ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA INTERVENCIÓN DE UN MURO DE PIEDRA EN LA CARRERA 10 ENTRE CALLES 13ª Y 15 EN EL MUNICIPIO DE TUNJA DEPARTAMENTO DE BOYACA.

VOLUMEN III – ESTUDIOS Y DISEÑOS ESTRUCTURALES

PRESENTADO POR:

SOLICITADO POR:

BUCARAMANGA, DICIEMBRE 2022

CONTENIDO

1. INTRODUCCION 6

2. NORMATIVIDAD.....7

2.1 ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES DE DISEÑO 11

3. DISEÑO DE MURO EN CONCRETO CON CONTRAFUERTES.....13

3.1 ANÁLISIS DE LAS OBRAS.....14

3.1.1 DIMENSIONAMIENTO MURO H= VARIABLE ENTRE 3.5 M Y 2.63 M (PANTALLA DE 3.5 METROS, 0.5 METROS DE ZARPA – DENTELLON DE 1.2) 14

3.1.2 ANÁLISIS E CARGAS Y ESFUERZOS 15

3.1.3 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS 25

3.1.4 DIMENSIONAMIENTO MURO H= VARIABLE ENTRE 3.5 M Y 2.63 M (PANTALLA DE 3.15 METROS, 0.5 METROS DE ZARPA – DENTELLON DE 1.2) 33

3.1.5 ANÁLISIS E CARGAS Y ESFUERZOS 34

3.1.6 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS 36

3.1.7 DIMENSIONAMIENTO MURO H= VARIABLE ENTRE 3.5 M Y 2.63 M (PANTALLA DE 2.63 METROS, 0.5 METROS DE ZARPA – DENTELLON DE 1.2) 43

3.1.8 ANÁLISIS E CARGAS Y ESFUERZOS 44

3.1.9 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS 46

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Sección muro.....15
Figura 2. Sección muro.....17
Figura 3. Empujes aplicados 18
Figura 4. Momentos máximos en la estructura grupo I 18
Figura 5. Cortantes máximos en la estructura grupo I.....19
Figura 6. Momentos máximos en la estructura grupo I 20
Figura 7. Cortante máximos en la estructura grupo I 20
Figura 8. Momentos máximos en la estructura.....21
Figura 9. Cortante máximo en la estructura 21
Figura 10. Momentos máximos en la estructura.....22
Figura 11. Cortantes máximos en la estructura.....22
Figura 12. Momentos máximos en la estructura.....23
Figura 13. Cortante máximos en la estructura.....23
Figura 14. Momentos máximos en la estructura.....24
Figura 15. Cortante máximo en la estructura grupo 24
Figura 16. Momentos máximos en la estructura zapata (Mmax= 196 KN.M).....28
Figura 17. Cortante máximo en la estructura zapata (Vmax= 78 KN) 28
Figura 18. Momentos máximos en la estructura dentellón 31
Figura 19. Cortante máximo en la estructura dentellón.....31
Figura 20. Sección muro.....34
Figura 21. Sección muro.....44

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Combinaciones de carga y factores de carga 8

Tabla 2 Factores de carga para cargas permanentes, γp 9

1. INTRODUCCION

Con la necesidad de dar seguimiento y oportuna intervención al muro en mampostería de carga ubicado en el área de preservación del centro histórico de la ciudad de Tunja frente a la iglesia de san Laureano en la carrera 10 entre calles 13ª – 15 se adelanta los respectivos estudios, diseños y obras que permitan reducir el riesgo y dar tranquilidad a los transeúntes de circulan por el sector, teniendo en cuenta que se evidencia una falla de tipo volcamiento en uno de los costados del muro.

Entre los estudios y diseños se contempla la ejecución del estudio geotécnico, herramienta fundamental en la interpretación del origen y características de los materiales del subsuelo y su incidencia en los problemas que se han presentado en el sector, que afectan el desarrollo y adaptación de obras ingenieriles en la zona.

A partir de la recuperación de muestras de sondeos de tipo apiques y perforaciones, de los resultados de ensayos de granulometría con lavado, humedad natural, límites de Atterberg, y corte directo, y la interpretación de las líneas de refracción sísmica y el análisis multicanal de ondas superficiales (MASW) se establecerán las características de los materiales, se define el perfil sísmico y se determina el modelo del subsuelo, fundamentales en la recomendación geotécnica y diseño de estructuras.

En el presente informe se expone las memorias de cálculo de la alternativa de un muro de concreto

2. NORMATIVIDAD

El análisis y diseño fue realizado cumpliendo con la Normativa vigente para el diseño de estructuras NSR-10, Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCP-14.

El diseñador del muro ha escogido la alternativa que ofrece el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes-CCDSP14 en su Artículo 3.4 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES, donde se especifica para la evaluación de la estabilidad general de rellenos contenidos, así como taludes de tierra con o sin cimentaciones superficiales o profundas se debe investigar en el estado límite de servicio basándose en las combinaciones de carga expuestas en el código.

- **COEFICIENTES DE COMBINACIÓN DE CARGAS**

En la Tabla 1 y Tabla 2 se presentan los factores de carga utilizados para el estado límite de servicio y el estado límite de resistencia.

Las combinaciones críticas son aquellas que incluyen sobrecarga o sismo, como son los grupos de Servicio I y Evento Extremo I, sin embargo, para el análisis se realizan todas las combinaciones establecidas en el código.

Teniendo en cuenta el CCP-14 para la evaluación de la resistencia de muros contra el deslizamiento se aplica la carga horizontal de suelo en el muro de contención se multiplicaría por $\gamma_{pmáx}$ (1.35) para una distribución de presión de suelo en reposo porque la fuerza resulta en una fuerza más crítica de deslizamiento en la base del muro.

Tabla 1 Combinaciones de carga y factores de carga

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)	γp	1,75	1,0	-	-	1,0	0,5/1,2	γTG	γSE	-	-	-	-	-
Resistencia II	γp	1,35	1,0	-	-	1,0	0,5/1,2	γTG	γSE	-	-	-	-	-
Resistencia III	γp	-	1,0	1,4	-	1,0	0,5/1,2	γTG	γSE	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γp	-	1,0	-	-	1,0	0,5/1,2	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γp	1,35	1,0	0,4	1,0	1,0	0,5/1,2	γTG	γSE	-	-	-	-	-
Evento extremo I	γp	γEQ	1,0	-	-	1,0	-	-	-	1,0	-	-	-	-
Evento extremo II	γp	0,5	1,0	-	-	1,0	-	-	-	-	1,0	1,0	1,0	1,0
Servicio I	1,0	1,0	1,0	0,3	1,0	1,0	1,0/1,2	γTG	γSE	-	-	-	-	-
Servicio II	1,0	1,3	1,0	-	-	1,0	1,0/1,2	-	-	-	-	-	-	
Servicio III	1,0	0,8	1,0	-	-	1,0	1,0/1,2	γTG	γSE	-	-	-	-	-
Servicio IV	1,0	-	1,0	0,7	-	1,0	1,0/1,2	-	1	-	-	-	-	-
Fatiga I- Sólo LL, IM&CE	-	1,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga I II- Sólo LL, IM&CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: CCP-14 Tabla 3.4.1-1

Tabla 2 Factores de carga para cargas permanentes, γp

Tipo de Carga, tipo de Cimentación, y Método para Calcular la fricción negativa		Factor de Carga	
		Máximo	Mínimo
DC: Sólo Resistencia IV		1,25	0,9
DC: Componentes y Accesorios		1,5	0,9
DD: Fricción negativa	Pilas, Método a Tomlinson	1,4	0,25
	Pilas, Método I	1,05	0,3
	Pozos perforados, Método O´Neil and Reese (1999)	1,25	0,35
DW: Superficie de rodadura e instalaciones		1,5	0,65
EH: Presión horizontal de suelo			
Activa		1,5	0,9
En reposo		1,35	0,9
AEP para muros anclados		1,35	N/A
EL: Tensiones residuales de construcción		1	1
EV: Presión vertical de suelo			
Estabilidad general		1	N/A
Muros de Contención y Estribos		1,35	1
Estructuras Rígidas Enterradas		1,3	0,9
Marcos Rígidos			
Estructuras Flexibles Enterradas			
Alc. Metálicas y Alc. Estructurales Corrugas Profundas		1,5	0,9
Alc. Termoplásticas		1,3	0,9
Todas las demás		1,95	0,9
ES: Sobrecarga de suelo		1,5	0,75

Fuente: CCP-14 Tabla 3.4.1-2

Es= Empuje sobrecarga

Eh=Empujes del suelo.

Ehw=Presion hidrostática

De acuerdo a la tabla anteriormente expuesta las combinaciones de carga para el estado límite de servicio corresponden a 1.0 en todos los casos, debido a esto el estado límite de servicio presenta la siguiente combinación de carga:

COMBINACIÓN DE CARGA CON VALORES MÁXIMOS

Empujes mediante la combinación por servicio (MÁXIMOS):

ΣH=1.0DC+1.0 ES +1.0 EH +1.0 EHW

Empujes mediante la combinación por resistencia (MÁXIMOS):

En estado límite de resistencia se solicita emplear el γp máximo y mínimo, de acuerdo a la tabla 2, el γp para cada uno de los empujes corresponde a:

DC=1.25

ES=1.5

EH reposo=1.35

EHW=1.0

De acuerdo a las combinaciones de carga anteriormente nombradas para el estado límite de resistencia se desarrolla de la siguiente manera:

ΣH=1.25DC+1.5 ES + 1.35 EH +1 EHW

Empujes y momentos de la combinación evento extremo I por metro de muro (MÁXIMOS):

DC=1.25

ES=1.5

EH reposo=1.35

EHW=1.0

EQ=1.0

ΔED=1.0

Evento Extremo I:1.25DC**+** 1.5 ES + 1.35 EH + 1.0EHW +1.0 EQ + 1.0 ΔED

COMBINACIÓN DE CARGA CON VALORES MÍNIMOS PARA RESISTENCIA Y EVENTO EXTREMO

Empujes mediante la combinación por servicio (MÍNIMOS):

ΣH=1.0DC+1.0 ES +1.0 EH +1.0 EHW (RESISTENCIA)

Empujes mediante la combinación por resistencia (MÍNIMOS):

De acuerdo a la tabla anterior, la combinación de carga en condiciones mínimas para cada uno de los empujes analizados corresponde a:

DC=0.9

ES=0.75

EH reposo=0.9

EHW=1.0

ΣH=0.9DC+0.75 ES +0.9 EH +1.0 EHW (RESISTENCIA)

Empujes y momentos de la combinación evento extremo I por metro de muro (MÍNIMOS):

De acuerdo a la tabla 2 los coeficientes de carga en casa caso corresponde a:

DC=0.9

ES=0.75

EH reposo=0.9

EHW=1.0

ΣH=0.9DC+0.75 ES +0.9 EH +1.0 EHW+1.0EQ+1.0 ΔED (EVENTO EXTREMO)

2.1 ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES DE DISEÑO

Concreto: f´c = 21 MPa = 210 Kg /cm$_2$ Vástago, zarpa y dentellon

- Relación A/C=0.50
- Cemento en una proporción mínima de 330Kg/m$_3$ de concreto
- Tamaño de los agregados entre 1” y 1½” (para el muro)

- f´c = 14 MPa = 140 Kg /cm2. Para concreto de limpieza entre el suelo de fundación y el concreto colocado “in situ”.

