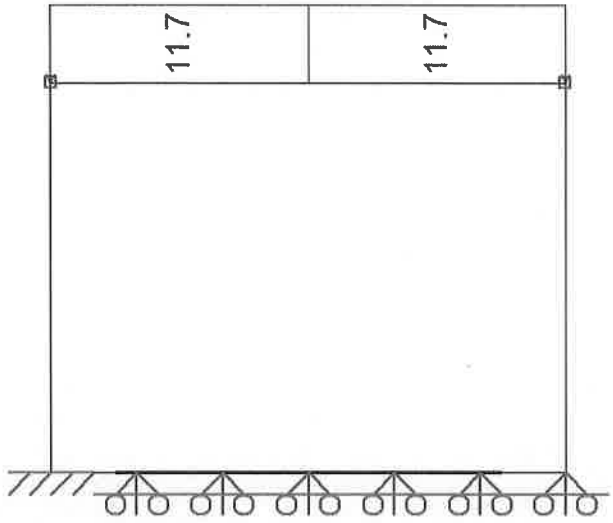


Fig. 9 – Cargas de Empuje Vertical.

1.9.1.4. Empuje Horizontal (EH)

Para el cálculo del empuje horizontal se utilizó un coeficiente de empuje activo igual a 0,65.

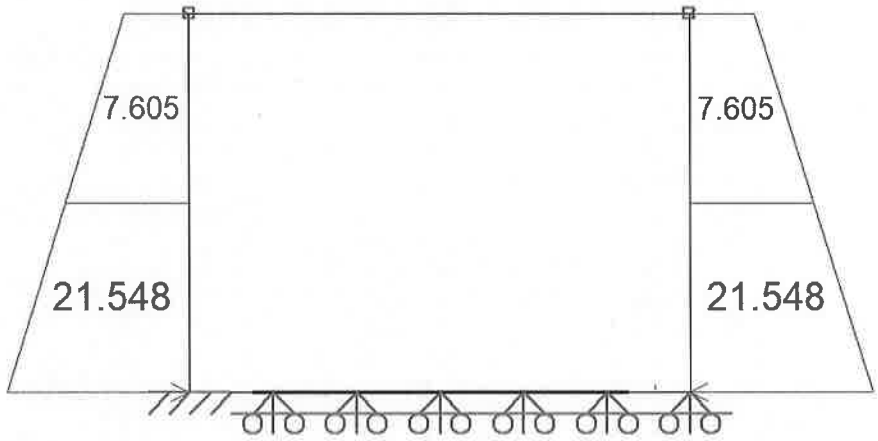


Fig. 10 – Cargas de Empuje Horizontal.

1.9.2. Cargas Vehiculares

1.9.2.1. Carril de diseño (LL)

El carril de diseño corresponde a la carga de un neumático del camión de diseño distribuida uniformemente en un área rectangular cuyos lados son iguales a la dimensión del área de contacto de los neumáticos más 1,15 veces la profundidad del relleno (0,95mx1,2 m). Se considera una carga proporcional a esta pero distribuida en un área de 0,95mx1m considerando el ancho de estudio.

Ing. Alcides Prieto
Residente Fiscalización

Lic. Daniel Mieza
Representante Legal

Ing. Mirta Ramírez
Supervisora de Obras
M.O.P.C.

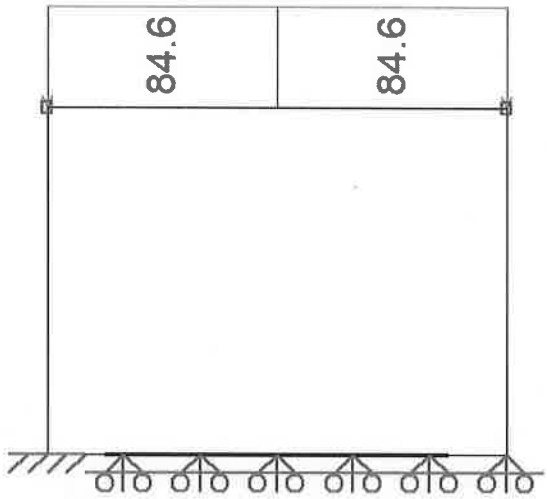


Fig. 11 – Cargas de Carril de Diseño.

1.9.2.2. Sobrecarga Uniforme del Suelo (ES)

El valor de esta carga horizontal uniforme corresponde al producto entre la carga uniforme del carril de diseño de 3,1 kN/m2 distribuida en un ancho de 1 m y el coeficiente de empuje activo de 0,65.

