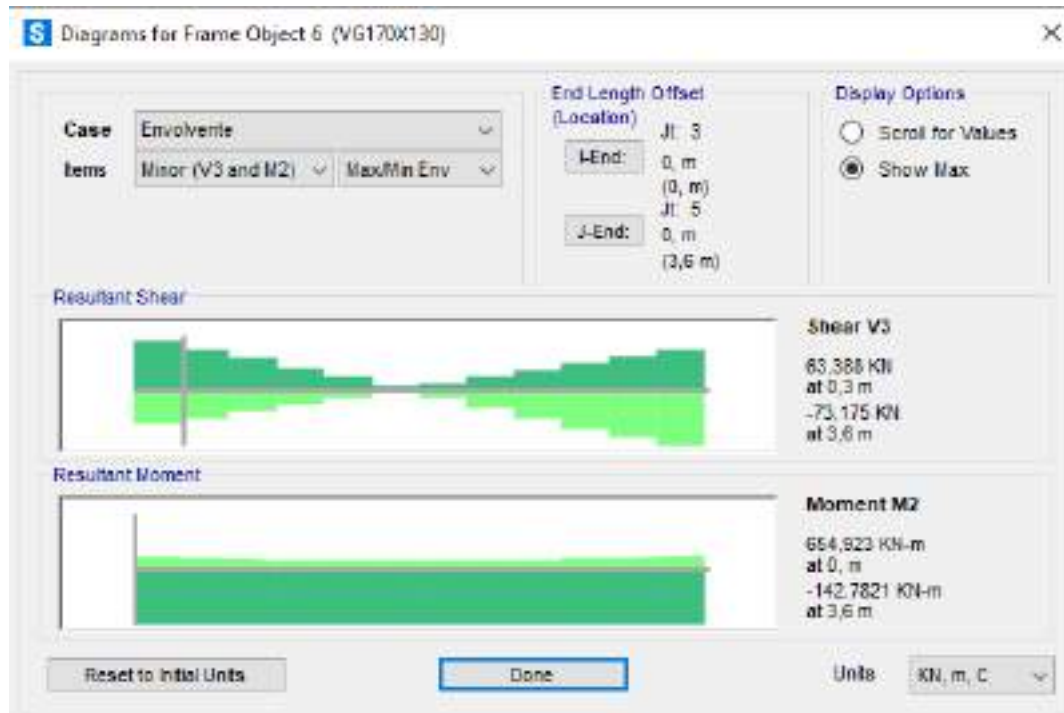


18.2 VIGA DE CIMENTACIÓN 170X130

18.2.1 Diagrama de momento M3-3 (kN·m)



18.2.2 Diagrama de momento M2-2 (kN·m)

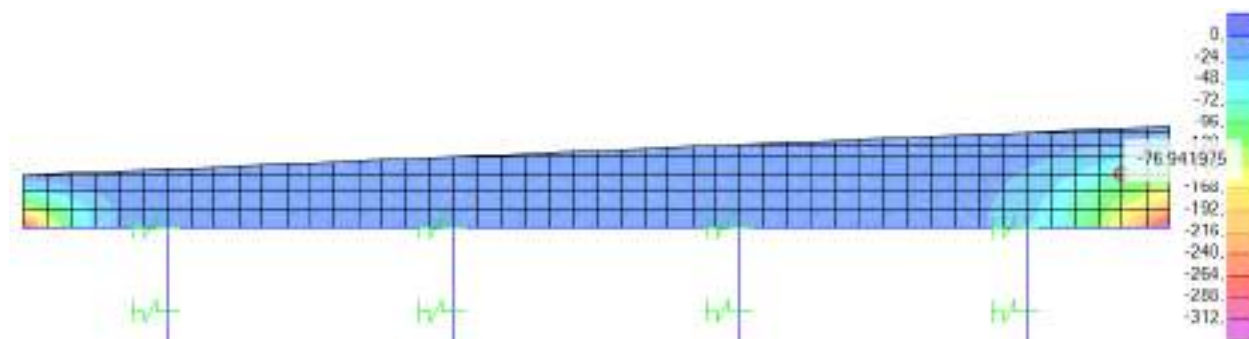


18.2.3 Diagrama de cortante V2-2 (kN)

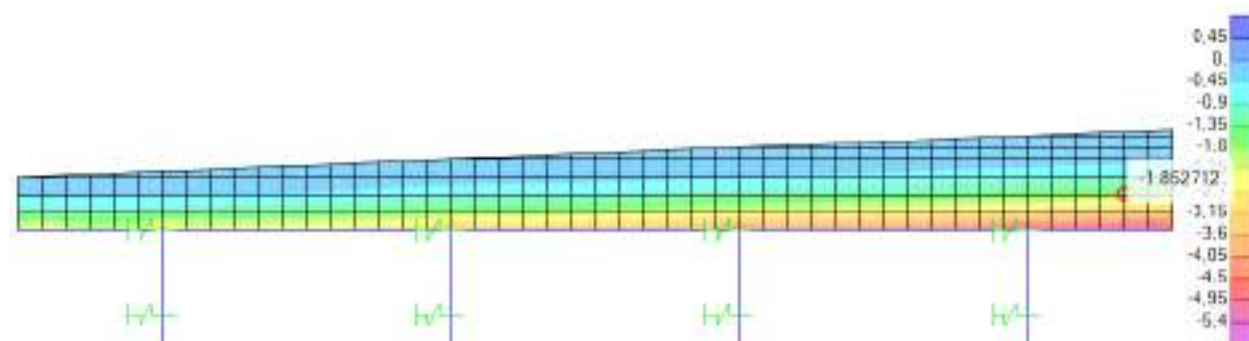


18.3 VÁSTAGO

18.3.1 Diagrama de momento transversal mínimo por envoltorio de diseño (kN·m) – Zona de extremos



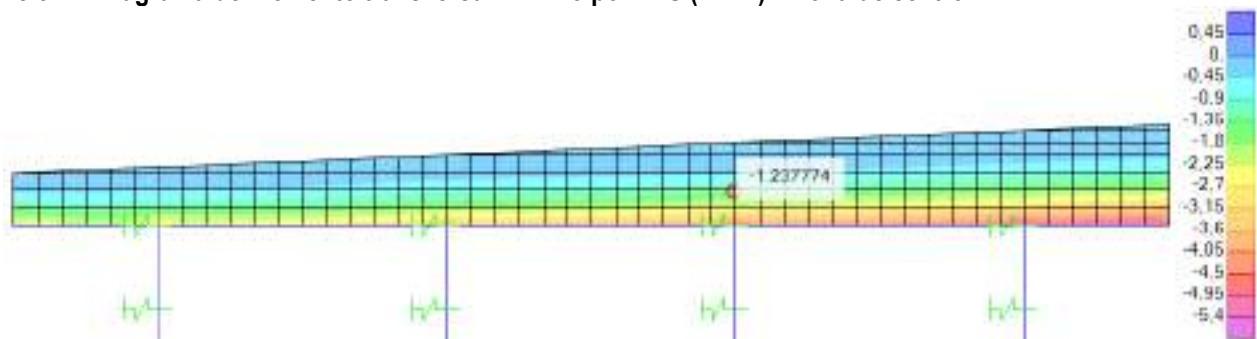
18.3.2 Diagrama de momento transversal mínimo por ELS (kN·m) – Zona de extremos