Acero refuerzo: fy = 60.000 PSI = 420 MPa = 4.200 Kg/cm2 para Ø>=3/8”
fy = 34.000 PSI = 240 MPa = 2.400 Kg/cms2 para Ø =1/4”
Es= 205939.65 MPa

Módulo de elasticidad:

$$E_c = 0.043 K_1 w_c^{1.5} \sqrt{f_c'}$$

$$E_c = 23170\ MPa$$

3. DISEÑO DE MURO EN CONCRETO CON CONTRAFUERTES

En el presente capítulo se expone el análisis y diseño de las obras de estabilidad propuesta para la recuperación del muro en mampostería ubicado en el área de preservación del centro histórico de la ciudad de Tunja frente a la iglesia de san Laureano en la carrera 10 entre calles 13ª y 15, a continuación, se presenta el análisis estructural ejecutado para el diseño de la obra de estabilidad en base a las especificaciones definidas por el CCP-14.

ASPECTOS DE RESISTENCIA

Peso unitario:	ɣ=20 kN/m3
Angulo de fricción del suelo	φ=25°
Coeficiente de empuje activo (suelo):	Ka=0.431
Coeficiente de empuje pasivo (suelo):	Kp=2.320
Coeficiente de empuje neutro (suelo):	Ko=0.625
Coeficiente de empuje activo dinámico (suelo)	Kae= 0.522
Aceleración sísmica:	A = 0.256

Se Analizará los empujes de tierra por Coulumb

Parámetros geotécnicos del suelo de Fundación.

Peso unitario del suelo de fundación (Formación Bogotá) γ = 19.5 kN/m3

Angulo de fricción suelo de fundación (Formación Bogotá) Φ = 25°

- **CARGAS PERMANENTES**
  - Peso propio.
  - Los empujes horizontales se determinaron a partir del método de Coulomb empleando el coeficiente de presión de tierra en reposo y se comparó con las fuerzas generadas en el modelo de estabilidad en condición saturada.

- **CARGAS TEMPORALES**

CARGA VIVA (L)

- Se considera una carga vertical, derivada de la carga de tráfico que actúa adyacente al muro sobre la banca de la vía, aunque no genera ninguna afectación sobre el muro. Esta presión se ha considerado como lo recomienda el CCP/14, una presión generada por una sobre altura en el relleno de 60cm.

  L = 1.10 Ton/m2

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
≥ 20000	600	600

- **MATERIALES**

- Concreto Muros Pantalla f'c=21 Mpa
- Concreto de Limpieza f'c=14.5 Mpa
- Acero de Refuerzo fy=420 Mpa

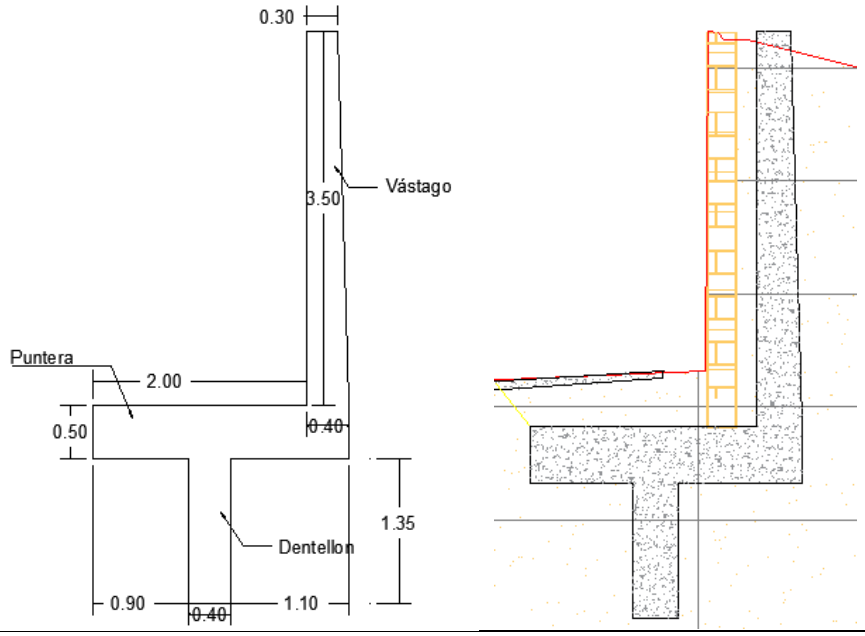
3.1 ANÁLISIS DE LAS OBRAS

3.1.1 DIMENSIONAMIENTO MURO H= VARIABLE ENTRE 3.5 M Y 2.63 M (PANTALLA DE 3.5 METROS, 0.5 METROS DE ZARPA – DENTELLON DE 1.2)

En la Figura 1 se observa el dimensionamiento del muro de contención

Longitud total Muro 28.33 m (2 módulos de 10 m y 1 módulo de 8.33 m)

Figura 1. Sección muro



Fuente: Consultor

3.1.2 ANÁLISIS E CARGAS Y ESFUERZOS

A. CARGAS PERMANENTES:

CARGAS MUERTAS				
PESO DE LA ESTRUCTURA				**Pto aplicación X (m)**
Peso Propio del Vastago (Area 1)	**WV1**	28.80	kN/m	2.15
Peso Propio del Vastago (Area 2)	**6.00**	9.60	kN/m	2.33
Peso Propio de la Zarpa (Area 3)	**WV3**	28.80	kN/m	1.2
Peso Propio del Dentellón (Area 4)	**WV4**	12.96	kN/m	2.20
PESO DEL SUELO DE RELLENO				
Peso Propio del relleno tras dos (Area 10)	**WS10**	-	kN/m	2.40
Peso propio del agua en el relleno trasdos	**WHV**	-	kN/m	2.40

CARGAS TEMPORALES	**Pto aplicación X (m)**

CARGAS VIVAS				
Sobre carga	**Ws20**	10	kN/m	2.40
PESO DEL SUELO DE RELLENO				
Peso Propio del relleno intrasdos (Area 11)	**WS11**	19.50	kN/m	1

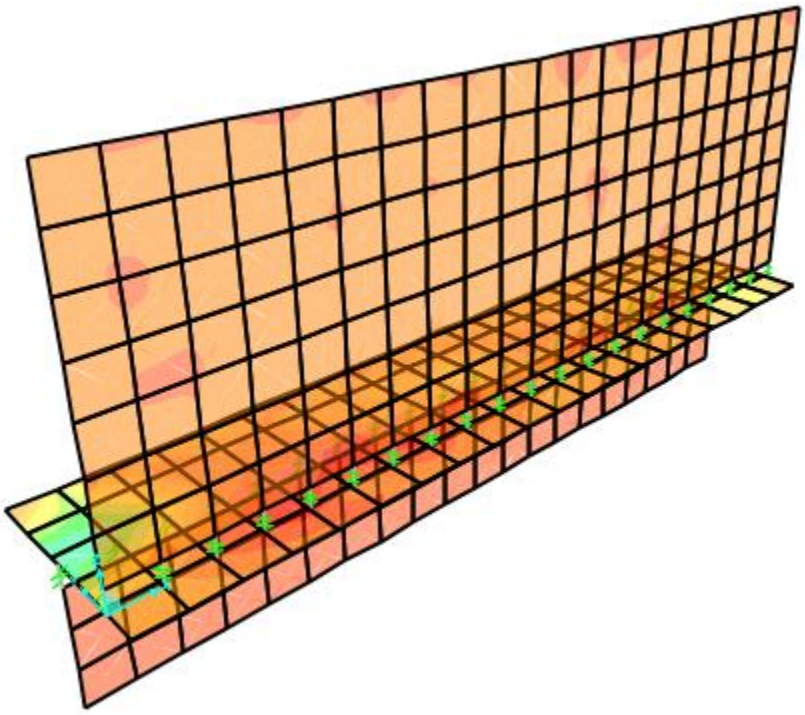
B. EMPUJES

2.1 PRESION LATERAL DEL SUELO			**Pto aplicación X (m)**
2.1.1 Coeficiente presión de tierras activa (Ka)	0.431	r	2.12601
2.1.2 Coeficiente presión de tierras pasiva (Kp)	2.320		
2.1.3 Coeficiente presión de tierras en reposos (Ko)	0.625		
2.1.2 Presión Lateral del suelo (EH)	69.0	kN/m	
2.1.3 Punto de aplicació Y	1.33	m	
2.1.3 Punto de aplicació X	-	m	
2.2 PRESION POR SOBRECARGA			**Pto aplicación X (m)**
2.2.1 Coeficiente presión de tierras activa (Ka)	0.431	r	2.126
2.2.2 Coeficiente presión de tierras pasiva (Kp)	2.320		
2.2.3 Coeficiente presión de tierras en reposos (Ko)	0.625		
2.2.4 Presión Lateral por sobrecarga (ES)	6.25	kN/m	
2.2.5 Punto de aplicació Y	2.000	m	
2.2.6 Punto de aplicació X	-	m	
2.3 PRESION HIDROESTATICA			
2.3.1 Presión Lateral Hidroestatico (EH)	20.000	kN/m	
2.3.2 Punto de aplicació Y	1.333	m	
2.3.3 Punto de aplicació X	-	m	
2.4 PRESIÓN SISMICA			
2.4.1 Coeficiente presión de tierras activa (Ka)	0.431	r	2.126
2.4.2 Coeficiente presión de tierras pasiva (Kp)	2.320		
2.4.3 Coeficiente presión de tierras en reposos (Ko)	0.625		
2.4.4 Coeficiente presión de tierras sismica (K_{AE})	0.522	ж	1.945
2.4.4.1 Angulo θ	5.7		
2.4.5 Presión Lateral por sismo + estatica (P_{AE})	83.52	kN/m	
2.4.6 ΔP_{AE}	14.55		
2.4.7 Punto de aplicació Y	2.400	m	
2.4.8 Punto de aplicació X	-	m	

