

PROPRIETARIO - OWNER

ALTO MAIPO SpA

6395-ES-MCA-7001

AES GENER APPROVAL	NAME		SIGNATURE		DATE	
Modifications:						

CONTENIDO

1. GENERALIDADES.....	4
2. OBJETIVO	4
3. BASES ESTRUCTURALES	4
3.1. Normativas	4
3.2. Materiales	4
3.2.1. Hormigón G-30	4
3.2.2. Enplantillado	5
3.2.3. Acero de refuerzo	5
3.3. Parámetros geotécnicos	5
3.4. Cargas de diseño	6
3.4.1. Peso propio (D)	6
3.4.2. Cargas de nieve (S).....	6
3.4.3. Empuje Estático del suelo (H)	6
3.4.4. Empuje sísmico del suelo (HE)	7
3.4.5. Empuje sísmico del agua (ΔF)	7
3.4.6. Sismo (E).....	8
3.4.7. Subpresiones (SP)	8
3.5. Combinaciones de carga	8
3.5.1. Combinaciones de estabilidad:.....	9
3.5.2. Combinaciones de diseño:	9
4. CRITERIOS DE DISEÑO	10
4.1. Estabilidad	10
4.1.1. Volcamiento.....	10
4.1.1. Volcamiento.....	10
4.1.2. Flotación	10
4.1. Armaduras mínimas	11
4.2. Control de fisuración.....	11
5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	13
5.1. Descripción de la estructura	13
5.2. Casos de análisis	13
5.3. Verificación Estabilidad	14
5.3.1. Caso 1	15
5.3.2. Caso 2	18
5.3.3. Caso 3	21

5.3.4.	Caso 4	24
5.4.	Verificación de tensiones admisibles	27
5.4.1.	Caso 1	27
5.4.2.	Caso 2	28
5.4.3.	Caso 3	28
5.4.4.	Caso 4	29
5.5.	Diseño de Hormigón armado	29
5.1.	Verificación fisuración	32
6.	CONCLUSIONES	35

1. GENERALIDADES

El presente informe contiene el diseño de los elementos estructurales correspondientes a la bocatoma canal Manzano. Este proyecto consiste en reubicar, modificar y mejorar la bocatoma actual, la cual está destinada a abastecer los regantes de la asociación el Manzano.

2. OBJETIVO

El objetivo de este es realizar el diseño estructural a nivel de detalles de los siguientes elementos:

- Canal de hormigón armado
- Estructura de captación de hormigón armado.

3. BASES ESTRUCTURALES

3.1. Normativas

Los diseños deberán cumplir con los criterios de estabilidad y capacidad regidos por la normativa vigente, la cual se muestra a continuación:

- NCh 170:2016. Hormigón – Requisitos generales. Instituto Nacional de Normalización.
- NCh 43 Of.2010. Cargas de nieve. Instituto Nacional de Normalización.
- NCh 1537 Of.2009. Cargas Permanentes Y Sobrecargas De Uso. Instituto Nacional de Normalización.
- NCh 3171 Of.2010. Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas. Instituto Nacional de Normalización.
- NCh 204 Of.2006. Acero - Barras laminadas en caliente para hormigón armado. Instituto Nacional de Normalización.
- ACI 318. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.
- Manual de Carreteras Vol-3. Ministerio de Obras Públicas.

3.2. Materiales

Los materiales utilizados y sus correspondientes propiedades son los siguientes:

3.2.1. Hormigón G-30

El hormigón utilizado debe tener una resistencia cúbica de 350 kgf/cm² a 28 días de acuerdo con NCh 170 of 2016 y una resistencia cilíndrica mínima de 300 kgf/cm².

$$f'_c = 300 \frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E = 15100 \sqrt{f'_c} = 261.540 \frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2}$$

3.2.2. Emplantillado

Se considera hormigón de calidad G-10 según lo especificado en la NCh 170 of 2016. El espesor de emplantillado será de 5 cm.

3.2.3. Acero de refuerzo

Se consideran barras corrugadas de acero de calidad A630-420H, con las siguientes propiedades:

$$f_y = 4200 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$f_u = 6300 \frac{kgf}{cm^2}$$

3.3. Parámetros geotécnicos

A continuación, se muestran los parámetros utilizados ángulo de fricción, cohesión, densidad del suelo etc. indicados en el informe geotécnico, los cuales deben ser validados en terreno por el profesional competente.

Parámetros Geomecánicas	
Densidad en sitio (Ton/m3)	2.00
Angulo de Fricción interna (°)	40.00
Cohesión (°) (Ton/m2)	0.00
Coeficiente de roce (hormigón - suelo)	0.50
Tensión de Contacto Admisible Normal (kg/cm2)	3.00
Tensión de Contacto Admisible Eventual (kg/cm2)	4.50

Rellenos:

Para los rellenos a colocar alrededor y sobre la estructura se consideran los siguientes parámetros de diseño:

- Ángulo de fricción interna $\phi = 43^\circ$
- Cohesión $c = 0 \text{ t/m}^2$
- Peso unitario saturado $\gamma_{sat} = 2,2 \text{ t/m}^3$

Empujes según mecánica de suelos:

Tipo de Suelo	Empuje Activo			Empuje Pasivo		
	K_A	Del suelo a una profundidad z (Ton/m ² /m)	De sobrecarga q (Ton/m ² /m)	K_P	Del suelo a una profundidad z (Ton/m ² /m)	De sobrecarga q (Ton/m ² /m)
Suelo Natural	0,22	$0,44 \cdot z$	$0,22 \cdot q$	4,55	$9,10 \cdot z$	$4,55 \cdot q$
Relleno Estructural	0,19	$0,42 \cdot z$	$0,19 \cdot q$	5,26	$11,57 \cdot z$	$5,26 \cdot q$

3.4. Cargas de diseño

3.4.1. Peso propio (D)

Se consideras como cargas de peso propio al peso de la estructura. Para el hormigón se considera un peso específico de 2.5 ton/m3.

3.4.2. Cargas de nieve (S)

De acuerdo con lo expuesto en la Norma Chilena NCh 431 se tiene para una altitud de 800 y 1000 msnm y una latitud entre 32° y 34°S, se utilizará una carga de nieve igual a:
 $q_{nieve} = 0,12 \text{ [ton/m}^2\text{]}$

3.4.3. Empuje Estático del suelo (H)

El empuje estático del suelo adyacente a los muros es calculado a partir de la teoría de Rankine la cual se calcula como:

Empuje pasivo (P_p):

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

$$K_p = \cos \alpha \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}$$

Donde:

α : Ángulo de inclinación del suelo (°)
 ϕ' : Ángulo de fricción del suelo (°)
H: altura del muro(m)
 γ : Peso específico del suelo (ton/m3)
 K_p : coeficiente de empuje pasivo.

