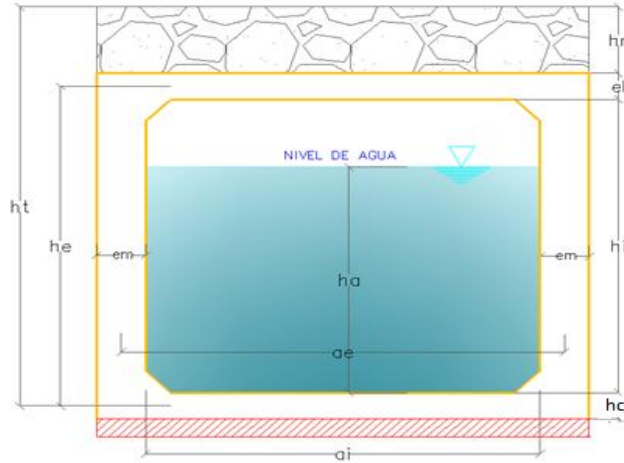


DISEÑO DE ALCANTARILLA MCA 5x3 (Hr=0.41)



1. DATOS DE DISEÑO

MATERIALES:

Resistencia del Concreto (f'c):	28 Mpa
Esfuerzo de fluencia (fy):	4200 kg/cm ²
Peso unitario del concreto:	24 Kn/m ³
Peso específico del relleno:	18 kn/m ³
Ángulo de fricción interna del relleno (φ):	30
Peso específico del agua:	10 kn/m ³
Peso específico del asfalto:	22.5 kn/m ³
Esfuerzo admisible del terreno:	4.11 Kg/cm ²

1. CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN

Altura de relleno (hr):	0.41 m
Espesor de la losa (el):	0.5 m
Altura interna (hi):	3 m
Espesor del muro (em):	0.5 m
Altura de cimentación (hc):	0.5 m
Altura entre ejes de losa (he):	3.5 m
Altura de alcantarilla del eje de losa inferior al nivel de	4.16 m
Altura de agua (ha):	2.25 m
Ancho interior (ai):	5 m
Ancho entre ejes de muros (ae):	5.5 m
Espesor del pavimento (ep):	0.075 m

2. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

* ESTADOS LÍMITES

Diseño por factores de carga y resistencia, AASHTO LRFD 1.3.2.1-1

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

- Factor de modificación de carga (η_i) para un valor máximo de Y_i, AASHTO LRFD 1.3.2.1-2

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0,95$$

Factor modificador	Servicio	Resistencia	Fatiga
Ductilidad n _D	1	0.95	1
Redundancia n _R	1	1	1
Importancia operativa (Puentes poca importancia) n _I	1	1	1
Importancia operativa (Puentes importantes) n _I	1	1.05	1



- Factor de resistencia, AASHTO LRFD 5.5.4.2.1

Factor de resistencia	ϕ
Flexión y tracción del concreto armado	0.9
Flexión y tracción del concreto pretensado	1.00
Corte y torsión	
Concreto de densidad normal	0.90
Concreto de baja densidad	0.70

- Factores de carga para la sollicitación mayorada AASHTO LRFD Tabla 3.4.1-1 y Tabla 3.4.1-2

COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA			
Combinación	Servicio	Resistencia I (máx)	Resistencia I (mín)
DC: Peso propio permanente	1.00	1.25	0.90
DW: Superficie de rodadura	1.00	1.50	0.65
EV: Carga de tierra vertical	1.00	1.30	0.90
WA: Carga hidrostática	1.00	1.00	1.00
EH: Empuje lateral de suelo	1.00	1.35	0.90
ES: Empuje por sobrecarga de suelo	1.00	1.50	0.75
LS: Empuje por sobrecarga vehicular	1.00	1.75	0.00
LL+IM: Sobrecarga vehicular	1.00	1.75	0.00