2.5 PRESIÓN SISMICA POR EFECTOS INERCIAL DEL MURO Y DEL RELLENO			
2.5.1 Coeficiente presión de tierras activa (Ka)	0.431	г	2.126
2.5.2 Coeficiente presión de tierras pasiva (Kp)	2.320		
2.5.3 Coeficiente presión de tierras en reposos (Ko)	0.625		
2.5.4 Coeficiente presión de tierras sismica (K_{AE})	0.522	ж	1.945
2.5.4.1 Angulo θ	5.711		
2.5.5 Presión Lateral por sismo en el muro (P_{AE})	8.016	kN/m	
2.5.6 Punto de aplicació Y	1.225	m	
2.5.7 Punto de aplicació X	0.903	m	
2.5.8 Presión Lateral por sismo en el relleno (P_{AE})	-	kN/m	
2.5.9 Punto de aplicació Y	2.250	m	
2.5.10 Punto de aplicació X	-	m	

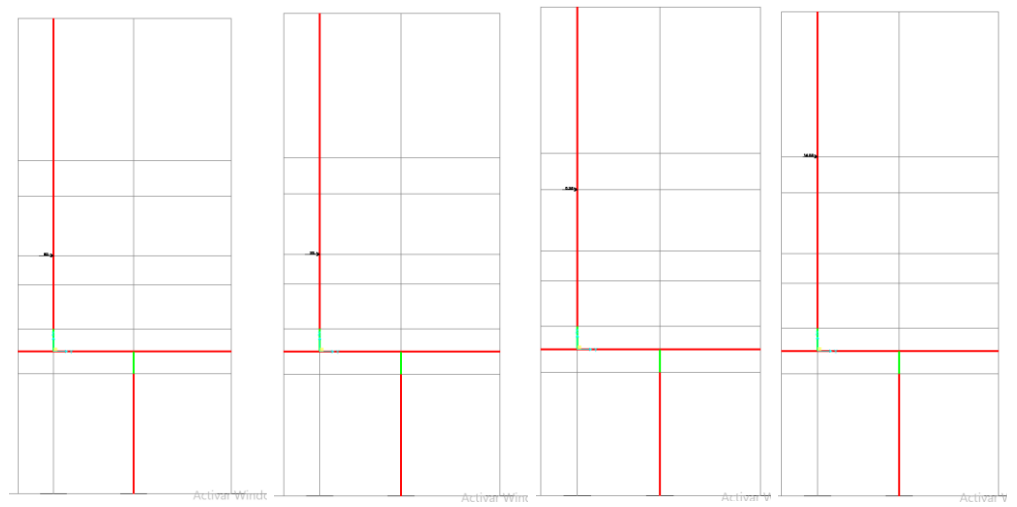
En la siguiente imagen se expone el modelo implementado en el software SAP 2000 para la evaluación de los momentos y cortantes para cada uno de los grupos analizados.

Figura 2. Sección muro.



Fuente: Consultor

Figura 3. Empujes aplicados

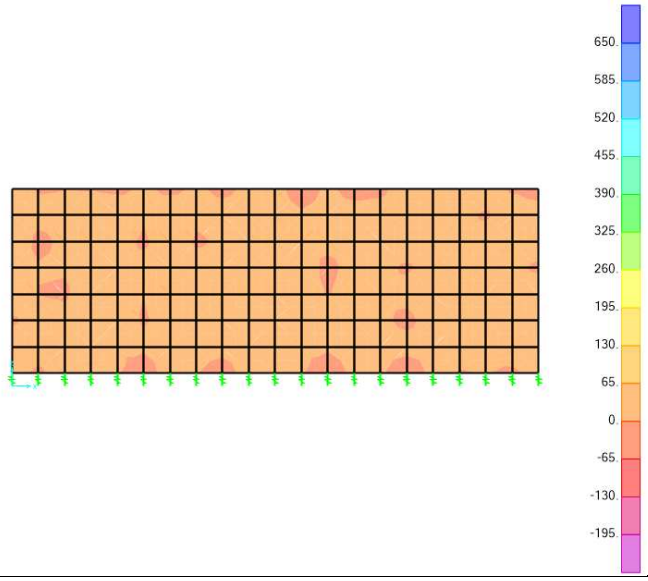


EH (KN/m) EHw (KN/m) Es (KN/m) ED(KN/m)

Fuente: Consultor.

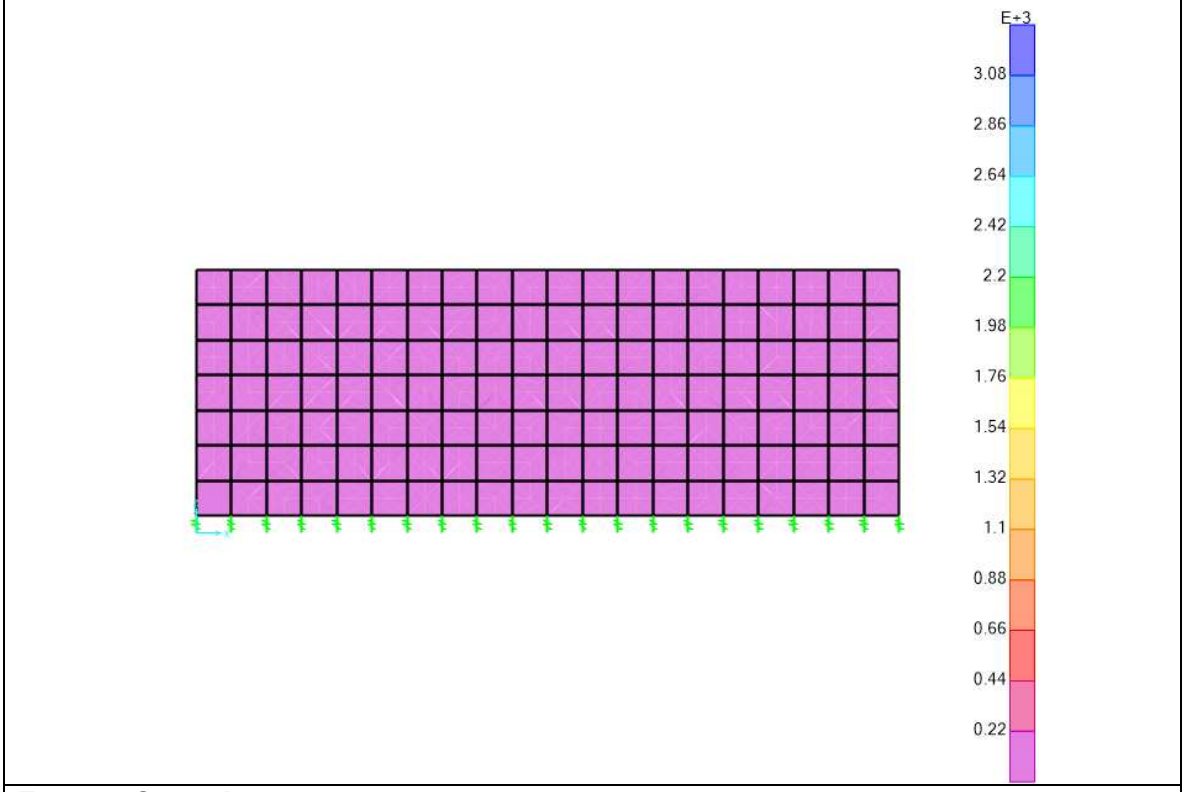
RESULTADOS DEL GRUPO SERVICIO 1

Figura 4. Momentos máximos en la estructura grupo I



Fuente: Consultor

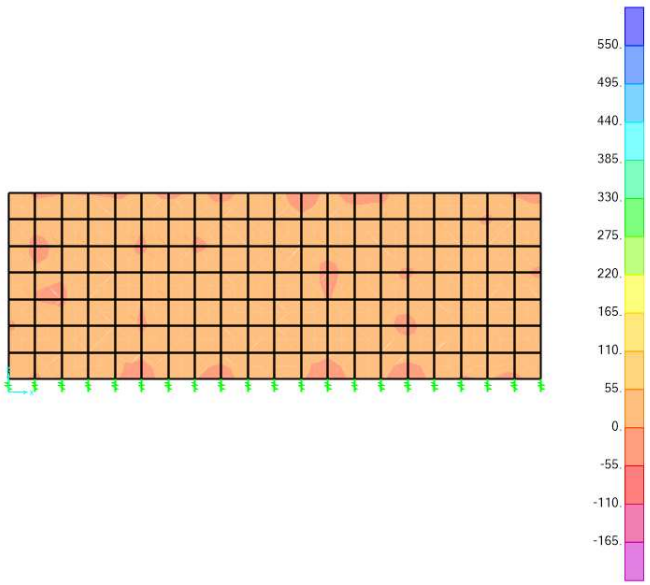
Figura 5. Cortantes máximos en la estructura grupo I



Fuente: Consultor

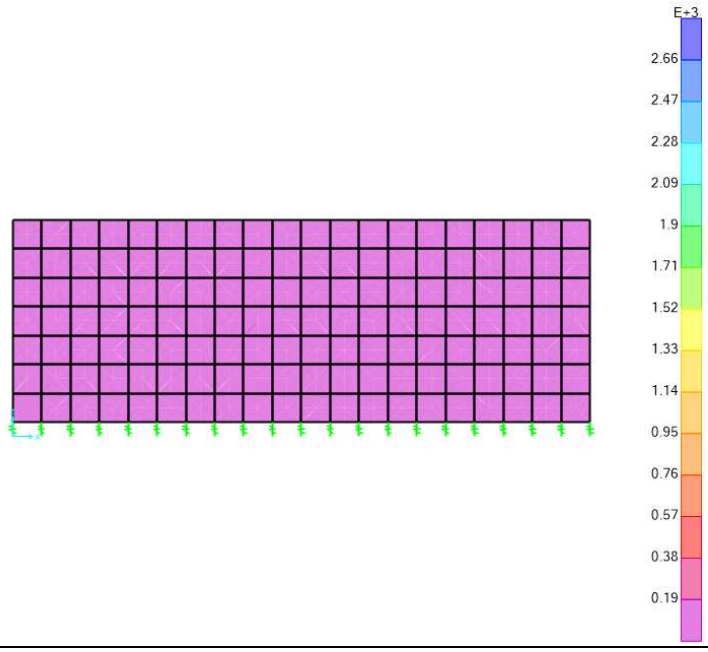
RESULTADOS DE RESISTENCIA

Figura 6. Momentos máximos en la estructura grupo I



Fuente: Consultor

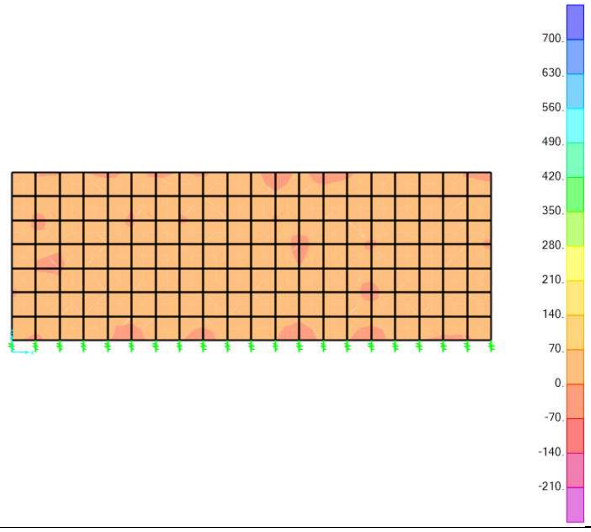
Figura 7. Cortante máximos en la estructura grupo I