Empuje activo (P_a):

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

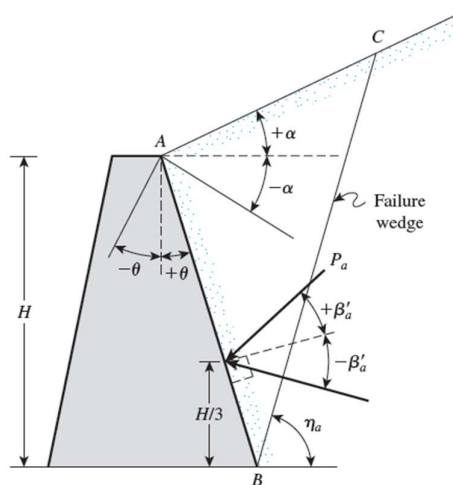
$$K_{a(R)} = \frac{\cos(\alpha - \theta) \sqrt{1 + \sin^2 \phi' - 2 \sin \phi' \cos \psi_a}}{\cos^2 \theta (\cos \alpha + \sqrt{\sin^2 \phi' - \sin^2 \alpha})}$$

= Rankine active earth-pressure coefficient for generalized case

$$\psi_a = \sin^{-1} \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \phi'} \right) - \alpha + 2\theta.$$

$$\beta'_a = \tan^{-1} \left(\frac{\sin \phi' \sin \psi_a}{1 - \sin \phi' \cos \psi_a} \right)$$

Donde:



θ : Ángulo de inclinación interior del muro ($^{\circ}$)

β' a: Angulo de inclinación empuje

Ka: coeficiente de empuje activo

3.4.4. Empuje sísmico del suelo (HE)

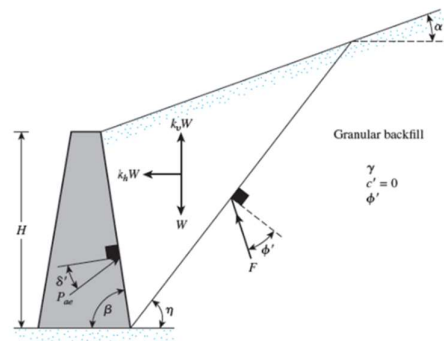
El empuje dinámico del suelo adyacente a los muros es calculado a partir del método de Mononobe y Okabe, el cual se calcula como:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae}$$

 K_{ae} = active earth pressure coefficient

$$= \frac{\sin^2(\phi' + \beta - \theta')}{\cos \theta' \sin^2 \beta \sin(\beta - \theta' - \delta')} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' - \theta' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta' - \theta') \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2$$

$$\theta' = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{(1 - k_v)} \right]$$



Donde:

δ : Ángulo de fricción con muro ($\frac{1}{2} \Phi'$)

kh: Coeficiente sísmico de aceleración horizontal (0.18)

kv: Coeficiente sísmico de aceleración vertical ($2/3 \cdot k_h$)

Kae: coeficiente de empuje sísmico

3.4.5. Empuje sísmico del agua (ΔF)

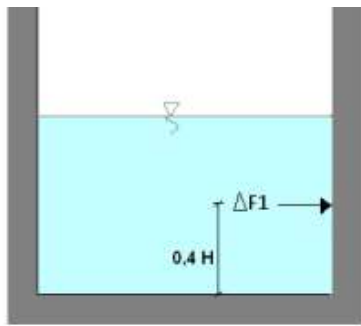
Se considera la acción del agua contenida en la dirección perpendicular al eje del canal, esta corresponde a una carga parabólica cuyo valor se puede expresar como valor constante mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta F = 0,055 \times h^2 \times \frac{\text{Coef.Sísmico}}{0,10}$$

Coef. Sísmico = 0.18.

h: altura de agua (m)

Esta carga resultante es aplicada sobre la pared de la estructura a una altura de 0.4h, desde el fondo del canal, como se aprecia en la siguiente imagen.



3.4.6. Sismo (E)

La carga sísmica sobre la estructura se calcula como:

$$E = C * P$$

Donde:

C: coeficiente sísmico horizontal (0.18)

P: peso sísmico de la estructura.

Esta carga actúa en el centro de masa de cada uno de los elementos.

3.4.7. Subpresiones (SP)

Se considera actuando en 100% en la base horizontal de la fundación, esta se determina a partir de la siguiente expresión:

$$SP = H * B * \gamma_w$$

Donde:

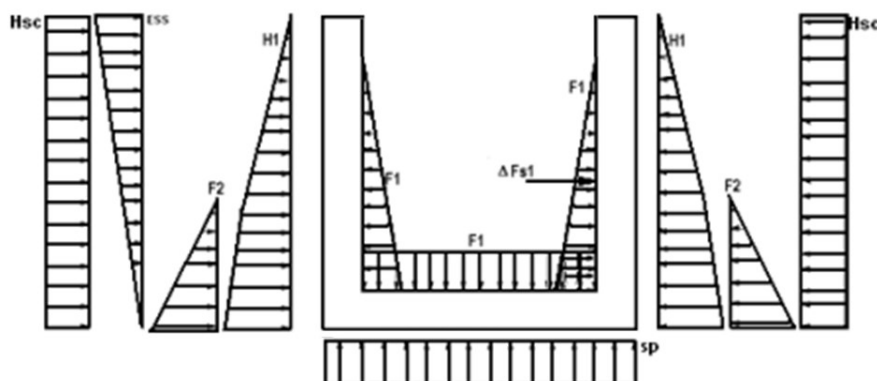
H: altura de agua (m)

B: ancho de la base (m)

γ_w : Peso específico del agua (ton/m³).

3.5. Combinaciones de carga

A continuación, se indican las cargas actuando sobre un perfil tipo



Para el análisis se consideran las siguientes combinaciones de carga:

3.5.1. Combinaciones de estabilidad:

Normal:

- C1: D + F1 + SC
- C2: D + F2 + H + SC
- C3: D + F1 + F2 + H + SC
- C4: D + F1
- C5: D + F2 + H

Eventual:

- C6: D + F1 + SC + EE + ΔF
- C7: D + F1 + EE + ΔF
- C8: D + F2 + H + ESS + EE + ΔF + SC (vacío)
- C9: D + F1 + F2 + H + ESS + EE + ΔF + SC

3.5.2. Combinaciones de diseño:

- C10 = $1,40 \cdot D$
- C11 = $1,20 \cdot D + 1,60 \cdot L + 1,60 \cdot H$
- C12 = $1,20 \cdot D + 1,60 \cdot H + 0,80 \cdot W$
- C13 = $1,20 \cdot D + 1,00 \cdot L + 1,60 \cdot H + 1,60 \cdot W$
- C14 = $1,20 \cdot D + 1,60 \cdot H + 1,40 \cdot E$
- C15 = $0,90 \cdot D + 1,60 \cdot H + 1,60 \cdot W$
- C16 = $0,90 \cdot D + 1,60 \cdot H + 1,40 \cdot E$

Para canales tipo cantiléver se debe considerar:

- a) 1,2 DL + 1,6 H (estructura vacía)
- b) 1,2 DL + 1,6 SC + 1,6 H (estructura vacía)
- c) 1,2 DL + 1,6 H + 1,4 E (estructura vacía)
- d) 1,4 DL + 1,4 F1 + 0.5·(1,6 H)

4. CRITERIOS DE DISEÑO

4.1. Estabilidad

Para el diseño de estabilidad se debe considerar la verificación de los siguientes casos:

4.1.1. Volcamiento

Se debe verificar que el factor de estabilidad al volcamiento sea superior a lo siguiente:

F.S Normal = 1.5

F.S Eventual = 1.3

4.1.1. Volcamiento

Se debe verificar que el factor de estabilidad al deslizamiento sea superior a lo siguiente:

F.S Normal = 1.5

F.S Eventual = 1.3

4.1.2. Flotación

Para garantizar la seguridad a la no flotación se deberá verificar que:

$$\frac{\Sigma V}{1,2} \geq \Sigma F_{\text{FLOTANTES}} \quad (\text{Normal})$$

$$\frac{\Sigma V}{1,15} \geq \Sigma F_{\text{FLOTANTES}} \quad (\text{Eventual y durante la construcción})$$

Donde:

ΣV : sumatoria de las fuerzas verticales que se oponen a la flotación.

$\Sigma \text{Flotantes}$: Resultante vertical de las fuerzas que favorecen la flotación.

4.1. Armaduras mínimas

Para el cálculo de las armaduras mínimas se tomará un espesor máximo de 60 cm. Para espesores mayores se colocará la armadura correspondiente a 60 cm.

Para la armadura mínima a flexión se usan las disposiciones del ACI318S/08, Sección 10.5.

$$A_{smin} \geq \frac{0,8\sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d}{F_y} \geq \frac{14}{F_y} \cdot bw \cdot d$$

Expresándose f'_c y f_y en [kg/cm²] las cuales definirán las unidades de A_{sMIN} .