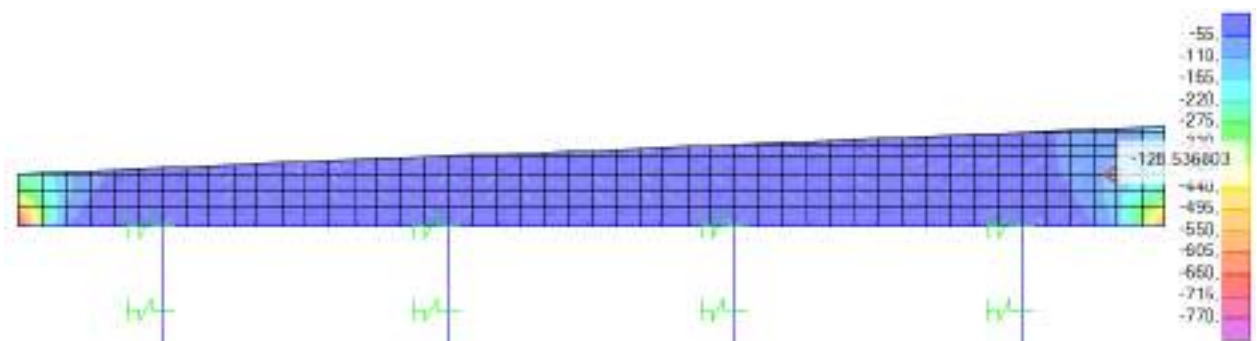
18.3.3 Diagrama de momento transversal mínimo por envoltorio de diseño (kN·m) – Zona de centro