Fuente: Consultor

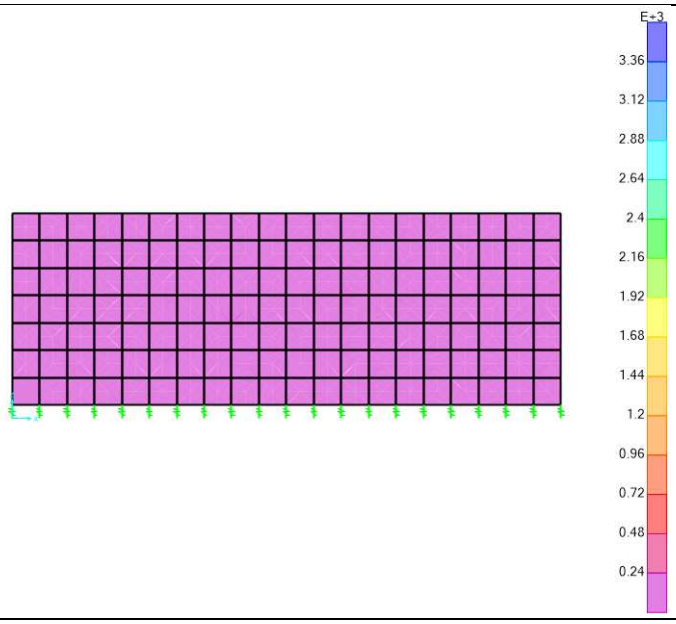
RESULTADOS DEL LA COMBINACIÓN DE CARGA CORRESPONDIENTE A EVENTO EXTREMO I

Figura 8. Momentos máximos en la estructura



Fuente: Consultor

Figura 9. Cortante máximo en la estructura

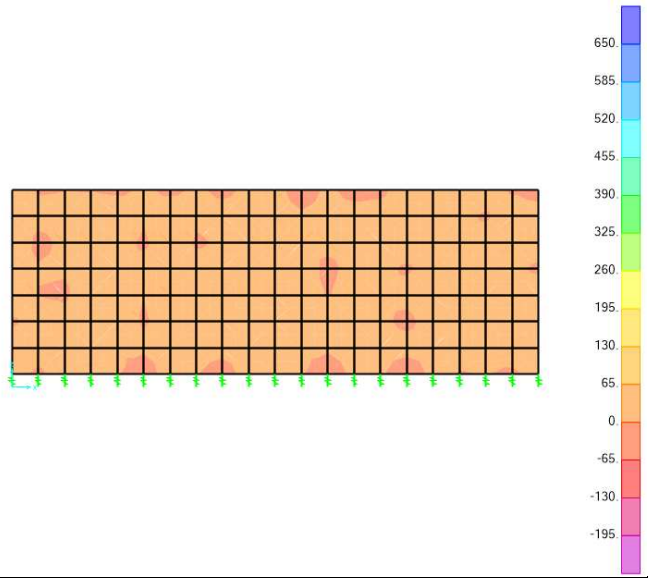


Fuente: Consultor

RESULTADOS DE LA COMBINACIÓN DE CARGA (MAXIMOS).

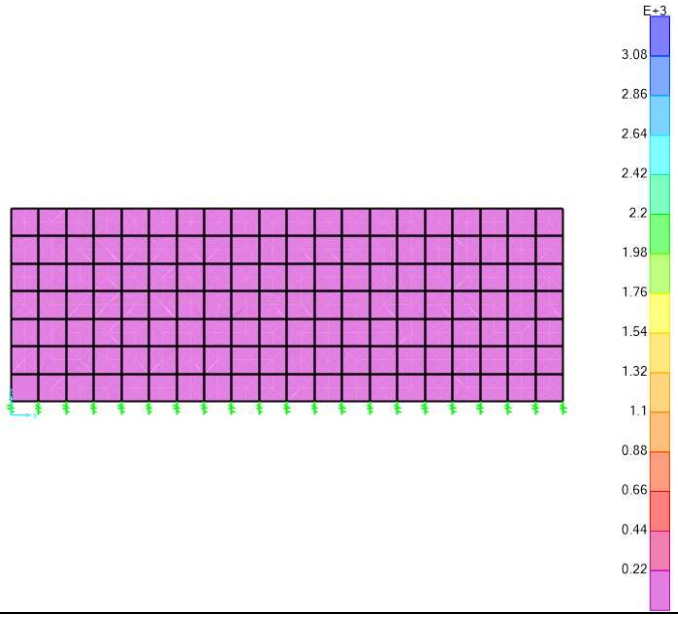
RESULTADOS DEL GRUPO SERVICIO 1

Figura 10. Momentos máximos en la estructura



Fuente: Consultor

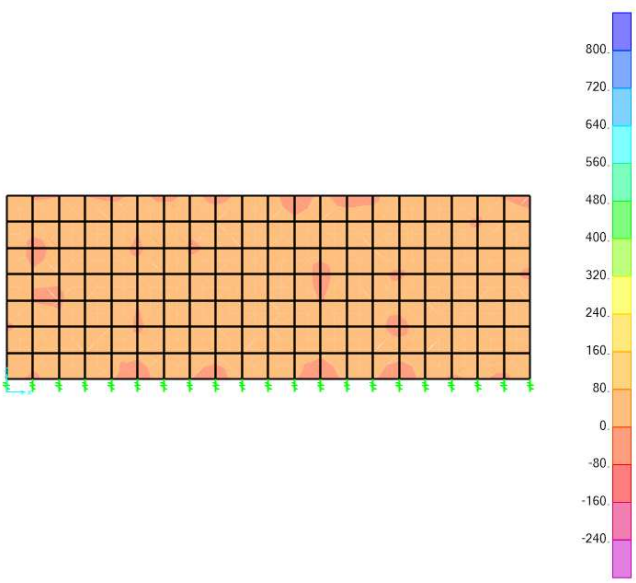
Figura 11. Cortantes máximos en la estructura



Fuente: Consultor

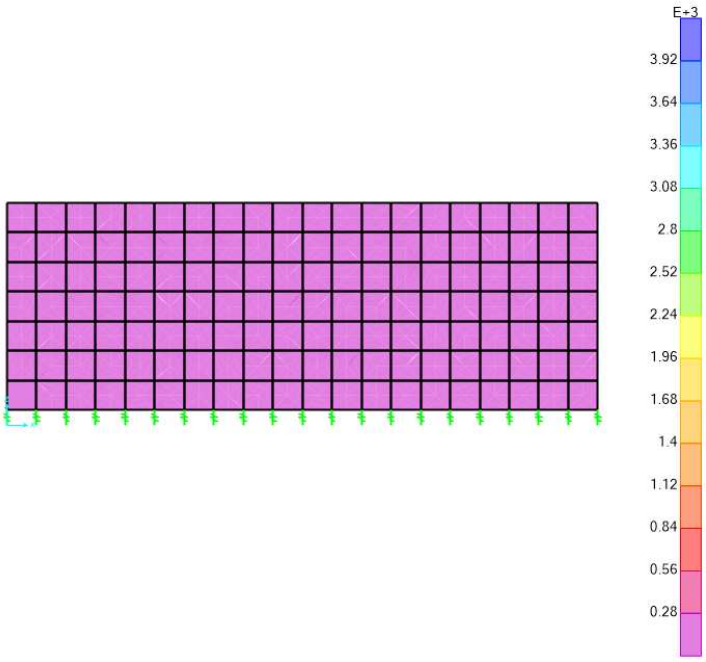
RESULTADOS DE RESISTENCIA

Figura 12. Momentos máximos en la estructura



Fuente: Consultor

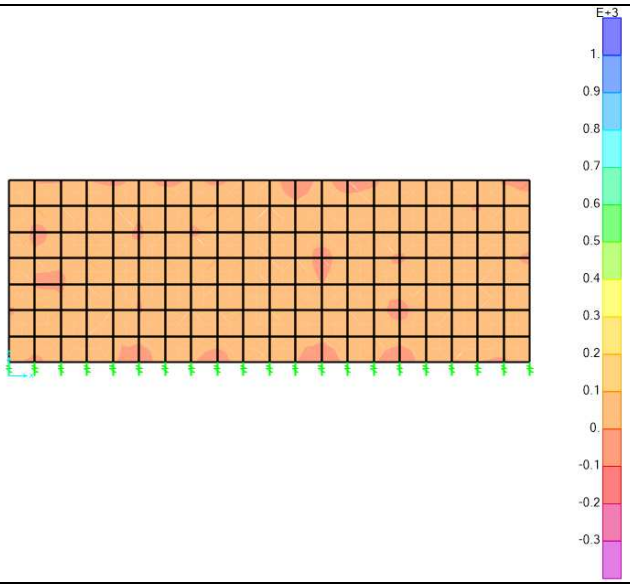
Figura 13. Cortante máximos en la estructura



Fuente: Consultor

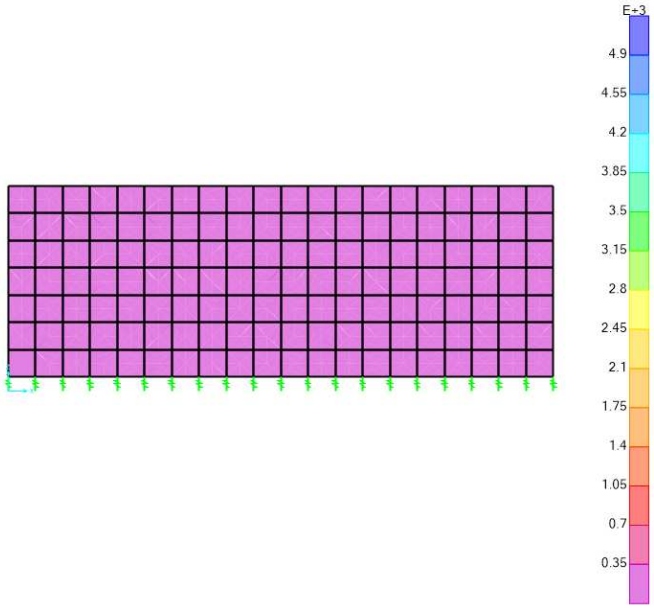
RESULTADOS DEL LA COMBINACIÓN DE CARGA CORRESPONDIENTE A EVENTO EXTREMO I

Figura 14. Momentos máximos en la estructura



Fuente: Consultor

Figura 15. Cortante máximo en la estructura grupo



Fuente: Consultor

3.1.3 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS

PANTALLA

SERVICIO	1.0EH+1.0*ES+1.0*WA	
CORTANTE EN LA BASE	72.0	KN/m
MOMENTO EN LA BASE	86.3	KN-m/m
CORTANTE EN LA MITAD	20.9	KN/m
MOMENTO EN LA MITAD	13.4	KN-m/m