Si la armadura de cálculo fuese menor que A_{sMin} calculada según las fórmulas anteriores, la armadura dispuesta será el menor valor entre la armadura de cálculo multiplicada por 1.33 y A_{smin} .

Las cuantías mínimas por retracción y temperatura consideradas se obtienen de la tabla 7.12.2.1 de ACI 350, que se reproduce a continuación. Se consideraron las disposiciones para acero Grado 60, que es equivalente, en términos de resistencia, al A630-420H.

Distancia "d" entre juntas de dilatación (m)	Cuantía mínima por retracción y temperatura
< 6,10	0,0030
6,10 ≤ d < 9,14	0,0030
9,14 ≤ d < 12,19	0,0040
d > 12,19	0,0050

El espesor máximo para la determinación de la enfierradura por retracción y temperatura es de 24 pulgadas (aprox. 60 cm) y en cada cara se considerará la cuantía mínima para un espesor de 25 y 30 cm. En las caras inferiores de radieres apoyados contra el suelo se podrá considerar la mitad de la cuantía mínima por retracción y temperatura, de acuerdo a lo indicado en el numeral 7.12.2.1 de ACI 350.

En este caso se consideran juntas de máximo 12m por lo que la cuantía por retracción y temperatura corresponde a 0.004.

4.2. Control de fisuración

La fisuración se deberá verificar para cargas de servicio, considerando un estado de carga que represente una sollicitación permanente de la estructura.

Para el control de la fisuración se calculará Z de la siguiente manera:

$$Z = f_s * \sqrt[3]{2 * dc^2 * s} \left(\frac{Tonf}{cm} \right)$$

Donde:

Dc = Distancia entre el borde traccionando y el centro de la armadura más próxima (cm).

Dcmax = 5.00 cm.

S = Separación entre barras (cm)

Fs = Tensión del acero para el estado de carga respectivo (Tonf/cm²)

$$f_s = \frac{M}{A_s * d * j} \quad j = 1 - \frac{k}{3} \quad K = \sqrt{(\rho * \eta)^2 + 2 * \rho * \eta} - \rho * \eta$$

$$\eta = \frac{E_s}{E_c} \quad \rho = \frac{A_s}{bd}$$

M = Momento con respecto a la armadura traccionada (Tonf-cm)

d = altura útil (cm).

b = ancho de la sección (cm).

A_s = Cantidad de acero (cm²).

La abertura máxima probable de la fisura en elementos sometidos a flexión se puede calcular mediante la fórmula:

$$W_{max} = 0.013 * Z \text{ (mm)}$$

Según el ACI 318-99 los valores máximos admisibles de Z y W según el tipo de obra son los siguientes:

Tipo de Obra	Abertura Adm Fisura [mm]	Z adm [ton/cm]	
		Flexión	Tracción
Obras Menores de Riego	0,4	31	28
Bocatomas, Vertederos, Estructuras de Compuertas, Canales, etc.	0,3	23	21
Estanques, Puentes, Acueductos.	0,2	15	13

Además, el espaciamiento máximo de las barras debe cumplir con:

$$S = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5C_c$$

Donde:

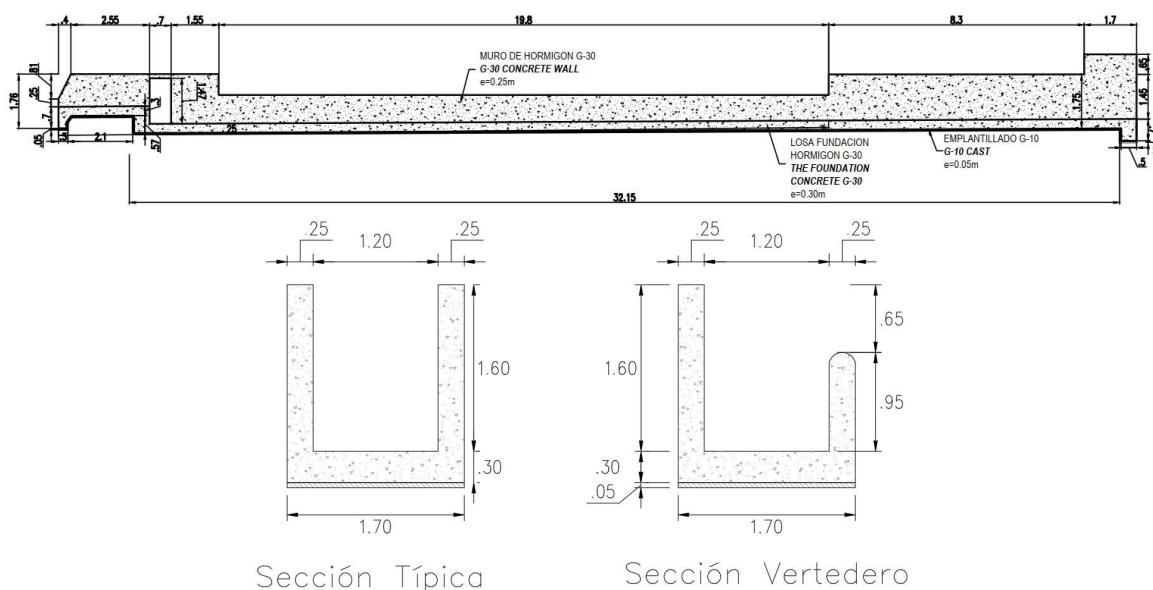
C_c = Es la distancia desde la superficie del refuerzo o acero de preesforzado a la cara de tracción (mm).

De manera conservadora y en acuerdo con requerimientos específicos del proyecto se verificará una abertura admisible de fisura de 0,2 mm.

5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

5.1. Descripción de la estructura

La estructura corresponde a un canal rectangular de aproximadamente 35 metros de longitud. Su sección posee una base de 1.2m y altura de 1.45m en el inicio y 1.6m en el tramo final. Además, cuenta con un vertedero lateral de 19.8m para regular el caudal que será aportado a los regantes. A continuación, se puede apreciar la sección y perfil del canal analizado.



5.2. Casos de análisis

Para el diseño del canal se consideraron los siguientes casos de análisis, en donde desfavorablemente para el cálculo se utilizó la sección más desfavorable del punto de vista de la estabilidad (sección del vertedero lateral, ya que en ese punto el canal cuenta con un peso menor). A continuación, se describe cada uno de los casos analizados.

Caso 1: Se considera el canal vacío y los empujes se consideran los empujes de suelo actuando.

Caso 2: Se considera el canal completamente lleno, en el caso estático la presión horizontal del agua se anula debido a que actúa en las dos caras opuestas del canal. En el caso dinámico se considera la fuerza dinámica del agua actuando en la dirección más desfavorable.

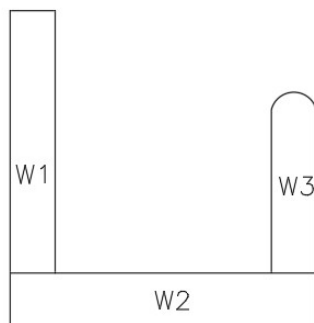
Caso 3: se considera el canal vacío y el nivel de agua exterior debido a una crecida al borde del vertedero, ya que al ser superior el nivel de agua este sería más estable.

Caso 4: Se considera el canal vacío y se consideran los empujes de suelo actuando. Además se considera que pueda existir napa en el lado más desfavorable de análisis.