3. CARGAS SOBRE LA ALCANTARILLA (En un metro de ancho)

3.1. Presión vertical, Carga de suelo total no mayorada

Para instalaciones bajo terraplén, AASHTO LRFD 12.11.2.2.1-1 y 12.11.2.2.1-2

$$EV = \gamma H$$

Presión vertical en la parte superior de la alcantarilla:

$$EV = 7.38 \text{ Kn/m}^2$$

3.2. Presión horizontal del terreno (EH = p), AASHTO LRFD 3.11.5.1-1 y 3.11.5.2-1

$$p = k \gamma_s g z (\times 10^{-9})$$

$$k_o = 1 - \sin \phi_f'$$

$$K_o = 0.50$$

Presión lateral del terreno en la parte sup: **5.94 Kn/m²**

Presión lateral del terreno en la parte inf: **37.44 Kn/m²**

3.3. de Agua (WA):

Cuando la alcantarilla esta colmada, la presión de agua es cero.

Cuando existe agua a un nivel determinado en el interior de la alcantarilla, la presión lateral es:

$$WA = 22.50 \text{ Kn/m}^2$$

3.4. Sobrecarga vehicular (LL+IM):

- El factor de carga dinámica (IM) para el caso de elementos enterrados, AASHTO LRFD 3.6.2.2

$$IM = 33 (1.0 - 4.1 \times 10^{-4} D_e) \geq 0\%$$

Donde DE = hr

$$IM = 27.45 \%$$



- Para el cálculo del ancho de la franja en alcantarillas tipo cajón tener las consideraciones del AASHTO LRFD 4.6.2.10; para profundidades de relleno menores a 0.60m

3.4.1. Sobrecarga vehicular debido al camión de diseño (Una vía cargada)

Para este caso el factor de presencia multiple es $m=1.2$

* Perpendicular a la dirección del tráfico (AASHTO LRFD 4.6.2.10.2-1):

$$E_T=2440+0.12S : 3.04 \text{ m}$$

*Paralelo a la dirección del tráfico (AASHTO LRFD 4.6.2.10.2-2):

$$E_L=L_T+LLDF(H_r) : 0.7215 \text{ m}$$

*Cálculo de la intensidad de la sobrecarga vehicular :

$$S/C=(145 \times I M x m) / (E_T \times E_L) : 101.11 \text{ Kn/m}^2$$

3.5. Superficie de rodadura (DW)

Asfalto: **1.688 Kn/m**

3.6. Empuje Equivalente de Suelo por Sobrecarga Vehicular (LS):

Empuje Equivalente de Suelo, Distribución rectangular:

$$LS=K_o \times Y_s \times h_{eq}:$$

ht: 4.16

heq: 0.784

LS: **7.06 Kn/m**

4.0 RIGIDEZ VERTICAL DEL RESORTE

Esfuerzo Adm. del Terreno:	4.11 Kg/cm ²
Kb:	80000 Kn/m ³
Nseg:	10
Lseg:	0.55 m
A:	1 m
Kri:	44000.0 Kn/m
Kre:	22000.0 Kn/m

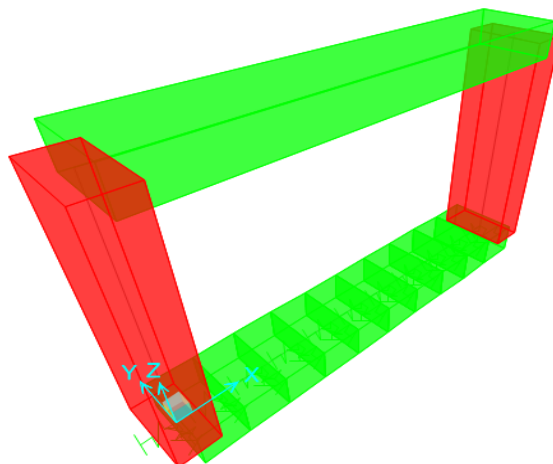
5.0 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE ALCANTARILLA

Combinaciones de Carga:

E1: 1.25DC+1.50DW+1.30EV+0.90EH+1.00WA+1.75LL+1.75LS

E2: 1.25DC+1.50DW+1.30EV+1.35EH+1.75LL+1.75LS

E3: 0.9DC+0.65DW+0.90EV+1.35EH+1.75LL+IM+1.75LS



Modelo en el SAP 2000



6.0. DISEÑO POR FLEXIÓN

Se realizó un modelo matemático en el SAP 2000 para la representación de la alcantarilla sometida a los esfuerzos actuantes para un metro lineal. En el siguiente gráfico se puede visualizar el momento flector.