EVENTO EXTREMO	Yp*EH+Yp*ES+WA+1.0*EQ	
CORTANTE EN LA BASE	106.9	KN/m
MOMENTO EN LA BASE	136.5	KN-m/m
CORTANTE EN LA MITAD	33.56	KN/m
MOMENTO EN LA MITAD	23.05	KN-m/m

RESISTENCIA	Yp*EH+Yp*ES+1.0WA	
CORTANTE EN LA MITAD	91.9	KN/m
MOMENTO EN LA MITAD	110.3	KN-m/m
CORTANTE EN LA MITAD	26.9	KN/m
MOMENTO EN LA MITAD	17.2	KN-m/m

CALCULO DEL REFUERZO DEL VASTAGO				
ELEMENTO	**BASE DEL VASTAGO**		**MITAD DEL VASTAGO**	
DESCRIPCIÓN	**EXT**		**EXT**	
Fy=	4200	kg/cm²	4200	kg/cm²
f'c=	210	kg/cm²	210	kg/cm²
Mu^{+}=	13.65	ton-m	2.30	ton-m
Mu^{+}=	15.17	ton-m	2.56	ton-m
h=	40	cm	40	cm
b=	100	cm	100	cm
d=	34	cm	34	cm
r =	0.00363		0.00059	
As requerido	12.3	cm²	2.0	cm²
As suministrado	13.7	cm²	11.2	cm²
Usando	#6		#6	
	2.87	cm²	2.87	cm²
Usar #6@	0.209m		Usar #6 @ 0.256m	

Verificación de Esfuerzos Admisibles

M = 8.03 ton-m

b= 100 cm

d= 34 cm

As suministrado 13.70 cm²

r = 0.00403

Es= 2040000 kg/cm²

Ec= 188388 kg/cm²

n= 11

k= 0.255

j 0.915

fs= 1884 kg/cm² < 1900kg/cm² Ok

fc= 60 kg/cm² < 95kg/cm² Ok

Distribucion del refuerzo (Control de Fisuras)

A= 251.3 cm²

dc = 5.0 cm

Z= 20327 kg/cm < 20500kg/cm Ok

VERIFICACIÓN DEL CORTANTE EN LA BASE DEL VASTAGO				
Vud=	10.69	ton		
b=	100	cm		
d=	34	cm		
u_u=	3.14	kg/cm²		
fu_c=	6.32	kg/cm² >	uu	Ok

$$r = \frac{1 - \sqrt{1 - 4 * \left(0.59 * \frac{Fy}{f'c}\right) * \left(\frac{Mu}{0.9 * b * d^2 * Fy}\right)}}{2 * (0.59 * \frac{Fy}{f'c})}$$

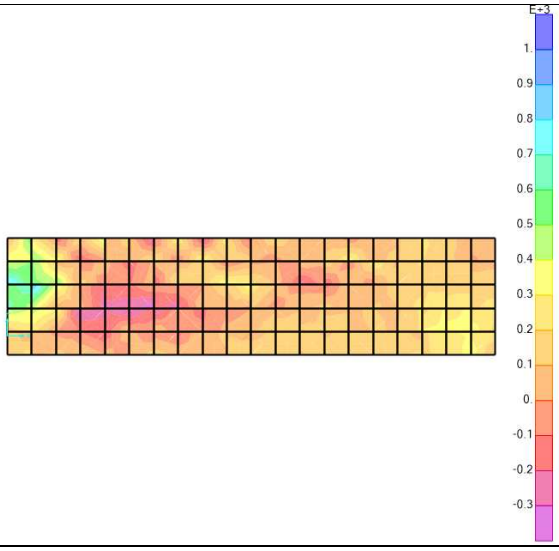
Cuando la cuantía es menor a la cuantía mínima, se diseñará con r=0.0033

Se emplea barran No. 6 espaciadas cada 20 cm en la base de la pantalla y barras No 6 espaciadas cada 25 cm en la altura restante de la pantalla.

PUNTERA

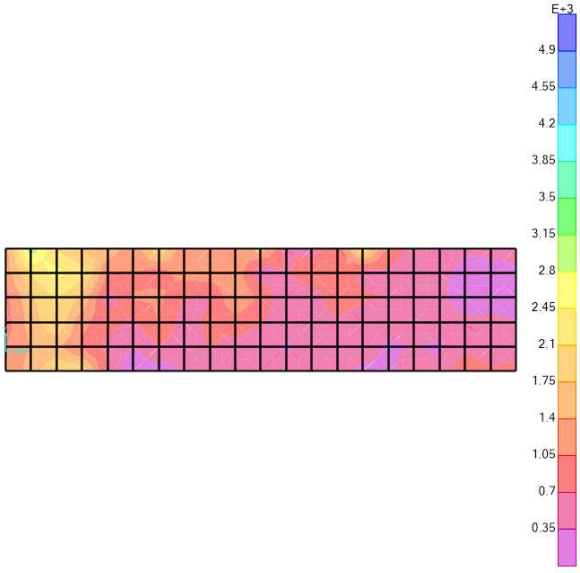
RESULTADOS DEL LA COMBINACIÓN DE CARGA CORRESPONDIENTE A EVENTO EXTREMO I

Figura 16. Momentos máximos en la estructura zapata



Fuente: Consultor

Figura 17. Cortante máximo en la estructura zapata



Fuente: Consultor

SERVICIO	1.0EH+1.0*ES+1.0*WA	
CORTANTE	67.4	KN/m
MOMENTO	67.4	KN-m/m
EVENTO EXTREMO		Yp*EH+Yp*ES+WA+1.0*EQ
CORTANTE	101.8	KN/m
MOMENTO	101.8	KN-m/m
RESISTENCIA		Yp*EH+Yp*ES+1.0WA
CORTANTE	101.8	KN/m
MOMENTO	101.8	KN-m/m

ELEMENTO	PUNTERA	
DESCRIPCIÓN	EXT	
Fy=	4200	kg/cm²
f'c=	210	kg/cm²
Mu^{+}=	10.18	ton-m
Mu^{+}=	11.31	ton-m
h=	50	cm
b=	100	cm
d=	44	cm
r =	0.00157	
As requerido	6.9	cm²
As suministrado	14.5	cm²

Área barras de 3/4” (No. 6) =2.87 cm2

Área barras de 3/4” (No. 6) = 2.87 cm2

Usar barras No 6 (3/4”) @ 20 cm

Para el acero secundario del puntero usar No 6 @20 cm.

Verificación de Esfuerzos Admisibles

M = 5.99 ton-m

b= 100 cm

d= 44 cm

As suministrado 14.50 cm²

r = 0.00330

Es= 2040000 kg/cm²

Ec= 188388 kg/cm²

n= 11

k= 0.234

j 0.922

fs= 1018 kg/cm² < 1900kg/cm² Ok

fc= 29 kg/cm² < 95kg/cm² Ok

Distribución del refuerzo (Control de Fisuras)

A= 237.4 cm²

dc = 5.0 cm

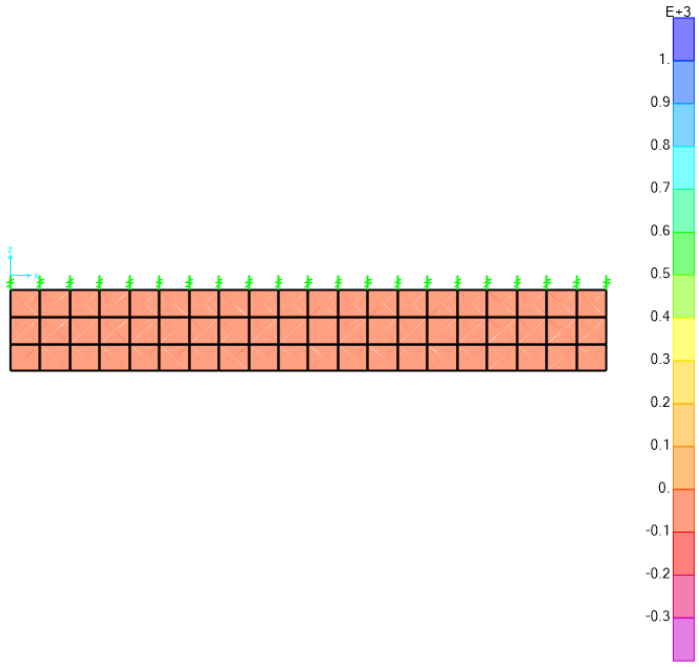
Z= 10775 kg/cm < 20500kg/cm Ok

VERIFICACIÓN DEL CORTANTE EN LA PUNTERA			
Vud=	10.18	ton	
b=	100	cm	
d=	44	cm	
u_u=	2.31	kg/cm²	
fu_c=	6.38	kg/cm²>uu	Ok

DENTELLON

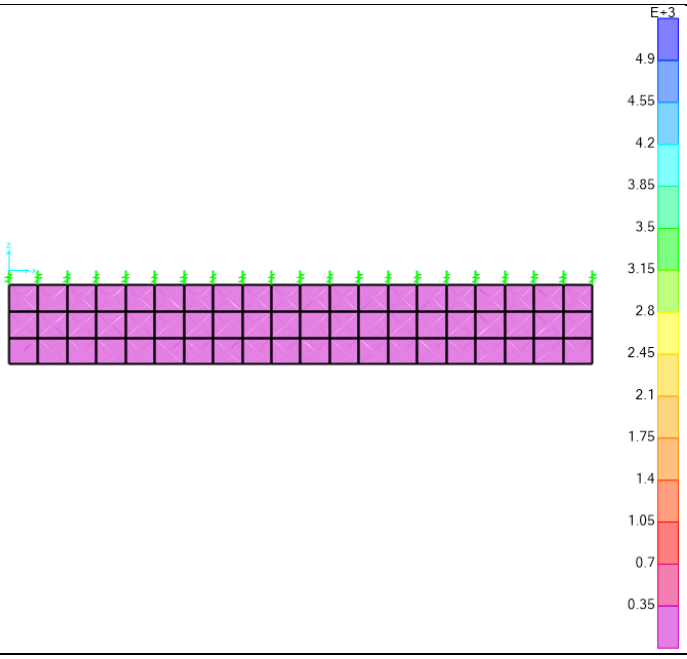
RESULTADOS DEL LA COMBINACIÓN DE CARGA CORRESPONDIENTE A EVENTO EXTREMO I

Figura 18. Momentos máximos en la estructura dentellón



Fuente: Consultor

Figura 19. Cortante máximo en la estructura dentellón



Fuente: Consultor

COMBINACIONES DE CARGA

SERVICIO 1.0EH+1.0*ES+1.0*WA

CORTANTE 11.1 KN/m

MOMENTO 18.0 KN-m/m

EVENTO EXTREMO Yp*EH+Yp*ES+WA+1.0*EQ

CORTANTE 16.6 KN/m

MOMENTO 14.6 KN-m/m

RESISTENCIA Yp*EH+Yp*ES+1.0WA

CORTANTE 15.0 KN/m

MOMENTO 13.5 KN-m/m

ELEMENTO	DENTELLON	
DESCRIPCIÓN	EXT	
Fy=	4200	kg/cm²
f'c=	210	kg/cm²
Mu+=	1.80	ton-m
Mu+=	2.00	ton-m
h=	40	cm
b=	100	cm
d=	34	cm
r =	0.00046	
As requerido	1.6	cm²
As suministrado	11.22	cm²