	ESTÁTICO	DINÁMICO
CASO 1		
CASO 2		
CASO 3		
CASO 4		

5.3. Verificación Estabilidad

El peso del canal quedara definido según el siguiente esquema:



Donde:

W1	1.00	ton/m
W2	1.28	ton/m
W3	0.59	ton/m

En los análisis de cada caso, se utilizan para las cargas las siguientes abreviaciones:

Pah: Componente horizontal empuje activo
Pav: Componente vertical empuje activo
Pp: Empuje pasivo
W_i: Peso de la estructura i
ΔPaeh: Componente horizontal del empuje sísmico
ΔPaev: Componente vertical del empuje sísmico
Kp: Empuje Pasivo
F2: empuje lateral de agua
SP: subpresiones
Sh: componente horizontal carga de nieve
Sv: componente vertical carga de nieve
Wagua: carga vertical por peso del agua

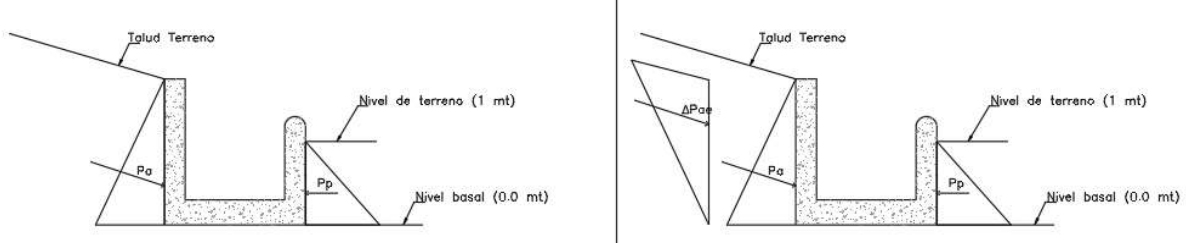
Para el análisis se extraen los datos disponibles en el estudio de mecánica de suelos, además se calculan los empujes de suelo según las ecuaciones antes expuestas y se opta por seleccionar los coeficientes más desfavorables, los cuales se muestran a continuación:

$$K_a = 0.29$$

$$K_p = 5.22$$

5.3.1. Caso 1

Caso estático y dinámico respectivamente:



Se consideran los siguientes parámetros para la verificación, los cuales se encuentran establecidos en las bases de diseño.

Suelo Talud			
Angulo de fricción	Φ1	40	°
Angulo inclinación talud	α	27.00	°
Angulo muro con trasdós	θ	0	°
Ángulo muro base	β	90	°
Angulo fricción con muro	δa	20	°
fricción del suelo	δb	26.67	°
cohesión del suelo	C1	0	Ton/m ²
peso específico suelo	γs1	2	Ton/m ³

peso específico hormigón	γ_h	2.5	Ton/m ³
sobrecarga muro	q	0.12	Ton/m ²
altura relleno	H	1.9	m

Suelo terreno			
Peso específico suelo	γ_{s2}	2.2	Ton/ m ³
Ángulo de fricción	Φ_2	43	°
cohesión del suelo	C	0	Ton/m ²
altura relleno	H	1	m
inclinación relleno	α	0	°

Coef. Aceleración sísmica horizontal	Kh	0.18
Coef. Aceleración sísmica vertical	Kv	0.12
θ'		0.201762 Rad

Volcamiento:

Verificación Volcamiento Estático				
Fuerza	Magnitud (ton/m)	Brazo (m)	M. Volcante (ton-m/m)	M. Resistente (ton-m/m)
Pah	0.93	0.63	0.59	-
Pav	0.47	1.70	-	0.80
Pp	5.79	0.33	-	1.93
W1	1.00	1.58	-	1.58
W2	1.28	0.85	-	1.08
W3	0.63	0.13	-	0.08
Sh	0.06	0.95	0.06	-
Sv	0.03	1.70	-	0.05
		Σ	0.64	5.52
		F.S	M.Res/ M. vol	8.58
				Ok!

Verificación Volcamiento Dinámico				
Fuerza	Magnitud (ton/m)	Brazo (m)	M. Volcante (ton-m/m)	M. Resistente (ton-m/m)
Pah	0.928	0.633	0.588	-
Pav	0.473	1.700	-	0.804
Pp	5.786	0.333	-	1.929
W1	1.000	1.575	-	1.575
W2	1.275	0.850	-	1.084
W3	0.625	0.125	-	0.078
$\Delta Paeh$	0.989	1.267	1.253	
$\Delta Paev$	0.504	1.700	-	0.857
E1	0.180	1.100	0.198	-
E2	0.230	0.150	0.034	-
E3	0.113	1.025	0.115	-

Sh	0.059	0.950	0.056	
Sv	0.030	1.700	-	0.051
		Σ	2.24	6.38
		F.S	M.Res/ M. vol	2.84
		Ok!		

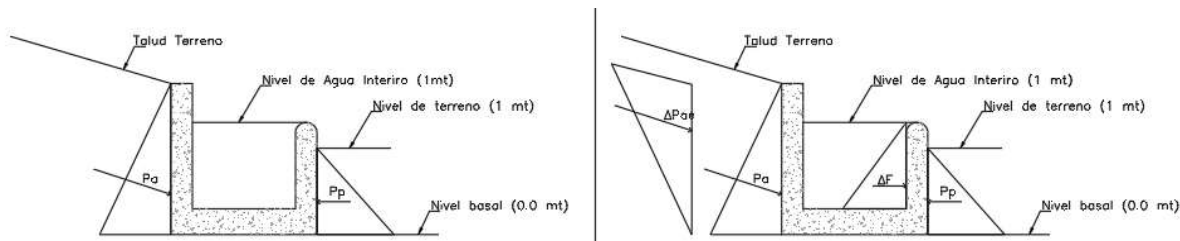
Deslizamiento:

Verificación Deslizamiento Estático					
Fuerza	Carga Axial ton/m	coef fricción	F.S	Fuerza deslizante (ton/m)	Fuerza Resistente (ton-m/m)
Pah	-	-	1	0.93	-
Pav	0.47	0.50	1.5	-	0.24
Pp	-	-	1.5	-	5.79
W1	1.00	0.50	1.5	-	0.50
W2	1.28	0.50	1.5	-	0.64
W3	0.63	0.50	1.5	-	0.31
Sh	-	-	1	0.06	-
Sv	0.03	0.50	1.3	-	0.02
		Σ		0.99	5.00
		F.S (M.Res/F.S)/ M. vol			5.06
					≥ 1 Ok!

Verificación Deslizamiento Dinámico					
Fuerza	Carga Axial ton/m	coef fricción	F.S	Fuerza deslizante (ton/m)	Fuerza Resistente (ton-m/m)
Pah	-	-	1	0.93	-
Pav	0.47	0.50	1.3	-	0.24
Pp	-	-	1.3	-	5.79
W1	1.00	0.50	1.3	-	0.50
W2	1.28	0.50	1.3	-	0.64
W3	0.63	0.50	1.3	-	0.31
Δ Paeh	-	-	1	0.99	-
Δ Paev	0.50	0.50	1.3	-	0.25
E1	-	-	1	0.18	-
E2	-	-	1	0.23	-
E3	-	-	1	0.11	-
Sh	-	-	1	0.06	-
Sv	0.03	0.50	1.3	-	0.02
		Σ		2.50	5.96
		F.S (M.Res/F.S)/ M. vol			2.39
					≥ 1 Ok!

5.3.2. Caso 2

Caso estático y dinámico respectivamente:



Se consideran los siguientes parámetros para la verificación, los cuales se encuentran establecidos en las bases de diseño.

Se consideran los siguientes parámetros para la verificación, los cuales se encuentran establecidos en las bases de diseño.

