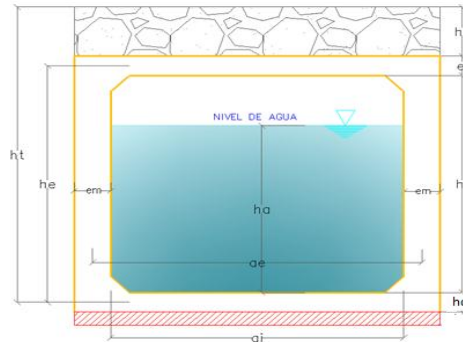


DISEÑO DE ALCANTARILLA MCA 4x3 (Hr=6.83)



1. DATOS DE DISEÑO

MATERIALES:

Resistencia del Concreto ($f'c$):	28 Mpa
Esfuerzo de fluencia (f_y):	4200 kg/cm ²
Peso unitario del concreto:	24 kn/m ³
Peso específico del relleno:	18 kn/m ³
Angulo 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:	1.79 Kg/cm ²

1. CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN

Altura de relleno (hr):	6.83 m
Espesor de la losa (el):	0.3 m
Altura interna (hi):	3.00 m
Espesor del muro (em):	0.3 m
Altura de cimentación (hc):	0.3 m
Altura entre ejes de losa (he):	3.3 m
Altura de alcantarilla del eje de losa inferior al nivel de relleno (ht):	10.28 m
Altura de agua (ha):	2.25 m
Ancho interior (ai):	4.00 m
Ancho entre ejes de muros (ae):	4.3 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 γ_i , AASHTO LRFD 1.3.2.1-2

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

Factor modificador	Servicio	Resistencia	Fatiga
Ductilidad η_D	1	0.95	1
Redundancia η_E	1	1	1
Importancia operativa (Puentes poca importancia) η_I	1	1	1
Importancia operativa (Puentes importantes) η_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

$$W_E = g F_e \gamma_s B_s H \times 10^{-9}$$

donde:

$$F_e = 1 + 0.20 \frac{H}{B_s}$$

F_e ≤ 1.15, para instalaciones con relleno compactado a lo largo de los laterales de la sección tipo cajón.
F_e ≤ 1.40, para instalaciones con relleno no compactado a lo largo de los laterales de la sección tipo cajón.

$$F_e = 1.15$$

Presión vertical en la parte superior de la alcantarilla:

$$EV = 141.38 \text{ Kn/m}^2$$

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

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

$$k_o = 1 - \sin \phi'_s$$

$$K_o = 0.50$$

Presión lateral del terreno en la parte sup: **62.82 Kn/m²**

Presión lateral del terreno en la parte inf: **92.52 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

$$IM = -59.41 \%$$

- El area de contacto de los neumaticos de una rueda compuesta por uno o dos neumáticos se debera considerar como un unico rectangulo de 510 mm de ancho y 250 mm de longitud

- Distribución de las cargas de rueda a través de suelos de relleno, AASHTO LRFD 3.6.1.2.6

Area de contacto en dirección longitudinal y transversal para una linea de ruedas para alturas de relleno mayores a 0.60m

$$a = 0.25 + 1.15 * hr = 8.10 \text{ m}$$

$$b = 0.51 + 1.15 * hr = 8.36 \text{ m}$$

3.4.1. Sobrecarga vehicular debido al camión de diseño

* Carga distribuida, para un solo carril

Area de contacto para el area mas cargada.

$$A = 0.25 + 1.15 * hr = 8.10 \text{ m}$$

$$B = 2.31 + 1.15 * hr = 10.15 \text{ m}$$



Tener en cuenta la altura de relleno no mayor que 2.40, caso contrario no se considerara sobrecarga vehicular (AASHTO LRFD 3.6.1.2.6)

Con el factor de presencia multiple se tiene:

$$m = 1.20$$
$$SC = 145 * m * IM / (A * B) = 0.00 \text{ kn/m}^2$$

*** Carga distribuida, para dos carriles**

$$A = 0.25 + 1.15 * hr = 8.10 \text{ m}$$
$$B = 5.31 + 1.15 * hr = 13.16 \text{ m}$$