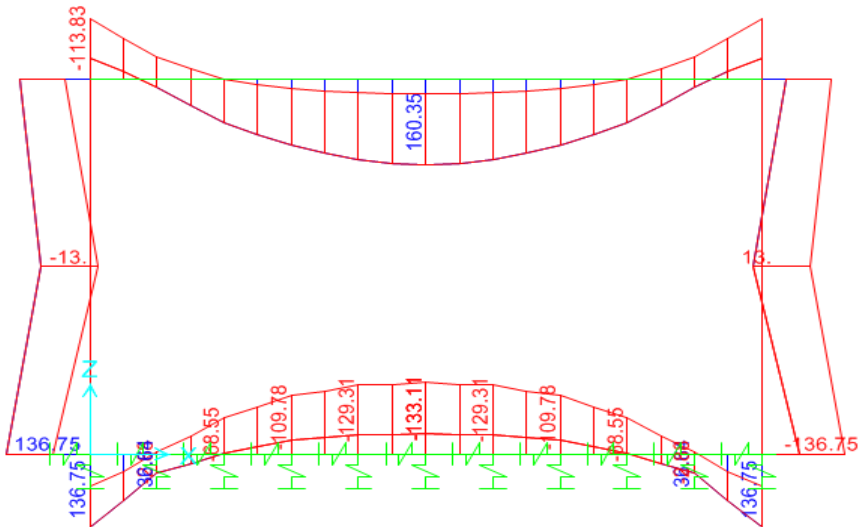


Diagrama de Momento Flector

Mu(+) Losa superior=	160.35 Kn-m
Mu(-) Losa superior=	113.83 Kn-m
Mu(+) Pared Lateral=	136.75 Kn-m
Mu(-) Pared Lateral=	13.00 Kn-m
Mu(+) Losa inferior=	136.75 Kn-m
Mu(-) Losa inferior=	133.11 Kn-m

6.1. Cálculo del Refuerzo en la losa:

6.1.1. Cálculo del Refuerzo positivo- cara inferior:

Momento Mínimo:

a) $1.2M_{cr} = 1.2f_r * S$	
$f_r = 0.63 \text{raiz}(f'c)$:	3.33 Mpa
$S = bh^2/6$:	0.04 m ³
$1.2M_{cr}$:	166.68 Kn-m/m
b) $4/3 * Mu$	
Mu :	160.35 Kn/m
$4/3 * Mu$:	213.79 Kn-m/m
M mínimo:	166.68 Kn-m/m

Cálculo del refuerzo:

$M_{u \text{ diseño}}$ =	166.68 Kn-m/m	Máx. (M_u , $M_{\text{mínimo}}$)
$M_{u \text{ diseño}}$ =	16.67 T-m	
F'_c :	280 Kg/cm ²	
F_y :	4200 Kg/cm ²	
Usando:		
ϕ	5/8"	
Diámetro:	1.59 cm	
Area:	1.98 cm ²	
r:	3 cm	
e_{losa} :	0.50 m	
z:	3.80 cm	
d=	46.21 cm	



As:	$Mu/0.9fy(d-a/2)$		
a:	0.18 As		
a:	1.72 cm		
As:	9.72 cm ²		
	A1: 5/8" @ 0.2m	As Colocado: 9.90 cm ²	OK !!!

6.1.2. Cálculo de Armadura de Distribución:

LRFD 9.7.3.2 (La armadura de distribución paralela al tráfico)

$1750/raiz(S) < 50\%$:	23.60	<	50 %
% Repartición:	23.60		
As repartición:	2.29 cm ²		
ϕ	1/2"		
Diámetro:	1.27 cm		
Área:	1.27 cm ²		
	A2: 1/2" @ 0.25m	As Colocado: 5.08 cm ²	OK !!!