18.3.4 Diagrama de momento transversal mínimo por ELS (kN·m) – Zona de centro



18.3.5 Diagrama de cortante por envoltorio de diseño (kN) – Zona de extremos



19 DISEÑO ELEMENTOS – MURO M3

19.1 CAISSONS

19.1.1 Índices de sobrefuerzo

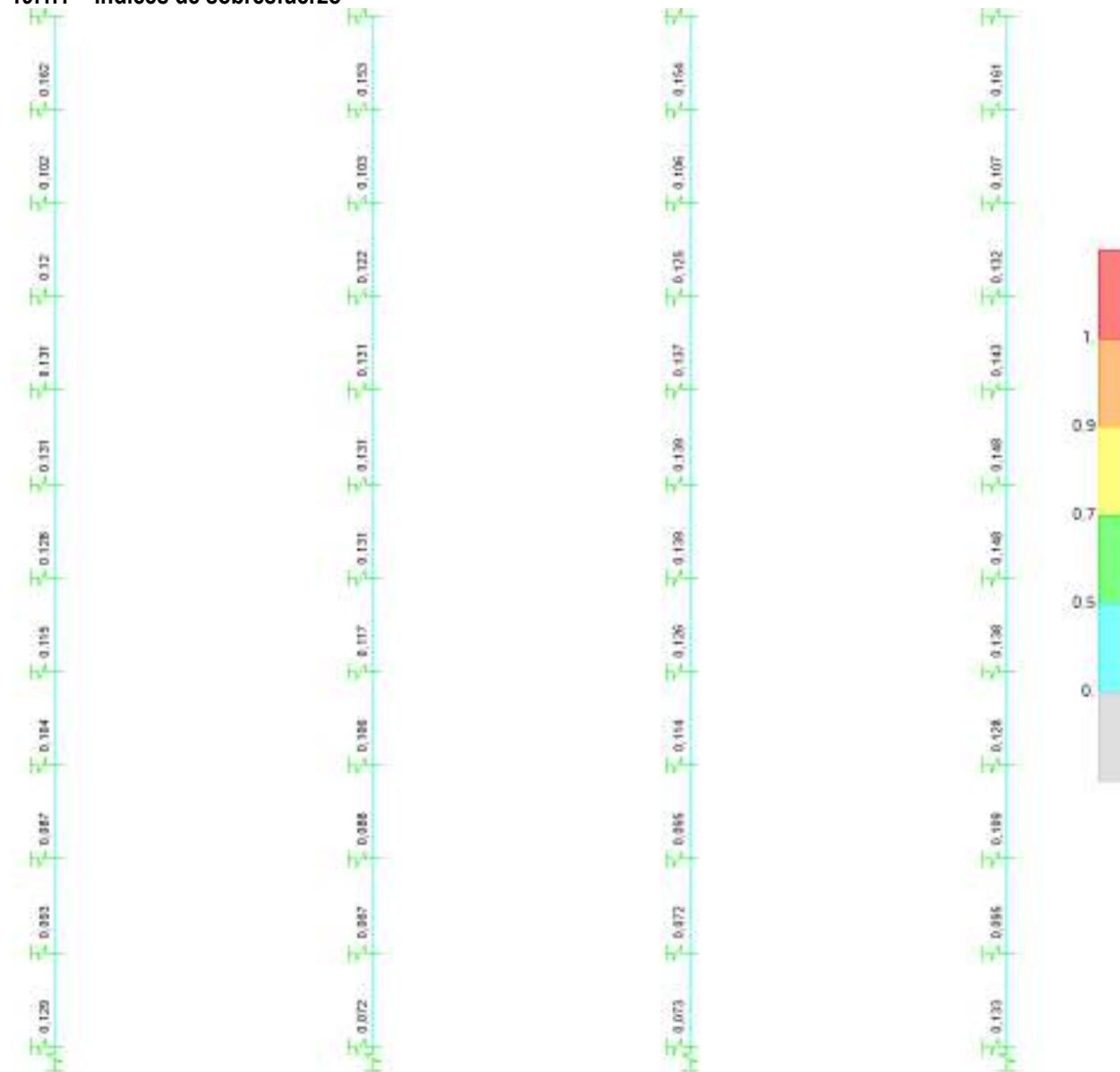


Ilustración 50 Índices de esfuerzos caissons

19.1.2 Curvas de interacción

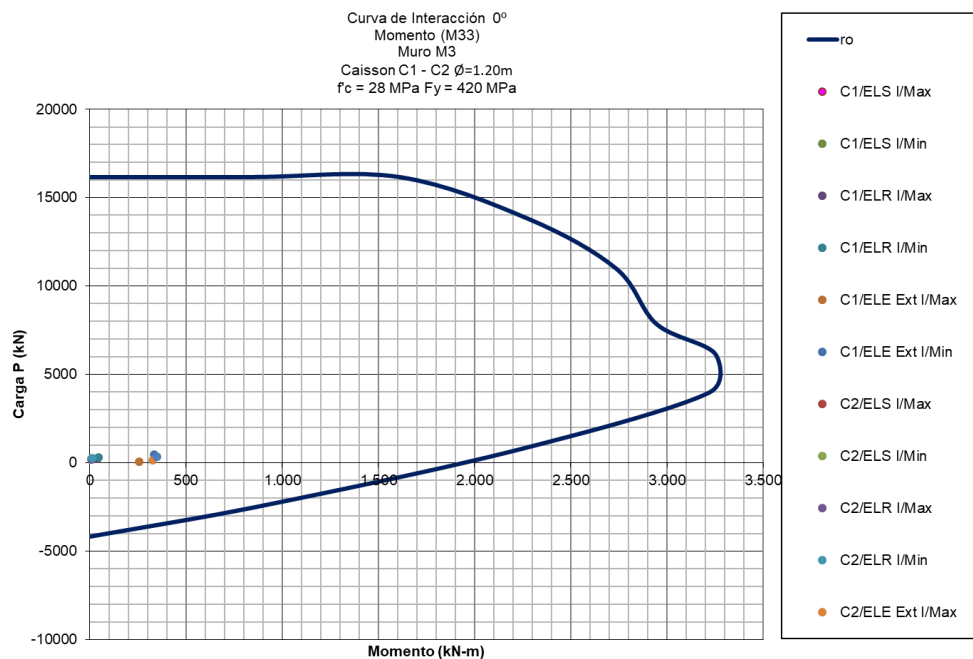


Ilustración 51 Curva interacción 0°- Caisson C1 y C2

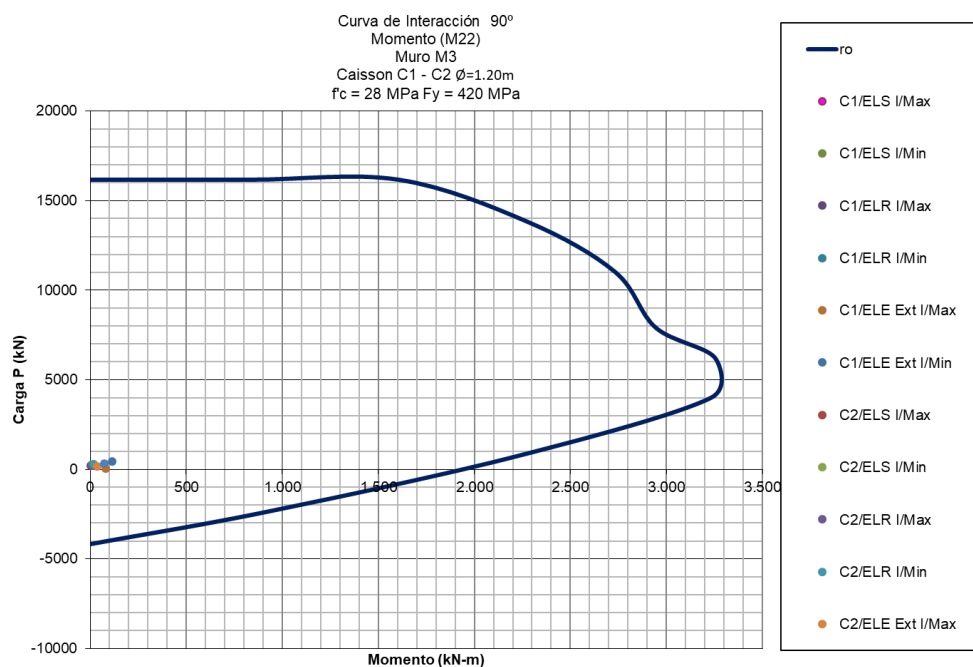


Ilustración 52 Curva interacción 90°- Caisson C1 y C2

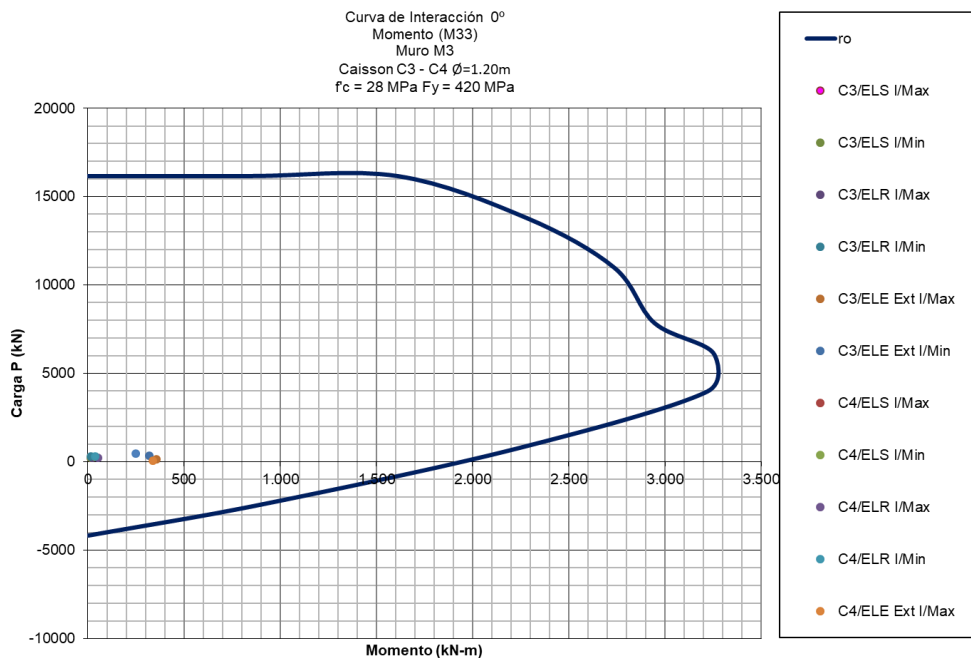


Ilustración 53 Curva interacción 0°- Caisson C3 y C4

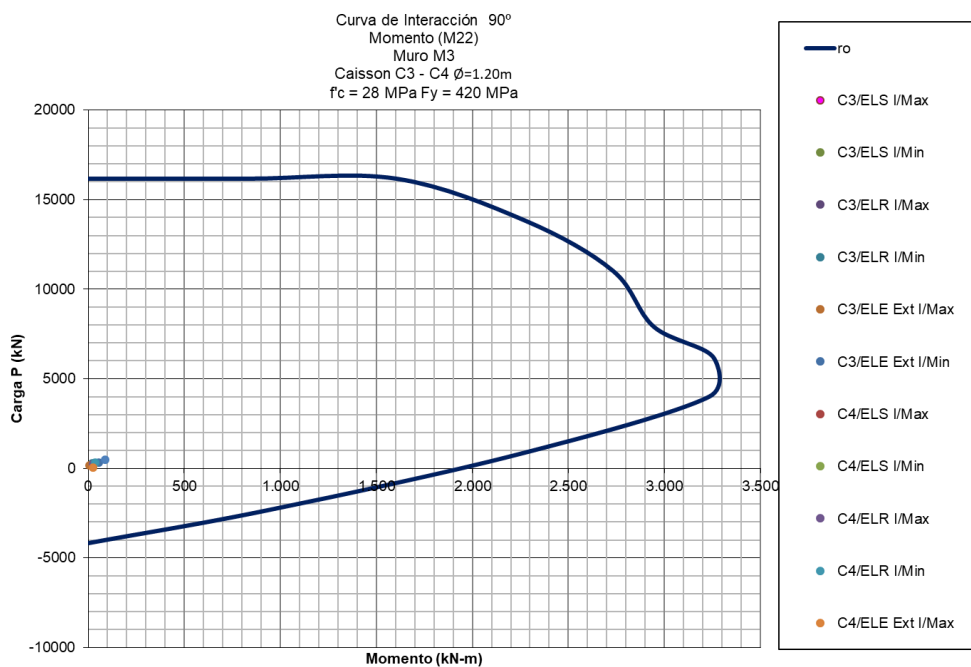


Ilustración 54 Curva interacción 90°- Caisson C3 y C4

19.1.3 Solicitaciones de caisson

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	OutputCase	CaseType	StepType	P	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN-m	KN-m
C1	ELS I	Combination	Max	236,09	5,78	37,31
C1	ELS I	Combination	Min	236,09	5,78	37,31
C1	ELR I	Combination	Max	212,45	2,12	33,76
C1	ELR I	Combination	Min	295,13	17,55	46,51
C1	ELE Ext I	Combination	Max	49,16	82,09	255,61
C1	ELE Ext I	Combination	Min	458,38	114,68	336,13
C2	ELS I	Combination	Max	223,02	12,53	9,47
C2	ELS I	Combination	Min	223,02	12,53	9,47
C2	ELR I	Combination	Max	200,71	9,45	8,73
C2	ELR I	Combination	Min	278,78	19,08	11,69
C2	ELE Ext I	Combination	Max	151,50	35,30	328,59
C2	ELE Ext I	Combination	Min	327,99	74,67	349,29
C3	ELS I	Combination	Max	227,52	19,51	17,71
C3	ELS I	Combination	Min	227,52	19,51	17,71
C3	ELR I	Combination	Max	204,75	20,54	22,24
C3	ELR I	Combination	Min	284,42	21,99	15,78
C3	ELE Ext I	Combination	Max	155,17	8,34	356,70
C3	ELE Ext I	Combination	Min	333,97	57,01	318,89
C4	ELS I	Combination	Max	248,12	29,75	41,48
C4	ELS I	Combination	Min	248,12	29,75	41,48
C4	ELR I	Combination	Max	223,37	26,35	51,80
C4	ELR I	Combination	Min	310,11	36,73	37,39
C4	ELE Ext I	Combination	Max	57,58	27,63	339,81
C4	ELE Ext I	Combination	Min	475,98	90,12	250,54

Tabla 14 Solicitaciones en caisson

19.1.4 Revisión por distribución de armadura

Revisión por distribución de armadura (fisuración):

Materiales:

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

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

Geometría:

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

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

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

$$A_s = \# 8$$

$$\text{Sep.}_{\text{Ref}} = 0,14 \text{ m} \quad \text{Empleada}$$

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

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

Momento actuante ELS:

$$M_{\text{ELS}} = 161,3 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

Usando la sección agrietada y una franja de 0,14 m de ancho, para el diseño por ELS.