Con el factor de presencia multiple se tiene:

$$m = 1.00$$
$$SC = 2 * 145 * m * IM / (A * B) = 0.00 \text{ kn/m}^2$$

3.4.2. Sobrecarga vehicular debido al tandem de diseño

3.4.2.1. Para un solo carril

$$m = 1.20$$
$$A = 1.45 + 1.15 * hr = 9.30 \text{ m}$$
$$B = 2.31 + 1.15 * hr = 10.16 \text{ m}$$
$$SC = 2 * 110 * m * IM / (A * B) = 0.00 \text{ kn/m}^2$$

3.4.2.2. Para dos carriles

$$m = 1.00$$
$$A = 1.45 + 1.15 * hr = 9.30 \text{ m}$$
$$B = 5.31 + 1.15 * hr = 13.16 \text{ m}$$
$$SC = 2 * 110 * m * IM / (A * B) = 0.00 \text{ kn/m}^2$$

3.5. Superficie de rodadura (DW)

$$\text{Asfalto: } 1.688 \text{ Kn/m}$$

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

Empuje Equivalente de Suelo, Distribución rectangular:

$$LS = K_o * \gamma_s * h_{eq}$$
$$ht = 10.28$$
$$h_{eq} = 0.172$$
$$LS = 1.548 \text{ Kn/m}$$

4.0 RIGIDEZ VERTICAL DEL RESORTE

$$\text{Esfuerzo Admisible del Terrero: } 1.79 \text{ Kg/cm}^2$$
$$K_b = 36220 \text{ Kn/m}^3$$
$$N_{seg} = 10$$
$$L_{seg} = 0.43 \text{ m}$$
$$A = 1 \text{ m}$$
$$K_{ri} = 15574.6 \text{ Kn/m}$$
$$K_{re} = 7787.3 \text{ Kn/m}$$

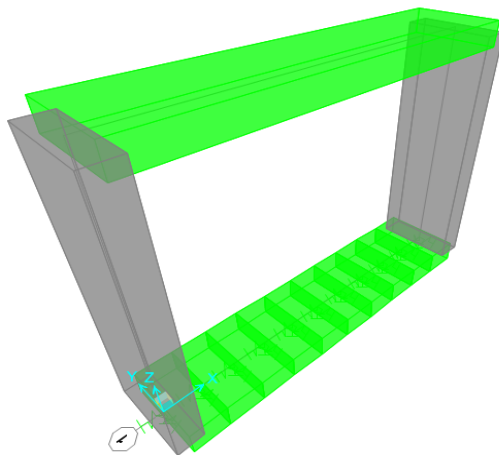
5.0 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE ALCANTARILLA

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.

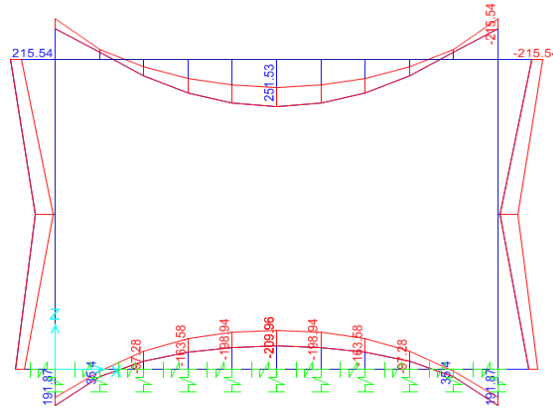


Diagrama de Momento Flector

Mu(+)	Losa superior=	251.53 Kn-m
Mu(-)	Losa superior=	215.54 Kn-m
Mu(+)	Pared Lateral=	215.54 Kn-m
Mu(-)	Pared Lateral=	0.00 Kn-m
Mu(+)	Losa inferior=	191.87 Kn-m
Mu(-)	Losa inferior=	209.96 Kn-m

6.1. Cálculo del Refuerzo en la losa:

6.1.1. Cálculo del Refuerzo positivo- cara superior:

Momento Mínimo:

a)	$1.2M_{cr} = 1.2f_r * S$	
	$f_r = 0.97 \text{raiz}(f'c)$:	5.13 Mpa
	$S = bh^2/6$:	0.02 m ³
	$1.2M_{cr}$:	92.39 Kn-m
b)	$4/3 * Mu$	
	Mu:	251.53 Kn-m
	$4/3 * Mu$:	335.36 Kn-m
	M mínimo:	92.39 Kn-m

Cálculo del refuerzo:

$M_{u \text{ diseño}}$	=	251.53 Kn-m	Máx. (Mu, Mmínimo)
$M_{u \text{ diseño}}$	=	25.15 T-m	
F'_c	:	280 Kg/cm ²	
F_y	:	4200 Kg/cm ²	
Usando:			
ϕ	:	1"	
Diámetro:	:	2.54 cm	
Area:	:	5.07 cm ²	
r:	:	3 cm	
e_{losa} :	:	0.30 m	
z:	:	4.27 cm	
d=	:	25.73 cm	
As:	:	$M_u / 0.9f_y(d-a/2)$	
a:	:	0.18 As	
a:	:	5.06 cm	
As:	:	28.68 cm ²	
A1:	1" @ 0.15m	As Colocado: 33.80 cm ²	OK !!!

6.1.2. Cálculo de Armadura de Distribución:

LRFD 9.7.3.2 (La armadura de distribución paralela al tráfico)

$1750/\text{raiz}(S) < 50\%$:	26.69	<	50 %
% Repartición:	26.69		
As repartición:	7.65 cm ²		
ϕ	:	1/2"	
Diámetro:	:	1.27 cm	
Área:	:	1.27 cm ²	
A2:	1/2" @ 0.15m	As Colocado: 8.47 cm ²	OK !!!

6.1.3. Cálculo del Refuerzo negativo- cara inferior:

Momento Mínimo:

a)	$1.2M_{cr} = 1.2f_r * S$	
	$f_r = 0.97 \text{raiz}(f'c)$:	5.13 Mpa
	$1.2M_{cr}$:	92.39 Kn-m
b)	$4/3 * Mu$	



Mu:	215.54 Kn-m
4/3*Mu:	287.38 Kn-m
M mínimo:	92.39 Kn-m

Cálculo del refuerzo:

$M_{u \text{ diseño}} =$	215.54 Kn-m	Máx. (Mu, Mmínimo)
$M_{u \text{ diseño}} =$	21.55 T-m	
$F'_c:$	280 Kg/cm ²	
$F_y:$	4200 Kg/cm ²	
Usando:		
ϕ	1"	
Diámetro:	2.54 cm	
Área:	5.07 cm ²	
r:	3.00 cm	
$e_{\text{losa}}:$	0.30 m	
z:	4.27 cm	
d=	25.73 cm	
As:	$Mu/0.9fy(d-a/2)$	
a:	0.18 As	
a:	4.26 cm	
As:	24.16 cm ²	
A3: 1" @ 0.2m	As Colocado: 25.35 cm²	OK !!!

6.1.5. Cálculo del Acero de Temperatura:

b=	4600 mm	
h=	300 mm	
As:	0.25 mm ² /mm	1.27
0.233	$\leq As \leq$	
As:	2.33 cm ² /m	
ϕ	1/2"	
Diámetro:	1.27 cm	
Área:	1.27 cm ²	
A4: 1/2" @ 0.25m	As Colocado: 5.08 cm²	OK !!!

6.2. Cálculo de Refuerzo en Paredes Laterales**6.2.1. Cálculo del Refuerzo Positivo-Cara Interior:****Momento Mínimo:**

a) $1.2M_{cr} = 1.2f_r * S$	
$f_r = 0.97 \text{raiz}(f'_c):$	5.13 Mpa
$S = bh^2/6:$	0.02 m ³
1.2M _{cr} :	92.39 Kn-m
b) $4/3 * Mu$	
Mu:	215.54 Kn-m
4/3*Mu:	287.38 Kn-m
M mínimo:	92.39 Kn-m

Cálculo del refuerzo:

$M_{u \text{ diseño}} =$	215.54 Kn-m	
$M_{u \text{ diseño}} =$	21.55 T-m	
$F'_c:$	280 Kg/cm ²	
$F_y:$	4200 Kg/cm ²	
Usando:		
ϕ	1"	
Diámetro:	2.54 cm	
Área:	5.07 cm ²	
r:	3.00 cm	
$e_{\text{pared}}:$	0.30 m	
z:	4.27 cm	
d=	25.73 cm	
As:	$Mu/0.9fy(d-a/2)$	
a:	0.18 As	
a:	4.26 cm	
As:	24.16 cm ²	
L1: 1" @ 0.2m	As Colocado: 25.35 cm²	OK !!!