6.1.3. Cálculo del Refuerzo negativo- cara superior:

Momento Mínimo:

a) $1.2M_{cr} = 1.2f_r * S$

$f_r = 0.63raiz(f'c)$:	3.33 Mpa
1.2Mcr:	166.68 Kn-m/m

b) $4/3 * Mu$

Mu:	113.83 Kn-m/m
$4/3 * Mu$:	151.77 Kn-m/m

M mínimo: 151.77 Kn-m/m

Cálculo del refuerzo:

$M_{u \text{ diseño}} =$	151.77 Kn-m/m	Máx. (Mu, Mmínimo)
$M_{u \text{ diseño}} =$	15.18 T-m	
F'_c :	280 Kg/cm ²	
F_y :	4200 Kg/cm ²	

Usando:

ϕ	5/8"
Diámetro:	1.59 cm
Área:	1.98 cm ²
r:	3.00 cm
e_{losa} :	0.50 m
z:	3.80 cm
d=	46.21 cm
As:	$Mu/0.9fy(d-a/2)$
a:	0.18 As
a:	1.56 cm
As:	8.84 cm ²

A3: 5/8" @ 0.2m **As Colocado:** 9.90 cm² **OK !!!**

6.1.5. Cálculo del Acero de Temperatura:

b=	6000 mm		
h=	500 mm		
As:	0.41 mm ² /mm		
0.233	$\leq As \leq$	1.27	
As:	4.12 cm ² /m		
ϕ	1/2"		
Diámetro:	1.27 cm		
Área:	1.27 cm ²		
	A4: 1/2" @ 0.25m	As Colocado: 5.08 cm ²	OK !!!



6.2. Cálculo de Refuerzo en Paredes Laterales

6.2.1. Cálculo del Refuerzo Positivo-Cara Interior:

Momento Mínimo:

a) $1.2M_{cr}=1.2f_r*S$

$f_r=0.63\text{raiz}(f'_c):$ 3.33 Mpa
 $S=bh^2/6:$ 0.04 m³
 $1.2M_{cr}:$ 166.68 Kn-m/m

b) $4/3*Mu$

$Mu:$ 136.75 Kn-m/m
 $4/3*Mu:$ 182.33 Kn-m/m
 M mínimo: 166.68 Kn-m/m

Cálculo del refuerzo:

$M_{u \text{ diseño}}=$ 166.68 Kn-m/m Máx. (M_u , $M_{\text{mínimo}}$)

$M_{u \text{ diseño}}=$ 16.67 T-m

$F'_c:$ 280 Kg/cm²

$F_y:$ 4200 Kg/cm²

Usando:

ϕ 5/8"

Diámetro: 1.59 cm

Área: 1.98 cm²

$r:$ 3.00 cm

$e_{\text{pared}}:$ 0.50 m

$z:$ 3.80 cm

$d=$ 46.21 cm

$As:$ $Mu/0.9fy(d-a/2)$

$a:$ 0.18 As

$a:$ 1.72 cm

$As:$ 9.72 cm²

L1: 5/8" @ 0.2m

As Colocado: 9.90 cm²

OK !!!

6.2.2. Cálculo del Refuerzo Negativo-Cara Exterior:

Momento Mínimo:

a) $1.2M_{cr}=1.2f_r*S$

$f_r=0.63\text{raiz}(f'_c):$ 3.33 Mpa
 $S=bh^2/6:$ 0.04 m³
 $1.2M_{cr}:$ 166.68 Kn-m/m

b) $4/3*Mu$

$Mu:$ 13.00 Kn-m/m

$4/3*Mu:$ 17.33 Kn-m/m

M mínimo: 17.33 Kn-m/m

Cálculo del refuerzo:

$M_{u \text{ diseño}}=$ 17.33 Kn-m/m Máx. (M_u , $M_{\text{mínimo}}$)

$M_{u \text{ diseño}}=$ 1.73 T-m

$F'_c:$ 280 Kg/cm²

$F_y:$ 4200 Kg/cm²

Usando:

ϕ 1/2"

Diámetro: 1.27 cm

Área: 1.27 cm²

$r:$ 3.00 cm

$e_{\text{pared}}:$ 0.50 m

$z:$ 3.64 cm

$d=$ 46.37 cm

$As:$ $Mu/0.9fy(d-a/2)$

$a:$ 0.18 As

$a:$ 0.17 cm

$As:$ 0.99 cm²

L2: 1/2" @ 0.25m

As Colocado: 5.08 cm²

OK !!!