Área barras de 3/4” (No. 6) =2.87 cm2

Área barras de 3/4” (No. 6) = 2.87 cm2

Usar 5 barras No 6 (3/4”)

Para el acero secundario del dentellón usar 5 barras No 6

Verificación de Esfuerzos Admisibles

M = 1.06 ton-m

b= 100 cm

d= 34 cm

As suministrado 11.22 cm²

r = 0.00330

Es= 2040000 kg/cm²

Ec= 188388 kg/cm²

n= 11

k= 0.234

j 0.922

fs= 300 kg/cm² < 1900kg/cm² Ok

fc= 8 kg/cm² < 95kg/cm² Ok

Distribución del refuerzo (Control de Fisuras)

A= 213.1 cm²

dc = 6.0 cm

Z= 3259 kg/cm < 20500kg/cm Ok

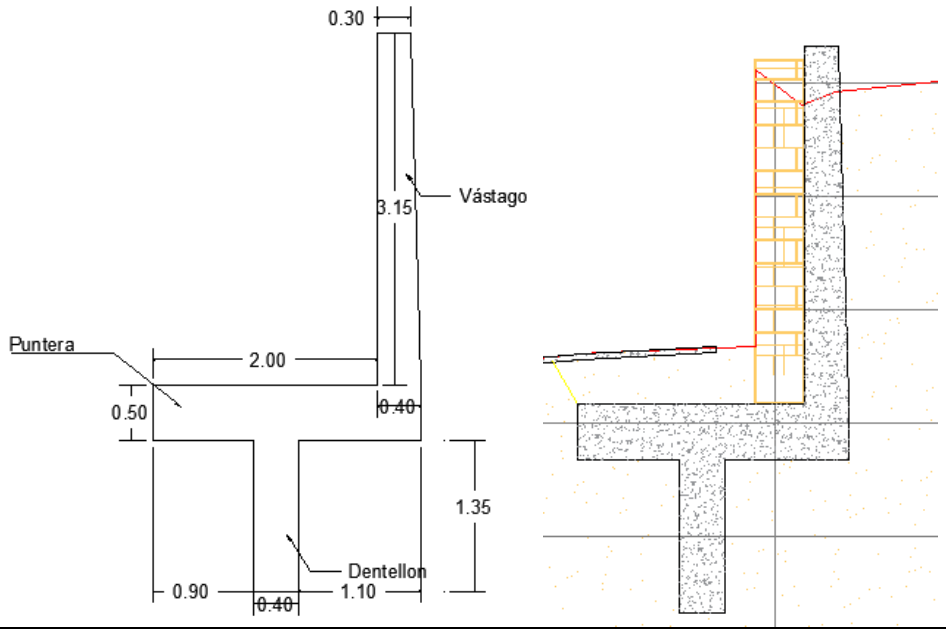
VERIFICACIÓN DEL CORTANTE EN LA PUNTERA			
Vud=	1.66	ton	
b=	100	cm	
d=	34	cm	
u_u=	0.49	kg/cm²	
fu_c=	6.31	kg/cm²>uu	Ok

3.1.4 DIMENSIONAMIENTO MURO H= VARIABLE ENTRE 3.5 M Y 2.63 M (PANTALLA DE 3.15 METROS, 0.5 METROS DE ZARPA – DENTELLON DE 1.2)

En la Figura 20 se observa el dimensionamiento del muro de contención

Longitud total Muro 28.33 m (2 módulos de 10 m y 1 módulo de 8.33 m)

Figura 20. Sección muro



Fuente: Consultor

3.1.5 ANÁLISIS E CARGAS Y ESFUERZOS

B. CARGAS PERMANENTES:

CARGAS MUERTAS				
PESO DE LA ESTRUCTURA				**Pto aplicación X (m)**
Peso Propio del Vastago (Area 1)	**WV1**	26.28	kN/m	2.15
Peso Propio del Vastago (Area 2)	**6.00**	8.76	kN/m	2.33
Peso Propio de la Zarpa (Area 3)	**WV3**	28.80	kN/m	1.2
Peso Propio del Dentellón (Area 4)	**WV4**	12.96	kN/m	2.20
PESO DEL SUELO DE RELLENO				

Peso Propio del relleno tras dos (Area 10)	**WS10**	-	kN/m	2.40
Peso propio del agua en el relleno trasdos	**WHV**	-	kN/m	2.40

CARGAS TEMPORALES				**Pto aplicación X (m)**
CARGAS VIVAS				
Sobre carga	**Ws20**	10	kN/m	2.40
PESO DEL SUELO DE RELLENO				
Peso Propio del relleno intrasdos (Area 11)	**WS11**	19.50	kN/m	1

B. EMPUJES

2.1 PRESION LATERAL DEL SUELO			**Pto aplicación X (m)**
2.1.1 Coeficiente presión de tierras activa (Ka)	0.432	r	2.12662
2.1.2 Coeficiente presión de tierras pasiva (Kp)	2.312		
2.1.3 Coeficiente presión de tierras en reposos (Ko)	0.625		
2.1.2 Presión Lateral del suelo (EH)	57.6	kN/m	
2.1.3 Punto de aplicació Y	1.22	m	
2.1.3 Punto de aplicació X	-	m	
2.2 PRESION POR SOBRECARGA			**Pto aplicación X (m)**
2.2.1 Coeficiente presión de tierras activa (Ka)	0.432	r	2.127
2.2.2 Coeficiente presión de tierras pasiva (Kp)	2.312		
2.2.3 Coeficiente presión de tierras en reposos (Ko)	0.625		
2.2.4 Presión Lateral por sobrecarga (ES)	6.25	kN/m	
2.2.5 Punto de aplicació Y	1.825	m	
2.2.6 Punto de aplicació X	-	m	
2.3 PRESION HIDROESTATICA			
2.3.1 Presión Lateral Hidroestatico (EH)	16.653	kN/m	
2.3.2 Punto de aplicació Y	1.217	m	
2.3.3 Punto de aplicació X	-	m	
2.4 PRESIÓN SISMICA			
2.4.1 Coeficiente presión de tierras activa (Ka)	0.432	r	2.127
2.4.2 Coeficiente presión de tierras pasiva (Kp)	2.312		
2.4.3 Coeficiente presión de tierras en reposos (Ko)	0.625		
2.4.4 Coeficiente presión de tierras sismica (K_{AE})	0.523	ж	1.946
2.4.4.1 Angulo θ	5.7		
2.4.5 Presión Lateral por sismo + estatica (P_{AE})	69.74	kN/m	
2.4.6 ΔP_{AE}	12.12		
2.4.7 Punto de aplicació Y	2.190	m	
2.4.8 Punto de aplicació X	-	m	

2.5 PRESIÓN SISMICA POR EFECTOS INERCIAL DEL MURO Y DEL RELLENO			
2.5.1 Coeficiente presión de tierras activa (Ka)	0.432	г	2.127
2.5.2 Coeficiente presión de tierras pasiva (Kp)	2.312		
2.5.3 Coeficiente presión de tierras en reposos (Ko)	0.625		
2.5.4 Coeficiente presión de tierras sismica (KAE)	0.523	ж	1.946
2.5.4.1 Angulo θ	5.711		
2.5.5 Presión Lateral por sismo en el muro (PAE)	7.680	kN/m	
2.5.6 Punto de aplicació Y	1.112	m	
2.5.7 Punto de aplicació X	0.940	m	
2.5.8 Presión Lateral por sismo en el relleno (PAE)	-	kN/m	
2.5.9 Punto de aplicació Y	2.075	m	
2.5.10 Punto de aplicació X	-	m	

3.1.6 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS

PANTALLA

SERVICIO 1.0EH+1.0*ES+1.0*WA

CORTANTE EN LA BASE 59.2 KN/m

MOMENTO EN LA BASE 64.2 KN-m/m

CORTANTE EN LA MITAD 17.7 KN/m

MOMENTO EN LA MITAD 10.3 KN-m/m

EVENTO EXTREMO Yp*EH+Yp*ES+WA+1.0*EQ

CORTANTE EN LA BASE 88.1 KN/m

MOMENTO EN LA BASE 101.9 KN-m/m

CORTANTE EN LA MITAD 28.62 KN/m

MOMENTO EN LA MITAD 17.93 KN-m/m

RESISTENCIA Yp*EH+Yp*ES+1.0WA

CORTANTE EN LA MITAD	75.6	KN/m
MOMENTO EN LA MITAD	82.2	KN-m/m
CORTANTE EN LA MITAD	22.9	KN/m
MOMENTO EN LA MITAD	13.4	KN-m/m

CALCULO DEL REFUERZO DEL VASTAGO				
ELEMENTO	**BASE DEL VASTAGO**		**MITAD DEL VASTAGO**	
DESCRIPCIÓN	**EXT**		**EXT**	
Fy=	4200	kg/cm²	4200	kg/cm²
f'c=	210	kg/cm²	210	kg/cm²
Mu^{+}=	10.19	ton-m	1.79	ton-m
Mu^{+}=	11.32	ton-m	1.99	ton-m
h=	40	cm	40	cm
b=	100	cm	100	cm
d=	34	cm	34	cm
r =	0.00268		0.00046	
As requerido	9.1	cm²	1.6	cm²
As suministrado	11.2	cm²	11.2	cm²
Usando	#6		#6	
	2.87	cm²	2.87	cm²
Usar #8@	0.256m		Usar #6 @ 0.256m	

Verificación de Esfuerzos Admisibles

M = 5.99 ton-m

b= 100 cm

d= 34 cm

As suministrado 11.22 cm²

r = 0.00330

Es= 2040000 kg/cm²

Ec= 188388 kg/cm²

n= 11

k= 0.234

j 0.922

fs= 1704 kg/cm² < 1900kg/cm² Ok

fc= 48 kg/cm² < 95kg/cm² Ok

Distribucion del refuerzo (Control de Fisuras)

A= 306.8 cm²

dc = 5.0 cm

Z= 19656 kg/cm < 20500kg/cm Ok

VERIFICACIÓN DEL CORTANTE EN LA BASE DEL VASTAGO				
Vud=	8.81	ton		
b=	100	cm		
d=	34	cm		
u_u=	2.59	kg/cm²		
fu_c=	6.30	kg/cm² >	uu	Ok

$$r = \frac{1 - \sqrt{1 - 4 * \left(0.59 * \frac{Fy}{f'c}\right) * \left(\frac{Mu}{0.9 * b * d^2 * Fy}\right)}}{2 * (0.59 * \frac{Fy}{f'c})}$$

Cuando la cuantía es menor a la cuantía mínima, se diseñará con r=0.0033

Se emplea barran No. 6 espaciadas cada 25 cm en la base de la pantalla y barras No 6 espaciadas cada 25 cm en la altura restante de la pantalla.