Suelo Talud			
Ángulo de fricción	$\Phi 1$	40 °	
Ángulo inclinación talud	α	27.00 °	
Ángulo muro con trasdós	θ	0 °	
Ángulo muro base	β	90 °	
Ángulo fricción con muro	δ_a	20 °	
Fricción del suelo	δ_b	26.67 °	
Cohesión del suelo	C1	0	Ton/m ²
Peso específico suelo	γ_{s1}	2	Ton/m ³
Peso específico hormigón	γ_h	2.5	Ton/m ³
Sobrecarga muro	q	0.12	Ton/m ²
Altura relleno	H	1.9	m

Suelo terreno			
Peso específico suelo	γ_{s2}	2.2	Ton/ m ³
Ángulo de fricción	$\Phi 2$	43 °	
Cohesión del suelo	C	0	Ton/m ²
Altura relleno	H	1	m
Inclinación relleno	α	0	°

Coef. Aceleración sísmica horizontal	Kh	0.18
Coef. Aceleración sísmica vertical	Kv	0.12
θ'		0.201762 Rad

Volcamiento:

Verificación Volcamiento Estático				
Fuerza	Magnitud (ton/m)	Brazo (m)	M. Volcante (ton-m/m)	M. Resistente (ton-m/m)
Pah	0.93	0.63	0.59	-
Pav	0.47	1.70	-	0.80
Pp	5.79	0.33	-	1.93
W1	1.00	1.58	-	1.58
W2	1.28	0.85	-	1.08
W3	0.63	0.13	-	0.08
Wagua	1.20	0.85	-	1.02
Sh	0.06	0.95	0.06	-
Sv	0.03	1.70	-	0.05
		Σ	0.64	6.54
		F.S	M.Res/ M. vol	10.16
				≥ 1.5 Ok!

Verificación Volcamiento Dinámico				
Fuerza	Magnitud (ton/m)	Brazo (m)	M. Volcante (ton-m/m)	M. Resistente (ton-m/m)
Pah	0.928	0.633	0.588	-
Pav	0.473	1.700	-	0.804
Pp	5.786	0.333	-	1.929
W1	1.000	1.575	-	1.575
W2	1.275	0.850	-	1.084
W3	0.625	0.125	-	0.078
ΔPaeh	0.989	1.267	1.253	-
ΔPaev	0.504	1.700	-	0.857
Wagua	1.200	0.850	-	1.020
ΔF	0.253	0.640	0.162	-
E1	0.180	1.100	0.198	-
E2	0.230	0.150	0.034	-
E3	0.113	1.025	0.115	-
Sh	0.059	0.950	0.056	-
Sv	0.030	1.700	-	0.051
		Σ	2.35	7.35
		F.S	M.Res/ M. vol	3.13
				≥ 1.3 Ok!

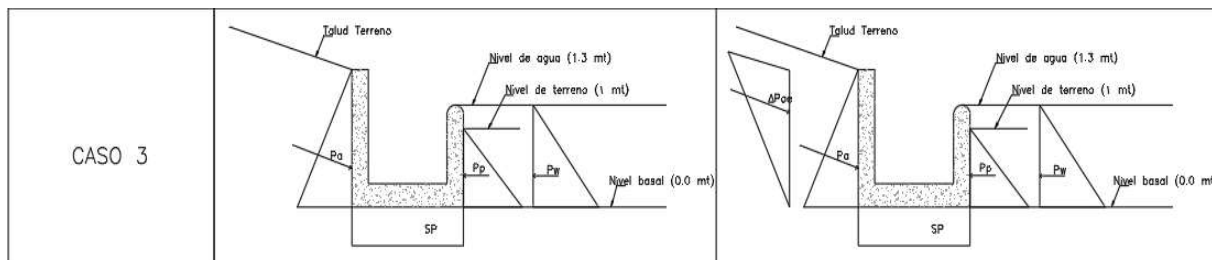
Deslizamiento:

Verificación Deslizamiento Estático					
Fuerza	Carga Axial ton/m	coef friccion	F.S	Fuerza deslizante (ton/m)	Fuerza Resistente (ton-m/m)
Pah	-	-	1	0.93	-
Pav	0.47	0.50	1.5	-	0.24
Pp	-	-	4	-	5.79
W1	1.00	0.50	1.5	-	0.50
W2	1.28	0.50	1.5	-	0.64
W3	0.63	0.50	1.5	-	0.31
Wagua	1.20	0.50	1.5	-	0.60
Sh	-	-	1	0.06	-
Sv	0.03	0.50	1.5	-	0.02
Σ				0.99	2.99
F.S (M.Res/F.S)/ M. vol				3.03	≥ 1 Ok!

Verificación Deslizamiento Dinámico					
Fuerza	Carga Axial ton/m	coef friccion	F.S	Fuerza deslizante (ton/m)	Fuerza Resistente (ton-m/m)
Pah	-	-	1	0.07	-
Pav	0.47	0.50	1.3	-	0.24
Pp	-	-	3	-	5.79
W1	1.00	0.50	1.3	-	0.50
W2	1.28	0.50	1.3	-	0.64
W3	0.63	0.50	1.3	-	0.31
Δ Paeh	-	-	1	0.99	-
Δ Paev	0.50	0.50	1.3	-	0.25
Wagua	1.20	0.50	1.3	-	0.60
Δ F	-	-	1	0.25	-
E1	-	-	1	0.18	-
E2	-	-	1	0.23	-
E3	-	-	1	0.11	-
Sh	-	-	1	0.06	-
Sv	0.030	0.502218876	1.3	-	0.02
Σ				1.89	3.90
F.S (M.Res/F.S)/ M. vol				2.07	≥ 1 Ok!

5.3.3. Caso 3

Caso estático y dinámico respectivamente:



Se consideran los siguientes parámetros para la verificación, los cuales se encuentran establecidos en las bases de diseño.

Suelo Talud			
Ángulo de fricción	$\Phi 1$	40	°
Ángulo inclinación talud	α	27.00	°
Ángulo muro con trasdós	θ	0	°
Ángulo muro base	β	90	°
Ángulo fricción con muro	δ_a	20	°
Fricción del suelo	δ_b	26.67	°
Cohesión del suelo	C1	0	Ton/m ²
Peso específico suelo	γ_{s1}	2	Ton/m ³
Peso específico hormigón	γ_h	2.5	Ton/m ³
Sobrecarga muro	q	0.12	Ton/m ²
Altura relleno	H	1.9	m

Suelo terreno			
Peso específico suelo boy.	γ_{s2}	1.2	Ton/ m ³
Ángulo de fricción	$\Phi 2$	43	°
Cohesión del suelo	C	0	Ton/m ²
Altura relleno	H	1.3	m
Inclinación relleno	α	0	°

Coef. Aceleración sísmica horizontal	Kh	0.18
Coef. Aceleración sísmica vertical	Kv	0.12
θ'		0.201762

Rad

Volcamiento:

Verificación Volcamiento Estático				
Fuerza	Magnitud (ton/m)	Brazo (m)	M. Volcante (ton-m/m)	M. Resistente (ton-m/m)
Pah	0.93	0.63	0.59	
Pav	0.47	1.70	-	0.80
Pp	5.33	0.43	-	2.31
W1	1.00	1.58	-	1.58
W2	1.28	0.85	-	1.08
W3	0.59	0.13	-	0.07
SP	2.21	0.85	1.88	-
F2	0.85	0.43	-	0.37
Pqh	0.06	0.95	0.06	-
Pqv	0.03	1.70	-	0.05

Σ 2.52 6.27
F.S M.Res/ M. vol 2.48
≥ 1.5 Ok!