6.2.3. Acero de Refuerzo Transversal:

h=	4000 mm		
b=	500 mm		
As:	0.40 mm ² /mm		
0.233	≤As≤	1.27	
As:	3.97 cm ² /m		
φ	1/2"		
Diámetro:	1.27 cm		
Área:	1.27 cm ²		
L3:	1/2" @ 0.25m	As Colocado:	5.08 cm² OK !!!

6.3. Cálculo de Refuerzo en Cimentación:

6.3.1. Refuerzo Negativo- Cara Superior

Momento Mínimo:

a) $1.2M_{cr}=1.2f_r*S$	
$f_r=0.63\text{raiz}(f'_c)$:	3.33 Mpa
$S=bh^2/6$:	0.04 m ³
1.2M _{cr} :	166.68 Kn-m/m
b) $4/3*Mu$	
Mu:	133.11 Kn-m/m
$4/3*Mu$:	177.48 Kn-m/m
M mínimo:	166.68 Kn-m/m

Cálculo del refuerzo:

$M_{u \text{ diseño}}=$	166.68 Kn-m/m	Máx. (Mu, Mmínimo)
$M_{u \text{ diseño}}=$	16.67 T-m	
F'_c :	280 Kg/cm ²	
F_y :	4200 Kg/cm ²	
Usando:		
φ	5/8"	
Diámetro:	1.59 cm	
Area:	1.98 cm ²	
r:	3.00 cm	
$e_{\text{losa inferior}}$:	0.50 m	
z:	3.80 cm	
d=	46.21 cm	
As:	$Mu/0.9fy(d-a/2)$	
a:	0.18 As	
a:	1.72 cm	
As:	9.72 cm ²	
B1:	5/8" @ 0.2m	As Colocado: 9.90 cm² OK !!!

6.3.2. Refuerzo Positivo- Cara Inferior

Momento Mínimo:

a) $1.2M_{cr}=1.2f_r*S$	3.33 Mpa
$f_r=0.63\text{raiz}(f'_c)$:	0.04 m ³
$S=bh^2/6$:	166.68 Kn-m/m
1.2M _{cr} :	182.33 Kn-m/m
b) $4/3*Mu$	
Mu:	136.75 Kn-m/m
$4/3*Mu$:	182.33 Kn-m/m
M mínimo:	182.33 Kn-m/m



Cálculo del refuerzo:

$M_{u \text{ diseño}} =$	182.33 Kn-m/m	Máx. (M_u , $M_{\text{mínimo}}$)
$M_{u \text{ diseño}} =$	18.23 T-m	
$F'_c:$	280 Kg/cm ²	
$F_y:$	4200 Kg/cm ²	
Usando:		
ϕ	5/8"	
Diámetro:	1.59 cm	
Área:	1.98 cm ²	
r:	3.00 cm	
$e_{\text{losa inferior}}:$	0.50 m	
z:	3.80 cm	
d=	46.21 cm	
As:	$M_u/0.9f_y(d-a/2)$	
a:	0.18 As	
a:	1.88 cm	
As:	10.66 cm ²	
	B2: 5/8" @ 0.15m	As Colocado: 13.20 cm² OK !!!

6.3.3. Acero de Refuerzo Transversal:

h=	4000 mm	
b=	500 mm	
As:	0.40 mm ² /mm	
0.233	$\leq As \leq$	1.27
As:	3.97 cm ² /m	
ϕ	1/2"	
Diámetro:	1.27 cm	
Área:	1.27 cm ²	
	B3: 1/2" @ 0.25m	As Colocado: 5.08 cm² OK !!!