PUNTERA

SERVICIO 1.0EH+1.0*ES+1.0*WA

CORTANTE 64.6 KN/m

MOMENTO 64.6 KN-m/m

EVENTO EXTREMO Yp*EH+Yp*ES+WA+1.0*EQ

CORTANTE 98.0 KN/m

MOMENTO 98.0 KN-m/m

RESISTENCIA Yp*EH+Yp*ES+1.0WA

CORTANTE 98.0 KN/m

MOMENTO 98.0 KN-m/m

ELEMENTO	PUNTERA	
DESCRIPCIÓN	EXT	
Fy=	4200	kg/cm²
f'c=	210	kg/cm²
Mu^{+}=	9.80	ton-m
Mu^{+}=	10.89	ton-m
h=	50	cm
b=	100	cm
d=	44	cm
r =	0.00151	
As requerido	6.7	cm²
As suministrado	14.5	cm²

Área barras de 3/4" (No. 6) =2.87 cm2

Área barras de 3/4" (No. 6) = 2.87 cm2

Usar barras No 6 (3/4") @ 20 cm

Para el acero secundario del puntero usar No 6 @20 cm.

Verificación de Esfuerzos Admisibles

M = 5.76 ton-m

b= 100 cm

d= 44 cm

As suministrado 14.50 cm²

r = 0.00330

Es= 2040000 kg/cm²

Ec= 188388 kg/cm²

n= 11

k= 0.234

j 0.922

fs= 980 kg/cm² < 1900kg/cm² Ok

fc= 28 kg/cm² < 95kg/cm² Ok

Distribucion del refuerzo (Control de Fisuras)

A= 237.4 cm²

dc = 5.0 cm

Z= 10375 kg/cm < 20500kg/cm Ok

VERIFICACIÓN DEL CORTANTE EN LA PUNTERA			
Vud=	9.80	ton	
b=	100	cm	
d=	44	cm	
u_u=	2.23	kg/cm²	
fu_c=	6.38	kg/cm²>uu	Ok

TALON

SERVICIO 1.0EH+1.0*ES+1.0*WA

CORTANTE -4.5 KN/m

MOMENTO -0.5 KN-m/m

EVENTO EXTREMO Yp*EH+Yp*ES+WA+1.0*EQ

CORTANTE -6.5 KN/m

MOMENTO -0.7 KN-m/m

RESISTENCIA Yp*EH+Yp*ES+1.0WA

CORTANTE -6.5 KN/m

MOMENTO -0.7 KN-m/m

ELEMENTO	PUNTERA	
DESCRIPCIÓN	EXT	
Fy=	4200	kg/cm²
f'c=	210	kg/cm²
Mu+=	0.05	ton-m
Mu+=	0.05	ton-m
h=	50	cm
b=	100	cm
d=	44	cm
r =	0.00001	
As requerido	0.0302	cm²
As suministrado	14.5	cm²

Área barras de 3/4" (No. 6) =2.87 cm2

Área barras de 3/4" (No. 6) = 2.87 cm2

Usar barras No 6 (3/4") @ 20 cm

Para el acero secundario del talón usar No 6 @ 20 cm.

VERIFICACIÓN DEL CORTANTE EN EL TALON			
Vud=	-0.45	ton	
b=	100	cm	
d=	44	cm	
u_u=	-0.10	kg/cm²	
fu_c=	6.16	kg/cm²>uu	Ok

DENTELLON

COMBINACIONES DE CARGA

SERVICIO 1.0EH+1.0*ES+1.0*WA

CORTANTE 11.1 KN/m

MOMENTO 18.0 KN-m/m

EVENTO EXTREMO Yp*EH+Yp*ES+WA+1.0*EQ

CORTANTE	16.6	KN/m
MOMENTO	14.6	KN-m/m

RESISTENCIA		Yp*EH+Yp*ES+1.0WA
CORTANTE	15.0	KN/m
MOMENTO	13.5	KN-m/m

ELEMENTO	DENTELLON	
DESCRIPCIÓN	EXT	
Fy=	4200	kg/cm²
f'c=	210	kg/cm²
Mu+=	1.80	ton-m
Mu+=	2.00	ton-m
h=	40	cm
b=	100	cm
d=	34	cm
r =	0.00046	
As requerido	1.6	cm²
As suministrado	11.22	cm²

Área barras de 3/4” (No. 6) =2.87 cm2

Área barras de 3/4” (No. 6) = 2.87 cm2

Usar 5 barras No 6 (3/4”)

Para el acero secundario del dentellón usar 5 barras No 6

Verificación de Esfuerzos Admisibles

M =	1.06	ton-m
b=	100	cm
d=	34	cm
As suministrado	11.22	cm²
r =	0.00330	
Es=	2040000	kg/cm²

Ec= 188388 kg/cm²

n= 11

k= 0.234

j 0.922

fs= 300 kg/cm² < 1900kg/cm² Ok

fc= 8 kg/cm² < 95kg/cm² Ok

Distribución del refuerzo (Control de Fisuras)

A= 213.1 cm²

dc = 6.0 cm

Z= 3259 kg/cm < 20500kg/cm Ok

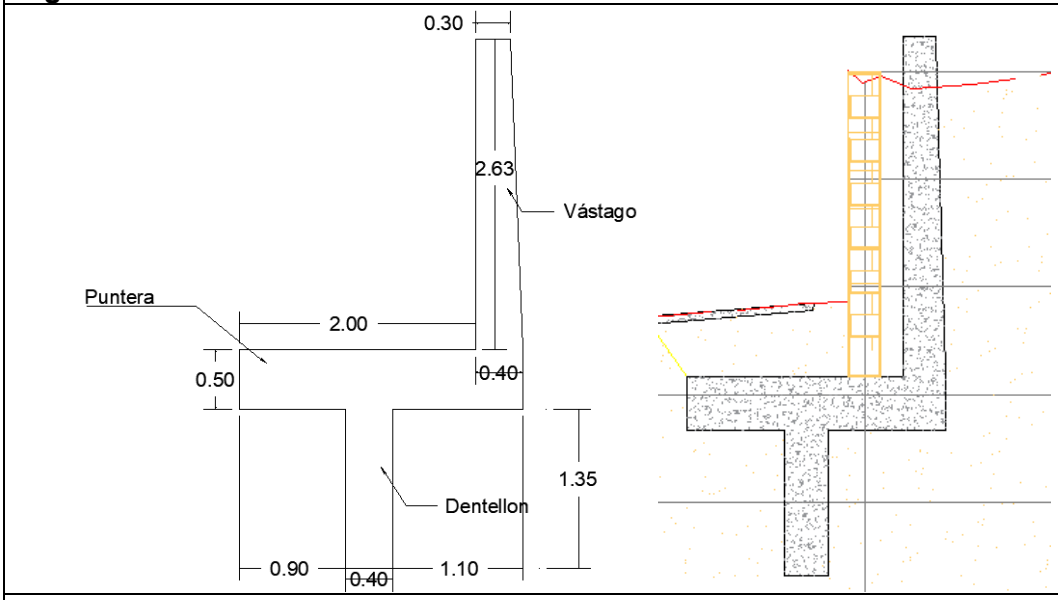
VERIFICACIÓN DEL CORTANTE EN LA DENTELLON			
Vud=	1.66	ton	
b=	100	cm	
d=	34	cm	
u_u=	0.49	kg/cm²	
fu_c=	6.31	kg/cm²>uu	Ok

3.1.7 DIMENSIONAMIENTO MURO H= VARIABLE ENTRE 3.5 M Y 2.63 M (PANTALLA DE 2.63 METROS, 0.5 METROS DE ZARPA – DENTELLON DE 1.2)

En la Figura 21 se observa el dimensionamiento del muro de contención

Longitud total Muro 28.33 m (2 módulos de 10 m y 1 módulo de 8.33 m)

Figura 21. Sección muro



Fuente: Consultor

3.1.8 ANÁLISIS E CARGAS Y ESFUERZOS

C. CARGAS PERMANENTES:

CARGAS MUERTAS				
PESO DE LA ESTRUCTURA				**Pto aplicación X (m)**
Peso Propio del Vastago (Area 1)	**WV1**	22.54	kN/m	2.15
Peso Propio del Vastago (Area 2)	**6.00**	7.51	kN/m	2.33
Peso Propio de la Zarpa (Area 3)	**WV3**	28.80	kN/m	1.2
Peso Propio del Dentellón (Area 4)	**WV4**	12.96	kN/m	2.20
PESO DEL SUELO DE RELLENO				
Peso Propio del relleno tras dos (Area 10)	**WS10**	-	kN/m	2.40
Peso propio del agua en el relleno trasdos	**WHV**	-	kN/m	2.40

CARGAS TEMPORALES				**Pto aplicación X (m)**
CARGAS VIVAS				
Sobre carga	**Ws20**	10	kN/m	2.40

PESO DEL SUELO DE RELLENO				
Peso Propio del relleno intrasdos (Area 11)	**WS11**	19.50	kN/m	1