6.2.2. Cálculo del Refuerzo Negativo-Cara Exterior:**Momento Mínimo:**

a) $1.2M_{cr} = 1.2f_r * S$	
$f_r = 0.97 \text{raiz}(f'_c):$	5.13 Mpa
$S = bh^2/6:$	0.02 m ³
1.2M _{cr} :	92.39 Kn-m
b) $4/3 * Mu$	
Mu:	0.00 Kn-m
4/3*Mu:	0.00 Kn-m
M mínimo:	0.00 Kn-m

**Cálculo del refuerzo:**

$M_{u \text{ diseño}} =$	0.00 Kn-m	Máx. (M_u , Mmínimo)
$M_{u \text{ diseño}} =$	0.00 T-m	
$F'_c:$	280 Kg/cm ²	
$F_y:$	4200 Kg/cm ²	
Usando:		
ϕ	1/2"	
Diámetro:	1.27 cm	
Área:	1.27 cm ²	
r:	3.00 cm	
e_{pared} :	0.30 m	
z:	3.64 cm	
d=	26.37 cm	
As:	$M_u/0.9f_y(d-a/2)$	
a:	0.18 As	
a:	0.00 cm	
As:	0.00 cm ²	
	L2: 1/2" @ 0.25m	As Colocado: 5.08 cm² OK !!!

6.2.3. Acero de Refuerzo Transversal:

h=	3600 mm	
b=	300 mm	
As:	0.25 mm ² /mm	
0.233	$\leq As \leq$	1.27
As:	2.33 cm ² /m	
ϕ	3/8"	
Diámetro:	0.95 cm	
Área:	0.71 cm ²	
	L3: 3/8" @ 0.25m	As Colocado: 2.84 cm² OK !!!

6.3. Cálculo de Refuerzo en Cimentación:**6.3.1. Refuerzo Negativo- Cara Superior****Momento Mínimo:**

a) $1.2M_{cr} = 1.2f_r * S$	
$f_r = 0.97 \text{raiz}(f'_c):$	5.13 Mpa
$S = bh^2/6:$	0.02 m ³
1.2Mcr:	92.39 Kn-m
b) $4/3 * M_u$	
Mu:	209.96 Kn-m
$4/3 * M_u:$	279.94 Kn-m
M mínimo:	92.39 Kn-m

Cálculo del refuerzo:

$M_{u \text{ diseño}} =$	209.96 Kn-m	Máx. (M_u , Mmínimo)
$M_{u \text{ diseño}} =$	21.00 T-m	
$F'_c:$	280 Kg/cm ²	
$F_y:$	4200 Kg/cm ²	
Usando:		
ϕ	1"	
Diámetro:	2.54 cm	
Area:	5.07 cm ²	
r:	3.00 cm	
$e_{\text{losa inferior}}$:	0.30 m	
z:	4.27 cm	
d=	25.73 cm	
As:	$M_u/0.9f_y(d-a/2)$	
a:	0.18 As	
a:	4.14 cm	
As:	23.48 cm ²	
	B1: 1" @ 0.2m	As Colocado: 25.35 cm² OK !!!

6.3.2. Refuerzo Positivo- Cara Inferior**Momento Mínimo:**

a) $1.2M_{cr} = 1.2f_r * S$	
$f_r = 0.97 \text{raiz}(f'_c):$	5.13 Mpa
$S = bh^2/6:$	0.02 m ³
1.2Mcr:	92.39 Kn-m
b) $4/3 * M_u$	
Mu:	191.87 Kn-m
$4/3 * M_u:$	255.82 Kn-m
M mínimo:	92.39 Kn-m



Cálculo del refuerzo:

$M_{u \text{ diseño}} =$	191.87 Kn-m	Máx. (M_u , Mmínimo)
$M_{u \text{ diseño}} =$	19.19 T-m	
$F'_c:$	280 Kg/cm ²	
$F_v:$	4200 Kg/cm ²	
Usando:		
ϕ	1"	
Diámetro:	2.54 cm	
Área:	5.07 cm ²	
r:	3.00 cm	
$e_{\text{losa inferior}}:$	0.30 m	
z:	4.27 cm	
d=	25.73 cm	
As:	$M_u/0.9f_y(d-a/2)$	
a:	0.18 As	
a:	3.76 cm	
As:	21.28 cm ²	
	B2: 1" @ 0.2m	As Colocado: 25.35 cm²
		OK !!!