Verificación Volcamiento Dinámico				
Fuerza	Magnitud (ton/m)	Brazo (m)	M. Volcante (ton-m/m)	M. Resistente (ton-m/m)
Pah	0.928	0.633	0.588	-
Pav	0.473	1.700	-	0.804
Pp	5.334	0.433	-	2.311
W1	1.000	1.575	-	1.575
W2	1.275	0.850	-	1.084
W3	0.594	0.125	-	0.074
ΔPaeh	0.989	1.267	1.253	-
ΔPaev	0.504	1.700	-	0.857
SP	2.210	0.567	1.252	-
F2	0.845	0.433	-	0.366
E1	0.180	1.100	0.198	-
E2	0.230	0.150	0.034	-
E3	0.107	1.025	0.110	-
Sh	0.059	0.950	0.056	
Sv	0.030	1.700	-	0.051

Σ 3.49 7.12
F.S M.Res/ M. vol 2.04
≥ 1.3 Ok!

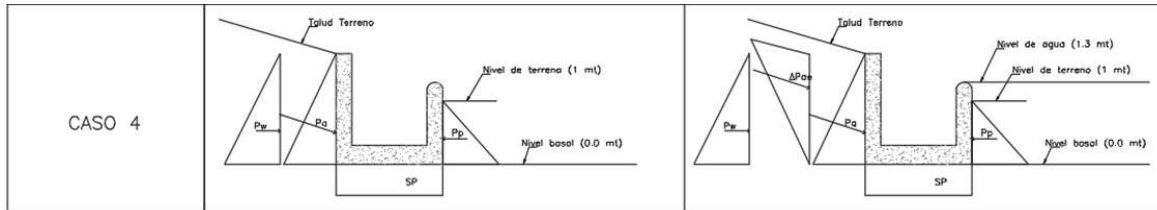
Deslizamiento:

Verificación Deslizamiento Estático					
Fuerza	Carga Axial ton/m	coef fricción	F.S	Fuerza deslizante (ton/m)	Fuerza Resistente (ton-m/m)
Pah	-	-	1	0.93	-
Pav	0.47	0.50	1.5	-	0.24
Pp	-	-	1.5	-	5.33
W1	1.00	0.50	1.5	-	0.50
W2	1.28	0.50	1.5	-	0.64
W3	0.59	0.50	1.5	-	0.30
SP	-2.21	0.50	1	-	-1.11
F2	-	-	1.5	-	0.85
Sh	-	-	1	0.06	-
Sv	0.03	0.50	1.5	-	0.02
Σ				0.99	4.14
F.S (M.Res/F.S)/ M. vol					4.19
					≥ 1 Ok!

Verificación Deslizamiento Dinámico					
Fuerza	Carga Axial ton/m	coef fricción	F.S	Fuerza deslizante (ton/m)	Fuerza Resistente (ton-m/m)
Pah	-	-	1	0.93	-
Pav	0.47	0.50	1.3	-	0.24
Pp	-	-	1.3	-	5.33
W1	1.00	0.50	1.3	-	0.50
W2	1.28	0.50	1.3	-	0.64
W3	0.59	0.50	1.3	-	0.30
Δ Paeh	-	-	1	0.99	-
Δ Paev	0.50	0.50	1.3	-	0.25
SP	-2.21	0.50	1	-	-1.71
F2	-	-	1.3	-	0.85
E1	-	-	1	0.18	-
E2	-	-	1	0.23	-
E3	-	-	1	0.11	-
Sh	-	-	1	0.06	-
Sv	0.03	0.50	1.3	-	0.02
Σ				2.49	4.54
F.S (M.Res/F.S)/ M. vol					1.822
					≥ 1 Ok!

5.3.4. Caso 4

Caso estático y dinámico respectivamente:



Se consideran los siguientes parámetros para la verificación, los cuales se encuentran establecidos en las bases de diseño.

Suelo Talud			
Ángulo de fricción	$\Phi 1$	40	°
Ángulo inclinación talud	α	27.00	°
Ángulo muro con trasdós	θ	0	°
Ángulo muro base	β	90	°
Ángulo fricción con muro	δa	20	°
Fricción del suelo	δb	26.67	°
Cohesión del suelo	C1	0	Ton/m ²
Peso específico suelo boy.	γ_{s1}	1	Ton/m ³
Peso específico hormigón	γ_h	2.5	Ton/m ³
Sobrecarga muro	q	0.12	Ton/m ²
Altura relleno	H	1.9	m

Suelo terreno			
Peso específico suelo	γ_{s2}	1.2	Ton/ m ³
Ángulo de fricción	$\Phi 2$	43	°
Cohesión del suelo	C	0	Ton/m ²
Altura relleno	H	1.3	m
Inclinación relleno	α	0	°

Coef. Aceleración sísmica horizontal	Kh	0.18
Coef. Aceleración sísmica vertical	Kv	0.12
θ'		0.201762 Rad

Volcamiento:

Verificación Volcamiento Estático				
Fuerza	Magnitud (ton/m)	Brazo (m)	M. Volcante (ton-m/m)	M. Resistente (ton-m/m)
Pah	0.46	0.63	0.29	
Pav	0.24	1.70		0.40
Pp	5.33	0.43		2.31
W1	1.00	1.58		1.58
W2	1.28	0.85		1.08
W3	0.59	0.13		0.07
SP	2.21	0.85	1.88	
F2	1.81	0.63	1.14	-
ΔF2	0.25	0.76	0.19	
Pqh	0.06	0.95	0.06	
Pqv	0.03	1.70		0.05
		Σ	3.56	5.50
		F.S	M.Res/ M. vol	1.54
		≥ 1.5 Ok!		

Verificación Volcamiento Dinámico				
Fuerza	Magnitud (ton/m)	Brazo (m)	M. Volcante (ton-m/m)	M. Resistente (ton-m/m)
Pah	0.464	0.633	0.294	-
Pav	0.236	1.700	-	0.402
Pp	5.334	0.433	-	2.311
W1	1.000	1.575	-	1.575
W2	1.275	0.850	-	1.084
W3	0.594	0.125	-	0.074
ΔPaeh	0.495	1.267	0.627	-
ΔPaev	0.252	1.700	-	0.428
SP	2.210	0.567	1.252	-
F2	1.805	0.633	1.143	-
ΔF2	0.253	0.760	0.193	
E1	0.180	1.100	0.198	-
E2	0.230	0.150	0.034	-
E3	0.107	1.025	0.110	-
Sh	0.059	0.950	0.056	
Sv	0.030	1.700	-	0.051
		Σ	3.91	5.93
		F.S	M.Res/ M. vol	1.52
		≥ 1.3 Ok!		

Deslizamiento:

Verificación Deslizamiento Estático					
Fuerza	Carga Axial ton/m	coef fricción	F.S	Fuerza deslizante (ton/m)	Fuerza Resistente (ton-m/m)
Pah	-	-	1	0.46	-
Pav	0.24	0.50	1.5	-	0.12
Pp	-	-	1.5	-	5.33
W1	1.00	0.50	1.5	-	0.50
W2	1.28	0.50	1.5	-	0.64
W3	0.59	0.50	1.5	-	0.30
SP	-2.21	0.50	1	-	-1.11
F2	-	-	1	1.81	0.00
ΔF2	-	-	1	0.25	-
Sh	-	-	1	0.06	-
Sv	0.03	0.50	1.5	-	0.02
Σ				2.58	3.50
F.S (M.Res/F.S)/ M. vol					1.35
					≥ 1 Ok!

Verificación Deslizamiento Dinámico					
Fuerza	Carga Axial ton/m	coef fricción	F.S	Fuerza deslizante (ton/m)	Fuerza Resistente (ton-m/m)
Pah	-	-	1	0.46	-
Pav	0.24	0.50	1.3	-	0.12
Pp	-	-	1.3	-	5.33
W1	1.00	0.50	1.3	-	0.50
W2	1.28	0.50	1.3	-	0.64
W3	0.59	0.50	1.3	-	0.30
ΔPaeh	-	-	1	0.49	-
ΔPaev	0.25	0.50	1.3	-	0.13
SP	-2.21	0.50	1	-	-1.11
F2	-	-	1.3	1.81	-
ΔF	-	-	1	0.25	-
E1	-	-	1	0.18	-
E2	-	-	1	0.23	-
E3	-	-	1	0.11	-
Sh	-	-	1	0.06	-
Sv	0.03	0.50	1.3	-	0.02
Σ				3.59	4.30
F.S (M.Res/F.S)/ M. vol					1.197
					≥ 1 Ok!