B. EMPUJES

2.1 PRESION LATERAL DEL SUELO			**Pto aplicación X (m)**
2.1.1 Coeficiente presión de tierras activa (Ka)	0.435	r	2.12785
2.1.2 Coeficiente presión de tierras pasiva (Kp)	2.298		
2.1.3 Coeficiente presión de tierras en reposos (Ko)	0.625		
2.1.2 Presión Lateral del suelo (EH)	42.6	kN/m	
2.1.3 Punto de aplicació Y	1.04	m	
2.1.3 Punto de aplicació X	-	m	
2.2 PRESION POR SOBRECARGA			**Pto aplicación X (m)**
2.2.1 Coeficiente presión de tierras activa (Ka)	0.435	r	2.128
2.2.2 Coeficiente presión de tierras pasiva (Kp)	2.298		
2.2.3 Coeficiente presión de tierras en reposos (Ko)	0.625		
2.2.4 Presión Lateral por sobrecarga (ES)	6.25	kN/m	
2.2.5 Punto de aplicació Y	1.565	m	
2.2.6 Punto de aplicació X	-	m	
2.3 PRESION HIDROESTATICA			
2.3.1 Presión Lateral Hidroestatico (EH)	12.246	kN/m	
2.3.2 Punto de aplicació Y	1.043	m	
2.3.3 Punto de aplicació X	-	m	
2.4 PRESIÓN SISMICA			
2.4.1 Coeficiente presión de tierras activa (Ka)	0.435	r	2.128
2.4.2 Coeficiente presión de tierras pasiva (Kp)	2.298		
2.4.3 Coeficiente presión de tierras en reposos (Ko)	0.625		
2.4.4 Coeficiente presión de tierras sismica (K_{AE})	0.526	ж	1.947
2.4.4.1 Angulo θ	5.7		
2.4.5 Presión Lateral por sismo + estatica (P_{AE})	51.57	kN/m	
2.4.6 ΔP_{AE}	8.93		
2.4.7 Punto de aplicació Y	1.878	m	
2.4.8 Punto de aplicació X	-	m	

2.5 PRESIÓN SISMICA POR EFECTOS INERCIAL DEL MURO Y DEL RELLENO			
2.5.1 Coeficiente presión de tierras activa (Ka)	0.435	г	2.128
2.5.2 Coeficiente presión de tierras pasiva (Kp)	2.298		
2.5.3 Coeficiente presión de tierras en reposos (Ko)	0.625		
2.5.4 Coeficiente presión de tierras sismica (K_{AE})	0.526	ж	1.947
2.5.4.1 Angulo θ	5.711		
2.5.5 Presión Lateral por sismo en el muro (P_{AE})	7.181	kN/m	
2.5.6 Punto de aplicació Y	0.951	m	
2.5.7 Punto de aplicació X	1.002	m	
2.5.8 Presión Lateral por sismo en el relleno (P_{AE})	-	kN/m	
2.5.9 Punto de aplicació Y	1.815	m	
2.5.10 Punto de aplicació X	-	m	

3.1.9 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS

PANTALLA

SERVICIO 1.0EH+1.0*ES+1.0*WA

CORTANTE EN LA BASE	42.7	KN/m
MOMENTO EN LA BASE	39.1	KN-m/m
CORTANTE EN LA MITAD	13.6	KN/m
MOMENTO EN LA MITAD	6.8	KN-m/m

EVENTO EXTREMO Yp*EH+Yp*ES+WA+1.0*EQ

CORTANTE EN LA BASE	63.9	KN/m
MOMENTO EN LA BASE	62.4	KN-m/m
CORTANTE EN LA MITAD	22.18	KN/m
MOMENTO EN LA MITAD	11.88	KN-m/m

RESISTENCIA Yp*EH+Yp*ES+1.0WA

CORTANTE EN LA MITAD	54.6	KN/m
MOMENTO EN LA MITAD	50.1	KN-m/m
CORTANTE EN LA MITAD	17.6	KN/m

MOMENTO EN LA MITAD 8.9 KN-m/m

CALCULO DEL REFUERZO DEL VASTAGO				
ELEMENTO	**BASE DEL VASTAGO**		**MITAD DEL VASTAGO**	
DESCRIPCIÓN	**EXT**		**EXT**	
Fy=	4200	kg/cm²	4200	kg/cm²
f'c=	210	kg/cm²	210	kg/cm²
Mu^{+}=	6.24	ton-m	1.19	ton-m
Mu^{+}=	6.93	ton-m	1.32	ton-m
h=	40	cm	40	cm
b=	100	cm	100	cm
d=	34	cm	34	cm
r =	0.00162		0.00030	
As requerido	5.5	cm²	1.0	cm²
As suministrado	11.2	cm²	11.2	cm²
Usando	#6		#6	
	2.87	cm²	2.87	cm²
Usar #8@	0.256m		Usar #6 @ 0.25m	

Verificación de Esfuerzos Admisibles

M = 3.67 ton-m

b= 100 cm

d= 34 cm

As suministrado 11.22 cm²

r = 0.00330

Es= 2040000 kg/cm²

Ec= 188388 kg/cm²

n= 11

k= 0.234

j 0.922

fs= 1043 kg/cm² < 1900kg/cm² Ok

fc= 29 kg/cm² < 95kg/cm² Ok

A= 306.8 cm²

dc = 5.0 cm

Z= 12034 kg/cm < 20500kg/cm Ok

VERIFICACIÓN DEL CORTANTE EN LA BASE DEL VASTAGO				
Vud=	6.39	ton		
b=	100	cm		
d=	34	cm		
u_u=	1.88	kg/cm²		
fu_c=	6.33	kg/cm² >	uu	Ok

$$r = \frac{1 - \sqrt{1 - 4 * \left(0.59 * \frac{Fy}{f'c}\right) * \left(\frac{Mu}{0.9 * b * d^2 * Fy}\right)}}{2 * (0.59 * \frac{Fy}{f'c})}$$

Cuando la cuantía es menor a la cuantía mínima, se diseñará con r=0.0033

Se emplea barran No. 6 espaciadas cada 25 cm en la base de la pantalla y barras No 6 espaciadas cada 25 cm en la altura restante de la pantalla.

PUNTERA

SERVICIO	1.0EH+1.0*ES+1.0*WA	
CORTANTE	60.4	KN/m
MOMENTO	60.4	KN-m/m
EVENTO EXTREMO	Yp*EH+Yp*ES+WA+1.0*EQ	
CORTANTE	92.4	KN/m
MOMENTO	92.4	KN-m/m
RESISTENCIA	Yp*EH+Yp*ES+1.0WA	
CORTANTE	92.4	KN/m
MOMENTO	92.4	KN-m/m

ELEMENTO	PUNTERA	
DESCRIPCIÓN	EXT	
Fy=	4200	kg/cm²
f'c=	210	kg/cm²
Mu^{+}=	9.24	ton-m
Mu^{+}=	10.26	ton-m
h=	50	cm
b=	100	cm
d=	44	cm
r =	0.00143	
As requerido	6.3	cm²
As suministrado	14.5	cm²

Área barras de 3/4" (No. 6) =2.87 cm2

Área barras de 3/4" (No. 6) = 2.87 cm2

Usar barras No 6 (3/4") @ 20 cm

Para el acero secundario del puntero usar No 6 @20 cm.

Verificación de Esfuerzos Admisibles

M = 5.43 ton-m

b= 100 cm

d= 44 cm

As suministrado 14.50 cm²

r = 0.00330

Es= 2040000 kg/cm²

Ec= 188388 kg/cm²

n= 11

k= 0.234

j 0.922

fs= 924 kg/cm² < 1900kg/cm² Ok

fc= 26 kg/cm² < 95kg/cm² Ok

Distribucion del refuerzo (Control de Fisuras)

A= 237.4 cm²

dc = 5.0 cm

Z= 9780 kg/cm < 20500kg/cm Ok

VERIFICACIÓN DEL CORTANTE EN LA PUNTERA			
Vud=	9.24	ton	
b=	100	cm	
d=	44	cm	
u_u=	2.10	kg/cm²	
fu_c=	6.38	kg/cm²>uu	Ok

TALON

SERVICIO 1.0EH+1.0*ES+1.0*WA

CORTANTE -3.1 KN/m

MOMENTO -0.3 KN-m/m

EVENTO EXTREMO Yp*EH+Yp*ES+WA+1.0*EQ

CORTANTE -4.4 KN/m

MOMENTO -0.4 KN-m/m

RESISTENCIA Yp*EH+Yp*ES+1.0WA

CORTANTE -4.4 KN/m

MOMENTO -0.4 KN-m/m

ELEMENTO	PUNTERA	
DESCRIPCIÓN	EXT	
Fy=	4200	kg/cm²
f'c=	210	kg/cm²
Mu+=	0.03	ton-m
Mu+=	0.03	ton-m
h=	50	cm
b=	100	cm
d=	44	cm
r =	0.00000	
As requerido	0.0205	cm²
As suministrado	14.5	cm²

Área barras de 3/4" (No. 6) =2.87 cm2

Área barras de 3/4" (No. 6) = 2.87 cm2

Usar barras No 6 (3/4") @ 20 cm

Para el acero secundario del talón usar No 6 @ 20 cm.

VERIFICACIÓN DEL CORTANTE EN EL TALON			
Vud=	-0.31	ton	
b=	100	cm	
d=	44	cm	
u_u=	-0.07	kg/cm²	
fu_c=	6.16	kg/cm²>uu	Ok

DENTELLON

COMBINACIONES DE CARGA

SERVICIO 1.0EH+1.0*ES+1.0*WA

CORTANTE 11.1 KN/m

MOMENTO 18.0 KN-m/m

EVENTO EXTREMO Yp*EH+Yp*ES+WA+1.0*EQ

CORTANTE 16.6 KN/m

MOMENTO 14.6 KN-m/m

RESISTENCIA Yp*EH+Yp*ES+1.0WA

CORTANTE 15.0 KN/m

MOMENTO 13.5 KN-m/m

ELEMENTO	PUNTERA	
DESCRIPCIÓN	EXT	
Fy=	4200	kg/cm²
f'c=	210	kg/cm²
Mu+=	1.80	ton-m
Mu+=	2.00	ton-m
h=	40	cm
b=	100	cm
d=	34	cm
r =	0.00046	
As requerido	1.6	cm²
As suministrado	11.2	cm²

Área barras de 3/4" (No. 6) =2.87 cm2

Área barras de 3/4" (No. 6) = 2.87 cm2

Usar 5 barras No 6 (3/4")

Para el acero secundario del dentellón usar 5 barras No 6

Verificación de Esfuerzos Admisibles

M = 1.06 ton-m

b= 100 cm

d= 34 cm

As suministrado 11.22 cm²

r = 0.00330

Es= 2040000 kg/cm²

Ec= 188388 kg/cm²

n= 11

k= 0.234

j 0.922

fs= 300 kg/cm² < 1900kg/cm² Ok

fc= 8 kg/cm² < 95kg/cm² Ok

Distribución del refuerzo (Control de Fisuras)

A= 213.1 cm²

dc = 6.0 cm

Z= 3259 kg/cm < 20500kg/cm Ok

VERIFICACIÓN DEL CORTANTE EN LA DENTELLON			
Vud=	1.66	ton	
b=	100	cm	
d=	34	cm	
u_u=	0.49	kg/cm²	
fu_c=	6.31	kg/cm²>uu	Ok