$$M_{S_{0,14}} = 22,6 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{S_{0,14}} = \text{separación} \times M_s$$

Eje Neutro:

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

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

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

$$n = 10$$

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

$$A_{st} = 101,3 \text{ cm}^2$$

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

$$y = 33,5 \text{ cm}$$

Esfuerzo de la barra:

$$M_s = 22,6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$J_d = 100,1 \text{ cm}$$

$$f_{ss} = 22269,0 \text{ kN/m}^2$$

$$0.6f_y = 252000,0 \text{ kN/m}^2$$

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

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

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

Máxima separación armadura:

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

$$\beta_s = 1,1$$

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

$$s_{\text{máx}} = 353,5 \text{ cm}$$

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

$$s_{\text{empleada}} = 14,0 \text{ cm}$$

$$s_{\text{máx}} > s_{\text{empleada}} \quad \text{Ok!}$$

19.1.5 Cuantía volumétrica

GEOMETRÍA

$\varnothing =$ Caisson
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

Refuerzo= No. 8 Cantidad 22
 $A_s =$ 111,5 cm²

REFUERZO TRANSVERSAL

Refuerzo= No. 5
Separación= 7,5 cm

CUANTÍA DE AREA

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

$\rho_{\text{empleada}} =$ 0,0099 **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**

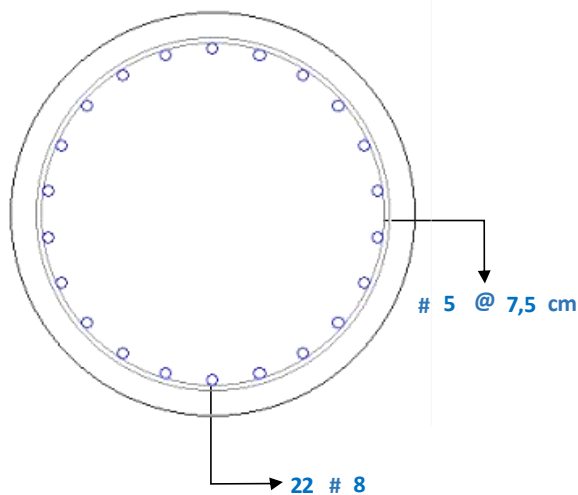
No. Pasos = 13,3 Por metro

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

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

Vol. espiral = 9951,1 cm³

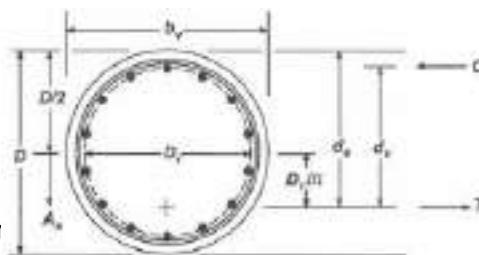
Vol empleada = **0,0115** **OK**



19.1.6 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	146,8 kN
M_u	368,4 kN-m
As flexión	0,0112 m ²
a (altura del bloque de compresión)	0,164 m



1. Altura efectiva para cortante

Máximo entre

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

$$d_v = d_e - \text{recubrimiento} = 859,2 \text{ mm}$$

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

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

$$\epsilon_s = 0,0003$$

2. Angulo de las fisuras generadas a cortante

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

$$\theta = 29,9$$

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

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

$$\beta = 4,022$$

4. Resistencia nominal del concreto

No debe ser mayor que

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

$$V_c = 0.083 \times \beta \times V_f' c \times b_v \times d_v$$

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

$$V_c = 1821,1 \text{ kN}$$

$$V_{rc} = \phi v_c \quad 1639,0 \text{ kN}$$

NO REQUIERE REFUERZO A CORTANTE

5. Cortante a resistir por el acero de refuerzo

$$V_s = V_u - \phi V_c \quad -1328,3 \text{ kN}$$

5.1 Esfuerzo cortante

$$v_u = (V_u - \phi V_p) / (\phi \times b_v \times d_v) \quad 0,16 \text{ MPa}$$

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

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:

$$V_{sfinal} \quad 3346,6 \text{ kN}$$

6. Cortante resistente

$$V_r = \phi(V_c + V_{s\text{final}}) \quad 4487,1 \text{ kN}$$

Este valor se debe comparar con el valor de V_u

$$V_u = 146,83 \text{ kN} \quad V_r \geq V_u$$

EL CAISSON ESTA BIEN A CORTE!!!

7. Revisión refuerzo mínimo a cortante

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

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

19.1.7 Revisión capacidad portante

TABLE: Joint Reactions						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	Reacciones F3	Capacidad portante	Revisión (Reacciones < Capacidad portante)
					Compresión	
Text	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	
C1	ELS I	Combination	Max	24,07	2293,44	Cumple !
C1	ELR I	Combination	Max	30,10	764,48	Cumple !
C1	ELE Ext I	Combination	Max	46,74	2293,44	Cumple !
C2	ELS I	Combination	Max	22,74	2293,44	Cumple !
C2	ELR I	Combination	Max	28,43	764,48	Cumple !
C2	ELE Ext I	Combination	Max	33,45	2293,44	Cumple !
C3	ELS I	Combination	Max	23,20	2293,44	Cumple !
C3	ELR I	Combination	Max	29,00	764,48	Cumple !
C3	ELE Ext I	Combination	Max	34,06	2293,44	Cumple !
C4	ELS I	Combination	Max	25,30	2293,44	Cumple !
C4	ELR I	Combination	Max	31,62	764,48	Cumple !
C4	ELE Ext I	Combination	Max	48,54	2293,44	Cumple !

Tabla 15 Revisión capacidad portante

19.2 VIGA DE CIMENTACIÓN 170X130

GEOMETRÍA	MATERIALES
<u>Viga cabezal</u> $h = 1,30$ m $b = 1,70$ m	$f'_c = 28$ MPa $f_y = 420$ MPa <u>Recubrimiento</u> $r_{sup} = 0,075$ m $r_{inf} = 0,075$ m
SOLICITACIONES	

Momento Longitudinal principal

$$M_{U+} = 222,90 \text{ kN-m/m}$$

$$M_{U-} = 451,96 \text{ kN-m/m}$$

1. DISEÑO VIGA CABEZAL

1.1 Cálculo del refuerzo longitudinal

Momento positivo

Refuerzo longitudinal inferior

Revisión 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/m ² $I = 0,31124$ m ⁴ $Y_b = 0,650$ m $S_c = 0,479$ m ³ $\gamma_1 = 1,6 \rightarrow$ Demás estructuras en concreto $\gamma_3 = 0,75 \rightarrow$ Para refuerzo A706, Grado 60 $M_{cr} = 1885,11$ kN-m/m $M_U = 222,90$ kN-m/m 1.33 $M_U = 297,20$ kN-m/m Menor valor entre M_{cr} y $1.33M_U = 297,20$ kN-m/m $M_{U+} = 297,20$ kN-m/m $z = 0,09$ m $d = 1,21$ m $\Phi = 0,9$ $\rho_{requerida} = 0,000315$ Área de refuerzo requerida: $A_s = 6,50$ cm ² /m $\emptyset = 7/8$ " Cantidad = 10 $A_s = 38,79$ cm ² OK	$r = 0,075$ m $f_r = 3280,73$ kN/m ² $I = 0,31124$ m ⁴ $Y_b = 0,650$ m $S_c = 0,479$ m ³ $\gamma_1 = 1,6 \rightarrow$ Demás estructuras en concreto $\gamma_3 = 0,75 \rightarrow$ Para refuerzo A706, Grado 60 $M_{cr} = 1885,11$ kN-m/m $M_U = 451,96$ kN-m/m 1.33 $M_U = 602,61$ kN-m/m Menor valor entre M_{cr} y $1.33M_U = 602,61$ kN-m/m $M_{U-} = 602,61$ kN-m/m $z = 0,09$ m $d = 1,21$ m $\Phi = 0,9$ $\rho_{requerida} = 0,000640$ Área de refuerzo requerida: $A_s = 13,21$ cm ² /m $\emptyset = 7/8$ " Cantidad = 10 $A_s = 38,79$ cm ² OK
---	--