Flotación:

Solo se considera este caso para la verificación de la flotación debido a que es el caso más desfavorable del punto de vista de las cargas actuantes.

Se considerará para este caso solo el peso del canal y la supresión ejercida por el nivel de agua.

$$\Sigma V = W1 + W2 + W3$$

W1	1.00	ton/m
W2	1.28	ton/m
W3	0.59	ton/m
ΣV	2.87	ton/m

$$\Sigma \text{Flotante} = H * B * \gamma_w = 1.3 * 1.7 * 1 = 2.21 \text{ ton/m}$$

$$F.S \text{ flotación} = \Sigma V / \Sigma \text{Flotante} = 2.87/1.11 = 1.30 \geq 1.2 \text{ Ok!}$$

5.4. Verificación de tensiones admisibles

Debido a que la verificación de estabilidad cumple con los establecido y el canal se encuentra confinado por el suelo, se verificaran las tensiones admisibles para cada caso Normal y Eventual con una igualdad entre los momentos solicitantes y los resistentes. A partir de esto se define que la excentricidad es nula y la tensión sobre el suelo está dada por:

$$\sigma_{ultima} = \frac{\Sigma \text{Fuerzas verticales}}{\text{Area de contacto}}$$

Esta tensión debe ser menor a:

Parámetros Geotécnicos	
Tensión de Contacto Admisible Normal (kg/cm ²)	3.00
Tensión de Contacto Admisible Eventual (kg/cm ²)	4.50

5.4.1. Caso 1

Condición Normal:

$$\Sigma \text{ Fuerzas verticales} = P_{av} + W1 + W2 + W3 + S_v = 3.4 \text{ ton/m}$$

$$\text{Área contacto} = 1.7\text{m} * 1\text{m} = 1.7 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{ultima} = 3.2 / 1.7 = 2.00 \text{ ton/m}^2 / \text{m} = 0.20 \text{ kg/cm}^2 / \text{m} \leq 3.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ Ok!}$$

Condición eventual:

$$\Sigma \text{ Fuerzas verticales} = P_{av} + W1 + W2 + W3 + \Delta P_{aev} + S_v = 3.91 \text{ ton/m}$$

$$\text{Área contacto} = 1.7\text{m} \times 1\text{m} = 1.7 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\text{última}} = 3.91 / 1.7 = 2.30 \text{ ton/m}^2/\text{m} = 0.23 \text{ kg/cm}^2/\text{m} \leq 4.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ Ok!}$$

5.4.2. Caso 2

Condición Normal:

$$\Sigma \text{ Fuerzas verticales} = P_{av} + W1 + W2 + W3 + W_{agua} + S_v = 4.60 \text{ ton/m}$$

$$\text{Área contacto} = 1.7\text{m} \times 1\text{m} = 1.7 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\text{última}} = 4.60 / 1.7 = 2.71 \text{ ton/m}^2/\text{m} = 0.271 \text{ kg/cm}^2/\text{m} \leq 3.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ Ok!}$$

Condición eventual:

$$\Sigma \text{ Fuerzas verticales} = P_{av} + W1 + W2 + W3 + \Delta P_{aev} + W_{agua} + S_v = 5.11 \text{ ton/m}$$

$$\text{Área contacto} = 1.7\text{m} \times 1\text{m} = 1.7 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\text{última}} = 5.11 / 1.7 = 3.00 \text{ ton/m}^2/\text{m} = 0.30 \text{ kg/cm}^2/\text{m} \leq 4.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ Ok!}$$

5.4.3. Caso 3

Condición Normal:

$$\Sigma \text{ Fuerzas verticales} = P_{av} + W1 + W2 + W3 + S_v = 3.37 \text{ ton/m}$$

$$\text{Área contacto} = 1.7\text{m} \times 1\text{m} = 1.7 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\text{última}} = 3.37 / 1.7 = 1.98 \text{ ton/m}^2/\text{m} = 0.198 \text{ kg/cm}^2/\text{m} \leq 3.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ Ok!}$$

Condición eventual:

$$\Sigma \text{ Fuerzas verticales} = P_{av} + W1 + W2 + W3 + \Delta P_{aev} + S_v = 3.88 \text{ ton/m}$$

$$\text{Área contacto} = 1.7\text{m} \times 1\text{m} = 1.7 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\text{última}} = 3.88 / 1.7 = 2.28 \text{ ton/m}^2/\text{m} = 0.228 \text{ kg/cm}^2/\text{m} \leq 4.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ Ok!}$$

5.4.4. Caso 4

Condición Normal:

$$\Sigma \text{ Fuerzas verticales} = P_{av} + W1 + W2 + W3 + S_v = 3.14 \text{ ton/m}$$

$$\text{Área contacto} = 1.7\text{m} \cdot 1\text{m} = 1.7 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\text{última}} = 3.14 / 1.7 = 1.84 \text{ ton/m}^2/\text{m} = 0.184 \text{ kg/cm}^2/\text{m} \leq 3.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ Ok!}$$

Condición eventual:

$$\Sigma \text{ Fuerzas verticales} = P_{av} + W1 + W2 + W3 + \Delta P_{aev} + S_v = 3.39 \text{ ton/m}$$

$$\text{Área contacto} = 1.7\text{m} \cdot 1\text{m} = 1.7 \text{ m}^2$$

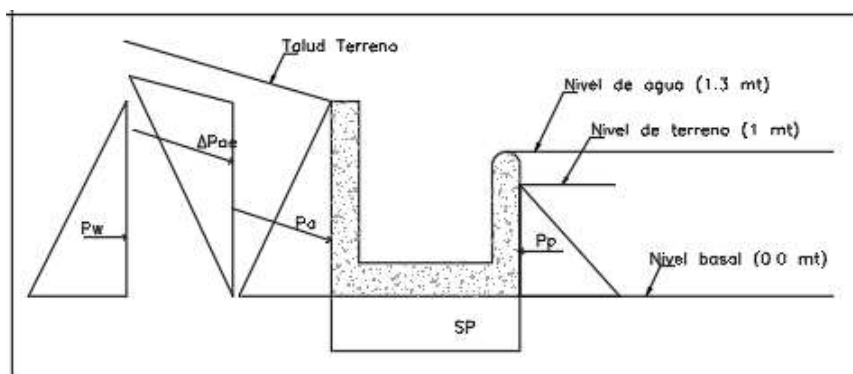
$$\sigma_{\text{última}} = 3.39 / 1.7 = 1.99 \text{ ton/m}^2/\text{m} = 0.199 \text{ kg/cm}^2/\text{m} \leq 4.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ Ok!}$$

5.5. Diseño de Hormigón armado

Se verificará para el caso y la combinación de carga más desfavorable, la que corresponde

Se verifica para la combinación de carga: $C14 = 1,20 \cdot D + 1,60 \cdot H + 1,40 \cdot E$

Y el caso de análisis más desfavorable corresponde al caso 4:



La extraídas del análisis son las siguientes:

Fuerza	Factor	Magnitud (ton/m)	Corte (ton/m)	Brazo (m)	Momento(ton-m/m)
Pah	1.6	0.464	0.743	0.633	0.470
ΔP_{aev}	1.4	0.495	0.692	1.267	0.877