6.3.3. Acero de Refuerzo Transversal:

h=	3600 mm	
b=	300 mm	
As:	0.25 mm ² /mm	
0.233	$\leq As \leq$	1.27
As:	2.33 cm ² /m	
ϕ	1/2"	
Diámetro:	1.27 cm	
Área:	1.27 cm ²	
s:	0.50 m	
	B3: 1/2" @ 0.25m	As Colocado: 5.08 cm²
		OK !!!

7. VERIFICACIÓN POR CORTANTE

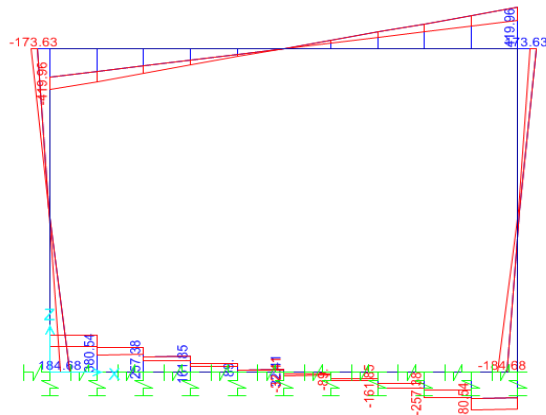


Diagrama de Fuerza Cortante

Vu (Losa) en la cara:	390.66 Kn
Vu(pared lateral) en la cara:	167.1 Kn
Vu(cimentación) en la cara:	380.54 Kn

7.1. Verificación por fuerza cortante en la losa superior

$V_u = 390.66 \text{ Kn}$

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

Para alcantarillas Tipo Cajón de una sola Celda:

$V_c \geq 0.25 \text{raiz}(f'_c) b d_e$ AASHTO LRFD 5.14.5.3

En conclusión se tiene:

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

de=	444.60 mm	45.73
b=	1000.00 mm	
$F'_c:$	28 Mpa	
Vc=	588150.52 N	
Vc=	588.15 Kn	
$\phi V_c:$	529.34 Kn	$\geq 390.66 \text{ Kn}$

Losa pasa por cortante!



7.2. Verificación por Fuerza Cortante en las Paredes Laterales

AASHTO LRFD 5.8.3.3

$$\begin{aligned} V_u &= 167.1 \text{ Kn} \\ V_c &= 0.083 \beta \text{raiz}(f_c) * b_v * d_v \\ \text{El } d_v &\text{ es el mayor de } 0.72h \text{ y } 0.9d_e \\ 0.72h &: 216.00 \text{ mm} \\ 0.9d_e &: 231.57 \text{ mm} \\ \text{Donde } d_v &: 231.57 \text{ mm} \\ b &= 1000.00 \text{ mm} \\ F'_c &: 28 \text{ Mpa} \\ V_c &= 0.083 \beta \text{raiz}(f_c) * b_v * d_v = 203408.64 \text{ N} \\ \beta &: 2 \\ V_c &= 207.35 \text{ Kn} \\ \phi V_c &= 186.61 \text{ Kn} \geq 167.10 \text{ Kn} \end{aligned}$$

Pared lateral pasa por cortante!

7.3. Verificación por Fuerza Cortante de losa de cimentación

$$\begin{aligned} V_u &= 380.54 \text{ Kn} \\ V_c &\geq 0.25 \text{raiz}(f_c) b d_e \quad \text{AASHTO LRFD 5.14.5.3} \end{aligned}$$

En conclusión se tiene:

$$\begin{aligned} V_c &= 0.178 * \text{raiz}(f_c) b * d_e \geq 0.25 f'_c b d_e \\ d_e &= 444.60 \text{ mm} \quad 45.73 \\ b &= 1000.00 \text{ mm} \\ F'_c &= 28 \text{ Mpa} \\ V_c &= 588150.52 \text{ N} \\ V_c &= 588.15 \text{ Kn} \\ \phi V_c &= 529.34 \text{ Kn} \geq 380.54 \text{ Kn} \end{aligned}$$

Losa de cimentación pasa por cortante!

8. DISTRIBUCIÓN POR ARMADURA