GEOMETRÍA

Viga cabezal

$$h = 1,70 \text{ m}$$

$$b = 1,30 \text{ m}$$

MATERIALES

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

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

Recubrimiento

$$r_{lat} = 0,075 \text{ m}$$

$$r_{lat} = 0,075 \text{ m}$$

SOLICITACIONES

Momento caras laterales

$$M_{U+} = 654,93 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{U-} = 142,78 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

1. DISEÑO VIGA CABEZAL

1.1 Cálculo del refuerzo lateral

Momento positivo

Refuerzo lateral

Revisión As mínimo

Momento negativo

Refuerzo lateral

Revisión As mínimo

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

$$r = 0,075 \text{ m}$$

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

$$I = 0,53224 \text{ m}^4$$

$$Y_b = 0,850 \text{ m}$$

$$S_c = 0,626 \text{ m}^3$$

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

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

$$M_{cr} = 2465,14 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_U = 654,93 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$1.33 M_U = 873,24 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\text{Menor valor entre } M_{cr} \text{ y } 1.33M_U = 873,24 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{U+} = 873,24 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$z = 0,09 \text{ m}$$

$$d = 1,61 \text{ m}$$

$$\Phi = 0,9$$

$$\rho_{requerida} = 0,000686$$

$$r = 0,075 \text{ m}$$

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

$$I = 0,53224 \text{ m}^4$$

$$Y_b = 0,850 \text{ m}$$

$$S_c = 0,626 \text{ m}^3$$

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

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

$$M_{cr} = 2465,14 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_U = 142,78 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$1.33 M_U = 190,37 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\text{Menor valor entre } M_{cr} \text{ y } 1.33M_U = 190,37 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{U-} = 190,37 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$z = 0,09 \text{ m}$$

$$d = 1,61 \text{ m}$$

$$\Phi = 0,9$$

$$\rho_{requerida} = 0,000149$$

Área de refuerzo requerida:

$$A_s = 14,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi = 7/8 \text{ "}$$

$$\text{Cantidad} = 2$$

$$A_s = 7,76 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 3/4 \text{ "}$$

$$\text{Cantidad} = 4$$

$$A_s = 11,40 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ Total} = 19,16 \text{ cm}^2$$

OK

Área de refuerzo requerida:

$$A_s = 3,12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi = 7/8 \text{ "}$$

$$\text{Cantidad} = 2$$

$$A_s = 7,76 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 3/4 \text{ "}$$

$$\text{Cantidad} = 4$$

$$A_s = 11,40 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ Total} = 19,16 \text{ cm}^2$$

OK

CORTANTE VIGA DE CIMENTACIÓN

f'c	28 MPa
fy	420 MPa
Es	200000000 kN/m ²
As estribo #4	2,00 cm ²
Número de ramas	4
Av (Area por sección)	8,00 cm ²
ht	1,30 m
bv (Ancho efectivo para cortante)	1700 mm
bef (Ancho efectivo tablero)	1,7 m
φ	0,90
Recubrimiento	0,075 m
Vu	245,1 kN
Mu	452,0 kN-m
As flexión	0,0039 m ²
a (altura del bloque de compresión)	0,040 m

1. Altura efectiva para cortante

Máximo entre

- a) ht - rec positivo - a/2 = 1,20 m
- b) 0.9 d 1,10 m
- c) 0.72 h 0,94 m

$$dv = 1,20 \text{ m}$$

$$\epsilon_s = ((Mu/dv) + (vu)) / EsxAs$$

$$\epsilon_s = 0,0008$$

2. Angulo de las fisuras generadas a cortante

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

$$\theta = 31,8$$

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 (A_v mín)

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

$$\beta = 3.00$$

- Para secciones sin refuerzo transversal mínimo (A_v mín)

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

$$\beta = 2.89$$

4. Resistencia nominal del concreto

No debe ser mayor que

$$V_n = 0.25 f'_c \times b_v \times d_v \rightarrow V_n = 14337.9 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.083 \times \beta \times v f'_c \times b_v \times d_v \rightarrow V_c = 2699.5 \text{ kN}$$

$$V_{rc} = \phi v c \quad 2429.6 \text{ kN} \quad \text{NO REQUIERE REFUERZO A CORTANTE}$$

5. Cortante a resistir por el acero de refuerzo

$$V_s = V_u - \phi V_c \quad -1941.6 \text{ kN}$$

5.1 Esfuerzo cortante

$$v_u = (V_u - \phi V_c) / (\phi \times b_v \times d_v) \quad 0.13 \text{ MPa}$$

$$0.125 \times f'_c \quad 3.50 \text{ MPa}$$

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

5.2 La separación entre estribos debe ser la mínima entre

$$s_1 = 0.4 d_v \quad 0.48 \text{ m}$$

$$s_2 = 30 \text{ cm} \quad 0.30 \text{ m}$$

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

Para $\alpha = 90$ tenemos

$$s_3 = (A_v \times f_y \times d_v \times \cot \theta) / V_s \quad -0.34 \text{ m}$$

$$S_{\text{escogido}} \quad 0.30 \text{ m}$$

$$S_{\text{adoptado}} \quad 0.20 \text{ m}$$

Recalculado V_s con esta separación de estribos, tenemos:

$$V_{sfinal} = 3264,9 \text{ kN}$$

6. Cortante resistente

$$V_r = \phi(V_c + V_{sfinal}) = 5125,1 \text{ kN}$$

Este valor se debe comparar con el valor de V_u

$$V_u = 245,06 \text{ kN} \quad V_r \geq V_u \quad \text{ok!!}$$

LA VIGA ESTA BIEN A CORTE!!!

7. Revisión refuerzo mínimo a cortante

$$\text{Ref mínimo} = 0.083v(f'c) \times (bv \times S/f_y) = 3,56 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ colocado} = 8,00 \text{ cm}^2 \quad \text{ok!!}$$

19.3 VÁSTAGO EN ZONA DE CENTRO

GEOMETRÍA	MATERIALES
<u>Vástago</u> $h = 0,35$ m $b = 1,00$ m	$f'_c = 28$ MPa $f_y = 420$ MPa <u>Recubrimiento</u> $r_{ext} = 0,050$ m $r_{int} = 0,075$ m

SOLICITACIONES

Vástago momento Transv.

$$M_{U-} = 2,71 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{S-} = 1,24 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

1. DISEÑO DE VÁSTAGO - REFUERZO TRANSVERSAL

1.1 Calculo del refuerzo transversal

Momento negativo

Refuerzo transversal contra el terreno

Chequeo A_s mínimo

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

$$r = 0,075 \text{ m}$$

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

$$I = 0,00357 \text{ m}^4$$

$$Y_b = 0,175 \text{ m}$$

$$S_c = 0,020 \text{ m}^3$$

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

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

$$M_{cr} = 80,38 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{U-} = 2,71 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$1.33 M_{U-} = 3,62 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\text{Menor valor entre } M_{cr} \text{ y } 1.33M_{U-} = 3,62 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{U+} = 3,62 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

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

$$d = 0,27 \text{ m}$$

$$\Phi = 0,9$$

$$\rho_{requerida} = 0,000133$$

Área de refuerzo requerida:

$$A_s = 0,36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\emptyset = 1/2 \text{ "}$$

$$S = 3,55 \text{ m} \quad (\text{Máxima})$$

$$S = 0,20 \text{ m} \quad (\text{Escogida})$$

$$A_s = 6,33 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

1.2 Revisión por distribución de armadura

Momento positivo

Ancho tributario = 0,20 m

$M_{s+} = 0,25 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

Eje neutro

$E_c = 20637 \text{ MPa}$

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

$n = 10$

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

$y = 0,052 \text{ m}$

$j_d = 0,251 \text{ m}$

Esfuerzo de la barra

$f_{ss} = 7772 \text{ kN/m}^2$

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

$f_{ss} < 0.6f_y$

7772 < 252000 OK

Máxima separación armadura

$Y_e = 0,75$ Exposición severa Clase 2

$\beta_s = 1,43$

$s = 8,12 \text{ m}$ OK

2. DISEÑO DE VÁSTAGO - REFUERZO LONGITUDINAL

2.1 Armadura de contracción y temperatura - Refuerzo horizontal

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

$A_{s \text{ temp}} = 2,33 \text{ cm}^2/\text{m}$ en cada cara

$\emptyset = 3/8$ "