E1	1.4	0.180	0.252	1.100	0.277
F2	1.6	1.805	2.888	0.633	1.829

Sumatoria fuerza de corte ΣV	4.575	Ton/m
Sumatoria de momentos ΣM	3.454	Ton-m/m

Solicitaciones

Mu	4.49	Ton-m	Se mayor la carga por el factor de durabilidad $S_d = 1.3$, (ACI350)
Vu	4.57	ton	
f'c	300	kg/cm ²	Hormigón G-30
Ec	261539.672	kg/cm ²	

Dimensiones

b	100	cm
h	25	cm
Recubrimiento	5	cm
he	15	cm

Armadura requerida

pmin	0.004		Cuantía mínima
Asmin p	7.76	cm ²	Acero requerido por cuantía
As min cal	6.40	cm ²	Acero requerido por cálculo

Armadura utilizada

N° ejes	2		
Diámetro	12	mm	
Espaciamiento	20	cm	
As muro	11.30	cm ²	Acero real

Capacidad muro

\emptyset	0.9	
Mn	8.77	Ton-m
$\emptyset Mn$	7.89	Ton-m
$\emptyset v$	0.75	
Vu	17.81	Ton
$\emptyset Vu$	13.36	Ton

$$Mu \leq \emptyset Mn \quad \text{Ok!}$$

$$Vu \leq \emptyset Vn \quad \text{Ok!}$$

Para el diseño de la losa del canal se utilizará la carga ultima de contacto máxima en el suelo amplificada desfavorablemente por un factor 1,7

La máxima tensión corresponde a la del caso 2 y tiene un valor de:

$$\sigma_{\max} = 5.11 / 1.7 = 3.00 \text{ ton/m}^2/\text{m}$$

$$q_{\text{ultima}} = 1.7 * 3.00 \text{ ton/m}^2/\text{m} = 5.11 \text{ ton/m}^2/\text{m}$$

El momento máximo en la losa corresponde a:

$$M_{act}^+ = C^+ q_u \cdot l_a^2$$

Donde:

C: coeficiente de momento para carga (para $b/l = 1/1.7$, $C = 0.035$).

q_u : Carga ultima.

l_a : longitud de la losa.

$$M = 0.035 * 5.11 * 1.7^2 = 0.52 \text{ ton-m/m}$$

Solicitaciones

Mu	0.68	Ton-m	Se mayor la carga por el factor de durabilidad $S_d = 1.3$, (ACI350)
Vu	3.74	ton	
f'_c	300	kg/cm ²	Hormigón G-30
E_c	261539.672	kg/cm ²	

Dimensiones

b	100	cm
h	30	cm
Recubrimiento	7.5	cm
h_e	15	cm

Armadura requerida

p_{\min}	0.004		Cuantía mínima
Asmin p	8.76	cm ²	Acero requerido por cuantía
As min cal	0.82	cm ²	Acero requerido por cálculo

Armadura utilizada

N° ejes	2		
Diámetro	12	mm	
Espaciamiento	20	cm	
As losa	11.30	cm ²	Acero real

Capacidad losa

ϕ_m	0.9		
Mn	9.96	Ton-m	
ϕM_n	8.96	Ton-m	
ϕ_v	0.75		
Vu	20.1	Ton	

$\emptyset Vu$ 15.08 Ton

$Mu \leq \emptyset Mn$ Ok!

$Vu \leq \emptyset Vn$ Ok!

5.1. Verificación fisuración

A continuación, se realiza la verificación de la fisuración de acuerdo con el procedimiento antes mencionado en las bases de diseño.

Verificación Muro:

Cargas Solicitantes son las siguientes:

Fuerza	Magnitud (ton/m)	Brazo (m)	Momento(ton-m/m)
Pah	0.464	0.633	0.294
$\Delta Paev$	0.495	1.267	0.627
E1	0.180	1.100	0.198
F2	1.805	0.633	1.143
Total			2.262

$f'c$	300	kg/cm ²	Resistencia Compresión Hormigón
f_{acero}	4200	kg/cm ²	Tensión fluencia acero
E_s	2000000	kg/cm ²	Módulo elasticidad acero
E_c	261539.67	kg/cm ²	Módulo elasticidad Hormigón
M	226.2		Momento solicitante no mayorado
$M \cdot S_d$	294.06	ton-cm	Momento solicitante mayorado por factor de durabilidad ($S_d=1.3$)
d	19	cm	Altura útil
b	100	cm	Ancho sección
A_s	11.3	cm ²	Cantidad de acero
d_c	5	cm	Distancia entre borde traccionado y centro armadura ($d_c \max = 5\text{cm}$)
s	20	cm	Separación real entre barras
C_c	5	cm	
ρ	0.006		
η	7.647		
k	0.260		
j	0.913		
f_s	1.499	ton/cm ²	
Z	14.993	ton/cm	
W_{\max}	0.195	mm	Abertura máxima probable
S_{\max}	58.465	cm	Espaciamiento máximo

$W_{\max} \leq W_{\text{adm}}$

$Z \leq Z_{adm}$

Verificación losa:

Cargas Solicitantes son las siguientes:

$$\sigma_{ult} = 5.11 / 1.7 = 3.00 \text{ ton/m}^2/\text{m}$$

El momento máximo en la losa corresponde a:

$$M_{act}^+ = C^+ q_u \cdot l_a^2$$

Donde:

C: coeficiente de momento para carga (para $b/l = 1/1.7$, $C = 0.035$).

q_u : Carga última.

l_a : longitud de la losa.

$$M = 0.035 \cdot 3.00 \cdot 1.7^2 = 0.303 \text{ ton-m/m}$$

f'_c	300	kg/cm ²	Resistencia Compresión Hormigón
f_{acero}	4200	kg/cm ²	Tensión fluencia acero
E_s	2000000	kg/cm ²	Módulo elasticidad acero
E_c	261539.7	kg/cm ²	Módulo elasticidad Hormigón
M	30.3	ton-cm	Momento solicitante no mayorado
$M \cdot S_d$	39.39	ton-cm	Momento solicitante mayorado por factor de durabilidad ($S_d=1.3$)
d	24.00	cm	Altura útil
b	100	cm	Ancho sección
A_s	11.3	cm ²	Cantidad de acero
d_c	5	cm	Distancia entre borde traccionado y centro armadura ($d_c \text{ max}=5\text{cm}$)
s	20	cm	Separación real entre barras
C_c	5	cm	
ρ	0.005		
η	7.647		
k	0.235		
j	0.922		
f_s	0.158	ton/cm ²	
Z	1.576	ton/cm	
W_{max}	0.020	mm	Abertura máxima probable
S_{max}	662.742	cm	Espaciamiento máximo

$W_{max} \leq W_{adm}$

$Z \leq Z_{adm}$

La verificación cumple con todos los parámetros indicado en la siguiente tabla.

Tipo de Obra	Abertura Adm Fisura [mm]	Z adm [ton/cm]	
		Flexión	Tracción
Obras Menores de Riego	0,4	31	28
Bocatomas, Vertederos, Estructuras de Compuertas, Canales, etc.	0,3	23	21
Estanques, Puentes, Acueductos.	0,2	15	13

Cabe destacar que los parámetros son más restrictivos para la estructura tipo canal, esto ya que se solicita cumplir requerimientos exclusivos del proyecto.

6. CONCLUSIONES

De la verificación estructural del canal de hormigón armado, se observa que la forma propuesta cumple con los diseños de estabilidad y resistencia requeridos por la normativa vigente, así como para las prescripciones de los códigos de diseño sísmico, especificaciones técnicas de proyecto y criterios de diseño.

Por su parte, el diseño de armaduras cumple con las disposiciones del ACI318-8, en función de los esfuerzos de diseño provenientes de solicitaciones bajo condiciones más desfavorables. Además se determina que la estructura no presentará problemas de fisuración.

Se verifica que la capacidad admisible del suelo bajo las solicitaciones y combinaciones de carga analizados no es superada en ninguno de los casos más desfavorables, esto indica bajo que el diseño es satisfactorio.