7. VERIFICACIÓN POR CORTANTE

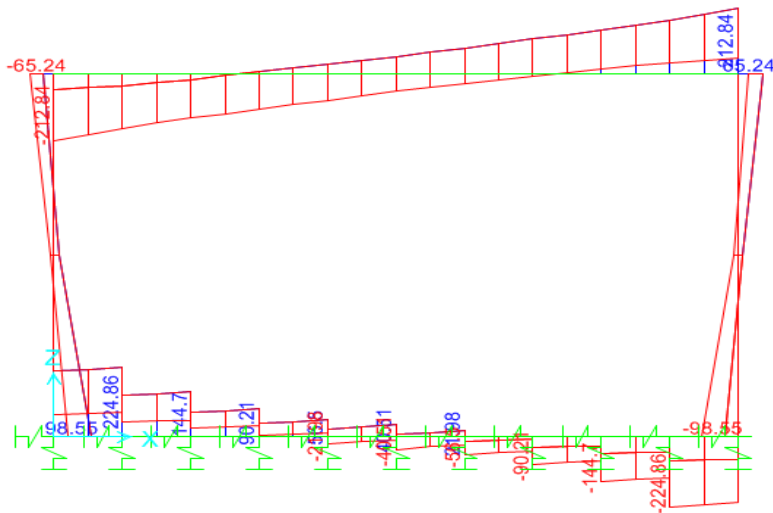


Diagrama de Fuerza Cortante

Vu (Losa) en la cara :	195.16 Kn
Vu(pared lateral) en la cara:	86.2 Kn
Vu(cimentación) en la cara :	224.86 Kn



7.1. Verificación por fuerza cortante en la losa superior

$$V_u = 195.16 \text{ Kn}$$

$$V_c = \left(0.178 \sqrt{f'_c} + 32 \frac{A_s V_u d_e}{b d_e M_u} \right) b d_e \quad (5.14.5.3-1)$$

Para alcantarillas Tipo Cajón de una sola Celda: AASHTO LRFD 5.14.5.3
 $V_c \geq 0.25 \text{raiz}(f'_c) b d_e$

En conclusión se tiene:

$$V_c = 0.178 * \text{raiz}(f'_c) b * d_e \geq 0.25 f'_c * b d_e$$

de=	449.35 mm		
b=	1000.00 mm		
F' _c :	28 Mpa		
V _c =	594434.18 N		
V _c =	594.43 Kn		
φV _c :	534.99 Kn	≥	195.16 Kn

Losa pasa por cortante!

7.2. Verificación por Fuerza Cortante en las Paredes Laterales

AASHTO LRFD 5.8.3.3

$$V_u = 86.2 \text{ Kn}$$

$$V_c = 0.083 \beta \text{raiz}(f'_c) * b_v * d_v$$

El d_v es el mayor de 0.72h y 0.9de

$$0.72h: 360.00 \text{ mm}$$

$$0.9de: 415.85 \text{ mm}$$

$$\text{Donde } d_v: 415.85 \text{ mm}$$

$$b = 1000.00 \text{ mm}$$

$$F'_c: 28 \text{ Mpa}$$

$$V_c = 0.083 \beta \text{raiz}(f'_c) * b_v * d_v \quad 365273.85 \text{ N} \quad \beta : 2$$

$$V_c: 365.27 \text{ Kn}$$

$$\phi V_c: 328.75 \text{ Kn} \quad \geq \quad 86.20 \text{ Kn}$$

Pared lateral pasa por cortante!

7.3. Verificación por Fuerza Cortante de losa de cimentación

$$V_u = 224.86 \text{ Kn}$$

Para alcantarillas Tipo Cajón de una sola Celda: AASHTO LRFD 5.14.5.3
 $V_c \geq 0.25 \text{raiz}(f'_c) b d_e$

En conclusión se tiene:

$$V_c = 0.178 * \text{raiz}(f'_c) b * d_e \geq 0.25 f'_c * b d_e$$

$$de = 449.35 \text{ mm}$$

$$b = 1000.00 \text{ mm}$$

$$F'_c: 28 \text{ Mpa}$$

$$V_c = 594434.18 \text{ N}$$

$$V_c = 594.43 \text{ Kn}$$

$$\phi V_c: 534.99 \text{ Kn} \quad \geq \quad 224.86 \text{ Kn}$$

Losa de cimentación pasa por cortante!



8. DISTRIBUCIÓN POR ARMADURA