$S = 0,31$ (Máxima)

$S = 0,20$ (Escogida)

$A_s = 3,56 \text{ cm}^2$ OK

19.4 VÁSTAGO EN ZONA DE EXTREMOS

GEOMETRÍA	MATERIALES
<u>Vástago</u> $h = 0,35$ m $b = 1,00$ m	$f'_c = 28$ MPa $f_y = 420$ MPa <u>Recubrimiento</u> $r_{ext} = 0,050$ m $r_{int} = 0,075$ m

SOLICITACIONES
<u>Vástago momento Transv.</u> $M_{U_0} = 76,94$ kN·m/m $M_s = 1,85$ kN·m/m $V_U = 128,54$ kN/m

1. DISEÑO DE VÁSTAGO - REFUERZO TRANSVERSAL

1.1 Cálculo del refuerzo transversal

Momento negativo

Refuerzo transversal contra el terreno

Chequeo A_s mínimo

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

$$\begin{aligned}
 r &= 0,075 \text{ m} \\
 f_r &= 3280,73 \text{ kN/m}^2 \\
 I &= 0,00357 \text{ m}^4 \\
 Y_b &= 0,175 \text{ m} \\
 S_c &= 0,020 \text{ m}^3 \\
 \gamma_1 &= 1,6 \rightarrow \text{Demás estructuras en concreto} \\
 \gamma_3 &= 0,75 \rightarrow \text{Para refuerzo A706, Grado 60} \\
 M_{cr} &= 80,38 \text{ kN·m/m}
 \end{aligned}$$

$$M_U = 76,94 \text{ kN·m/m}$$

$$1.33 M_U = 102,59 \text{ kN·m/m}$$

$$\text{Menor valor entre } M_{cr} \text{ y } 1.33M_U = 80,38 \text{ kN·m/m}$$

$$M_{U*} = 80,38 \text{ kN·m/m}$$

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

$$d = 0,27 \text{ m}$$

$$\Phi = 0,9$$

$$\rho_{requerida} = 0,003027$$

Área de refuerzo requerida:

$$A_s = 8,13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\emptyset = 1/2 \text{ ''}$$

$$S = 0,16 \text{ m} \quad (\text{Máxima})$$

$$S = 0,10 \text{ m} \quad (\text{Escogida})$$

$$A_s = 12,67 \text{ cm}^2$$

OK

1.2 Revisión por distribución de armadura

Momento positivo

Ancho tributario = 0,10 m

$M_{s+} = 0,19 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

Eje neutro

$E_c = 20637 \text{ MPa}$

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

$n = 10$

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

$y = 0,070 \text{ m}$

$j_d = 0,245 \text{ m}$

Esfuerzo de la barra

$f_{ss} = 5964 \text{ kN/m}^2$

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

$f_{ss} < 0.6f_y$

5964 < 252000 OK

Máxima separación armadura

$Y_e = 0,75$ Exposición severa Clase 2

$\beta_s = 1,43$

$s = 10,63 \text{ m}$ OK

2. DISEÑO DE VÁSTAGO - REFUERZO LONGITUDINAL

2.1 Armadura de contracción y temperatura - Refuerzo horizontal

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

$A_{s \text{ temp}} = 2,33 \text{ cm}^2/\text{m}$ en cada cara

$\emptyset = 3/8$ "

$S = 0,31$ (Máxima)

$S = 0,20$ (Escogida)

$A_s = 3,56 \text{ cm}^2$ OK

Vástago momento Long.

$$V_u = 128,54 \text{ kN/m}$$

2.3 Revisión por corte

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

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

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

$$\Phi = 0,9$$

$$\beta = 2$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$a = 0,014 \text{ m}$$

$$d_v = 0,261 \text{ m}$$

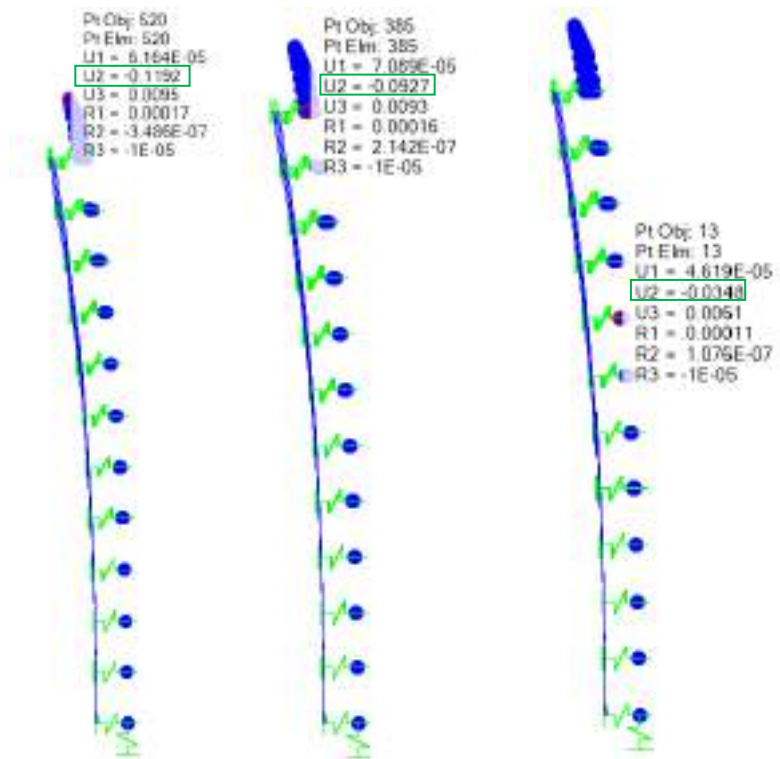
$$V_c = 229,68 \text{ kN}$$

$$V_n = 1830,32 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 206,71 \text{ kN}$$

OK

19.5 DEFORMACIÓN DEL MURO



Deformación en muro por empuje estático:

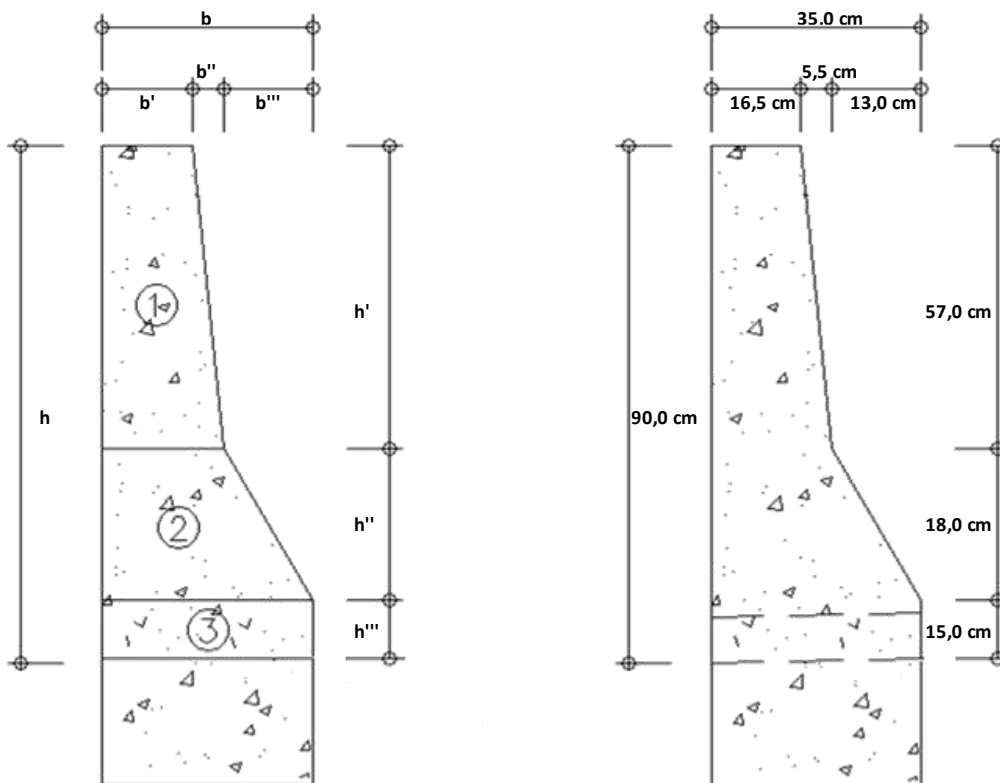
Deformación en corona del muro= 0.12cm (<1% altura libre muro : 0.60cm) **Cumple!**
 Deformación en la base del vástago= 0.09cm
 Deformación en pilote= 0.03cm

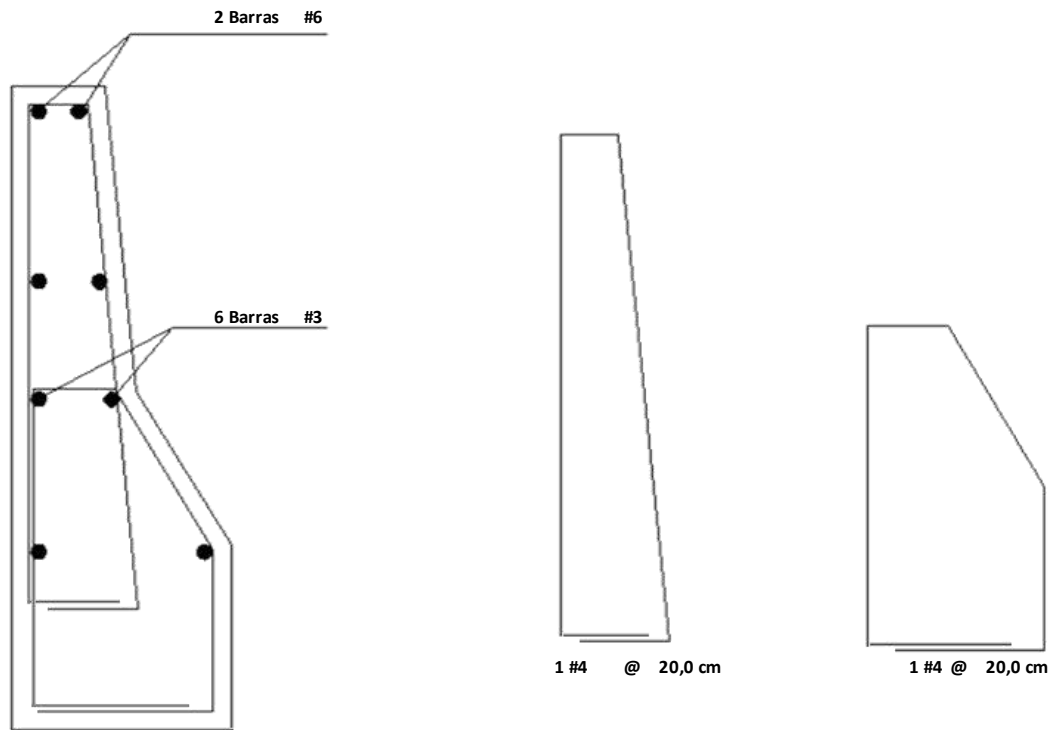
Deformación relativa (0.12cm – 0.09cm) = 0.03cm (<1% altura libre muro : 0.60cm) **Cumple!**

20 DISEÑO BARRERA NEW JERSEY – ZONA CENTRAL

</
--

ESQUEMA GENERAL



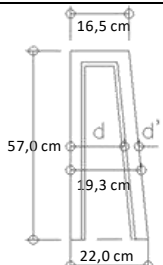


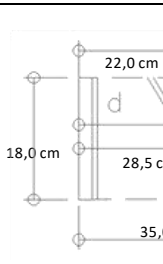
1. EVALUACIÓN DE RESISTENCIA TRANSVERSAL M_c

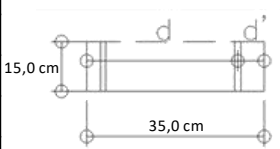
Utilizando franjas de 1.0m de ancho:

Considerando Ref. Transv: #4 @ 20,0 cm $\rightarrow A_s: 6,3 \text{ cm}^2$

$\phi: 1.0 \rightarrow$ Caso de Evento Extremo. Ver Numeral 1.3.2.1 CCP-14

SECCIÓN ①		
d'	4,6 cm	
d	14,6 cm	
A_s	6,3 cm ²	
a	1,5 cm	
ϕ	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	
ϕ	1,0	
M_{c2}	615037,3 kg-cm	

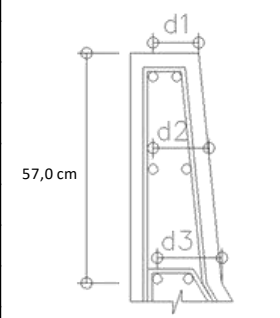
SECCIÓN ③		
d'	4,6 cm	
d	30,4 cm	
A _s	6,3 cm ²	
a	1,5 cm	
Ø	1,0	
M _{C3}	787951,3 kg-cm	

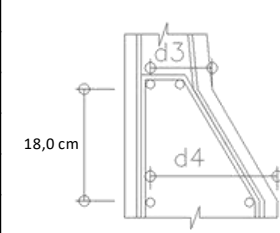
$\frac{(M_{C1} \cdot h') + (M_{C2} \cdot h'') + (M_{C3} \cdot h''')}{h}$	
M _{C TOTAL}	488012,1 kg-cm

2. EVALUACIÓN DE RESISTENCIA LONGITUDINAL (M_w)

Considerando Ref. Long: **2 Barras #6**
6 Barras #3

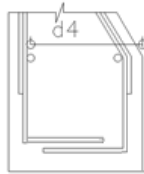
Ø: 1.0 → Caso de Evento Extremo. Ver Numeral 1.3.2.1 CCP-14

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	
Ø	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	
Ø	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
ϕ	1,0
M_{W3}	43356,3 kg·cm

15,0 cm



$M_{W1}+M_{W2}+M_{W3}$	
$M_{W\text{ TOTAL}}$	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

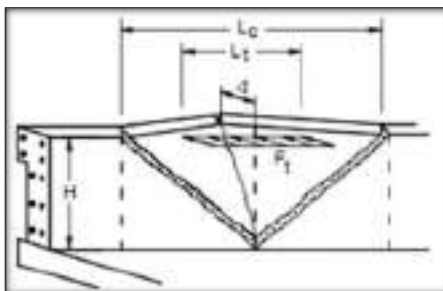
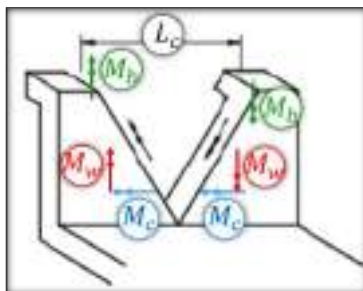


Figura CA 13.3.1-1 - Análisis mediante líneas de fluencia de un muro de hormigón para el caso de un impacto dentro de un segmento de muro - CCP-14

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

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t} \right) \left(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H} \right)$$

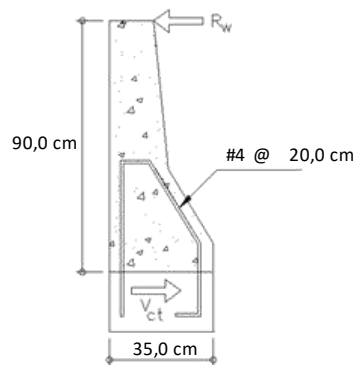
Ec. A13.3.1-1 - CCP-14

→ 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

$$l_{hb} = \frac{100 d_b}{\sqrt{f'c}}$$

Ec. 5.11.2.4.1-1 - CCP-14

Factor de modificación (Numeral 5.11.2.4.2 - CCP-14)

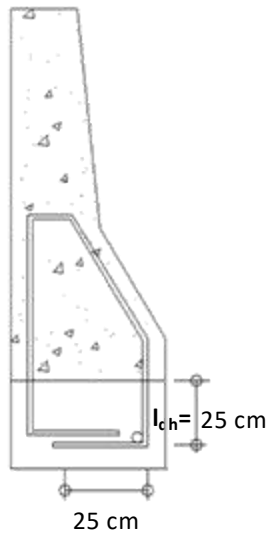
Recubrimiento ≥ 64 mm → Factor de modificación: **0,7**

$l_{dh} = 0.7 \cdot l_{hb}$	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!
---------------------------	---------	-----



Nota:

Las barras terminadas en gancho deben además extenderse mínimo:

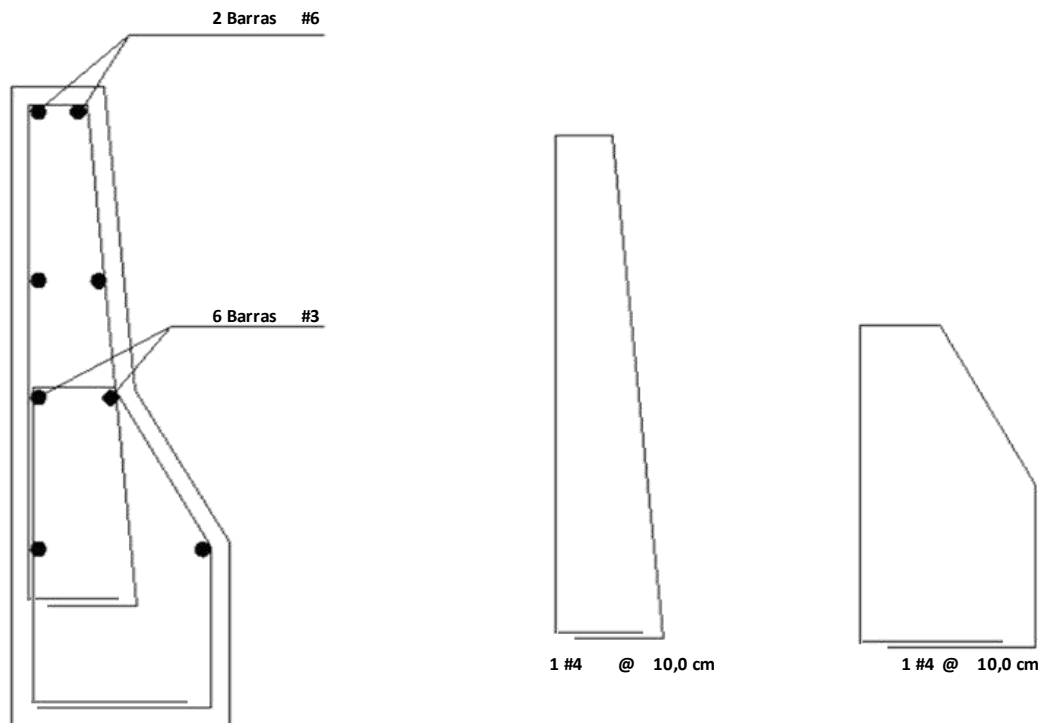
$$12_{db} + 4_{db} = 20,3 \text{ cm} \rightarrow \text{(Figura C5.11.2.4-1 - CCP-14)}$$

Escogido 25,0 cm



21 DISEÑO BARRERA NEW JERSEY – ZONA EN EXTREMOS



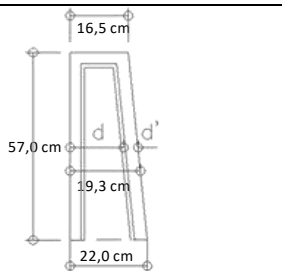


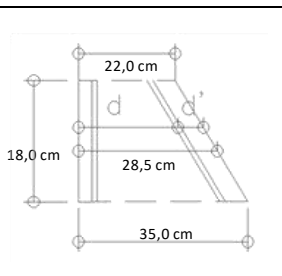
1. EVALUACIÓN DE RESISTENCIA TRANSVERSAL M_c

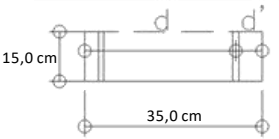
Utilizando franjas de 1.0m de ancho:

Considerando Ref. Transv: #4 @ 10,0 cm $\rightarrow A_s: 12,7 \text{ cm}^2$

$\emptyset: 1.0 \rightarrow$ Caso de Evento Extremo. Ver Numeral 1.3.2.1 CCP-14

SECCIÓN ①		
d'	4,6 cm	
d	14,6 cm	
A_s	12,7 cm ²	
a	3,0 cm	
$\emptyset$	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	
$\emptyset$	1,0	
M_{c2}	1190429,1 kg-cm	

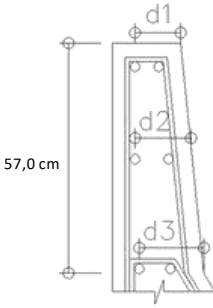
SECCIÓN ③		
d'	4,6 cm	
d	30,4 cm	
A _s	12,7 cm ²	
a	3,0 cm	
∅	1,0	
M _{c3}	1536256,9 kg·cm	

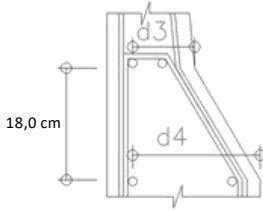
$\frac{(M_{c1} \cdot h') + (M_{c2} \cdot h'') + (M_{c3} \cdot h''')}{h}$	
M _{c TOTAL}	936378,6 kg·cm

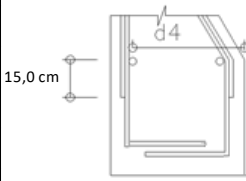
2. EVALUACIÓN DE RESISTENCIA LONGITUDINAL (M_w)

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	
∅	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

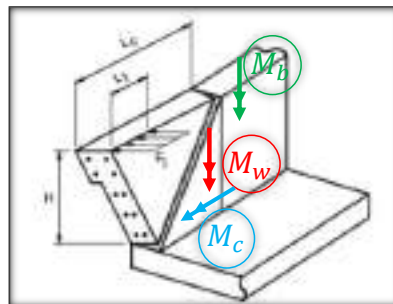


Figura CA 13.3.1-1 - Análisis mediante líneas de fluencia de un muro de hormigón para el caso de un impacto cerca al extremo de un segmento del muro - CCP-14

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

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t} \right) \left(M_b + M_w + \frac{M_c L_c^2}{H} \right)$$

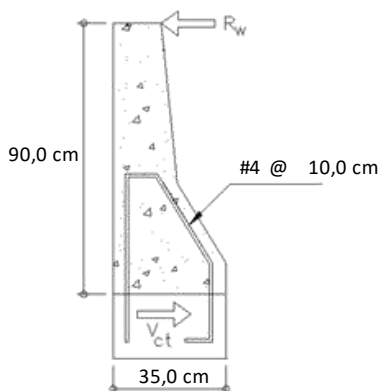
Ec. A13.3.1-3 - CCP-14

→ 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} → Numeral A13A.2-1 - CCP14

V_{ni} → 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)

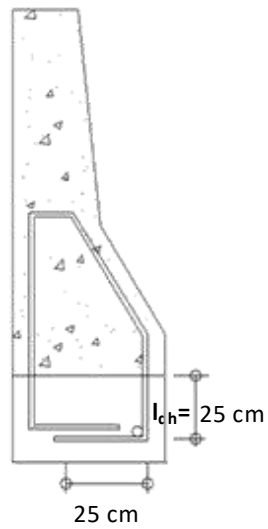
Recubrimiento ≥ 64 mm → Factor de modificación: **0,7**

$l_{dh} = 0.7 \cdot l_{hb}$	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 $25,0 \text{ cm}$