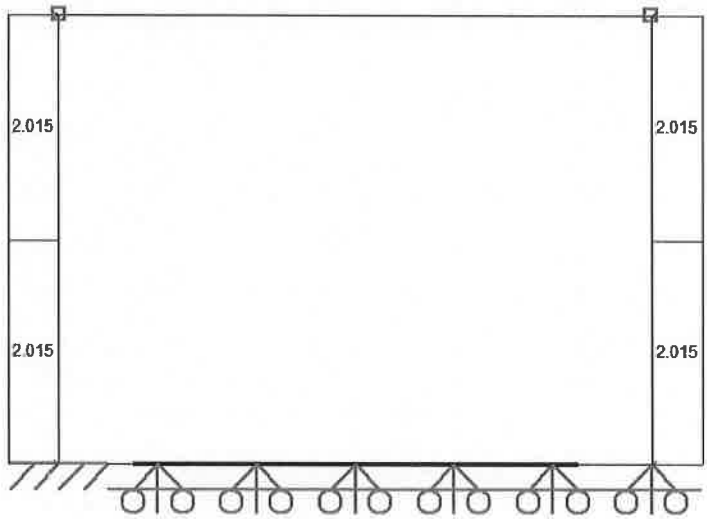


Fig. 12 – Sobrecarga Uniforme del Suelo.

Ing. Alcides Prieto
Residente Fiscalización

Lic. Daniel Meza
Representante Legal

Ing. Mirta Ramírez
Supervisora de Obras
M.O.P.C.

4. LOSA

1.10. SOLICITACIONES

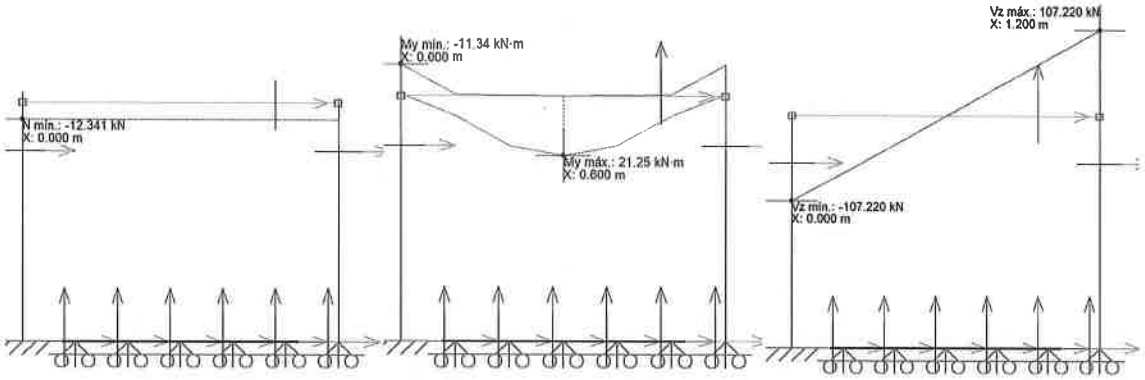


Fig. 13 – Envolventes en Losa.

1.11. VERIFICACIONES

1.11.1. Esfuerzos normales

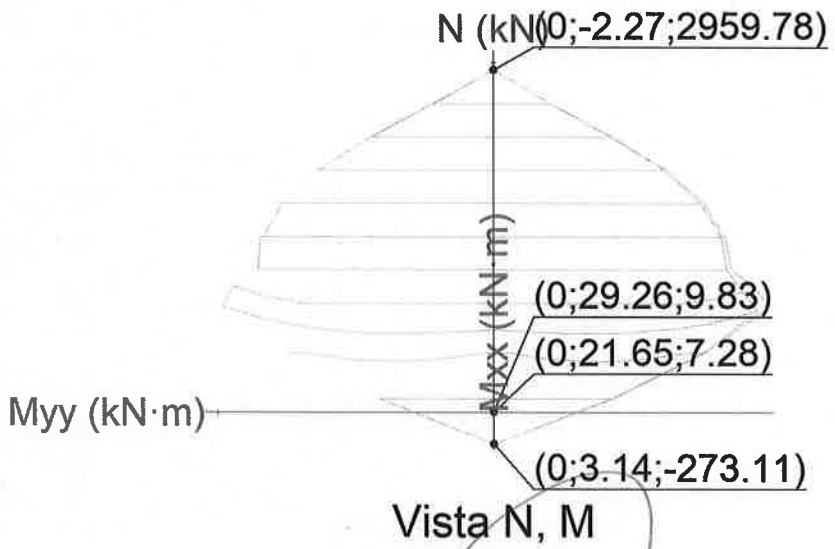
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (CIRSOC 201-2005, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.513 m', para la combinación de hipótesis "1.5·PP+0.9·CM1+0.9·EH+1.75·LL1+1.75·EV+1.75·DW".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : ***0.740*** ✓



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo.

M_u: Momento de cálculo de primer orden.

P_u : *7.28* kN

$M_{u,x}$: *21.65* kN·m

$M_{u,y}$: *0.00* kN·m

Ing. Alcides Prieto
Representante Realización

Lic. Daniel Meza
Representante Legal

Ing. Mirta Ramírez
Supervisora de Obras
M.O.P.C.

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. — $\phi \cdot P_n$: *9.83* kN

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. — $\phi \cdot M_{n,x}$: *29.26* kN·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: *0.00* kN·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos solicitados a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones específicas en la armadura y en el hormigón se deben suponer directamente proporcionales a la distancia al eje neutro.

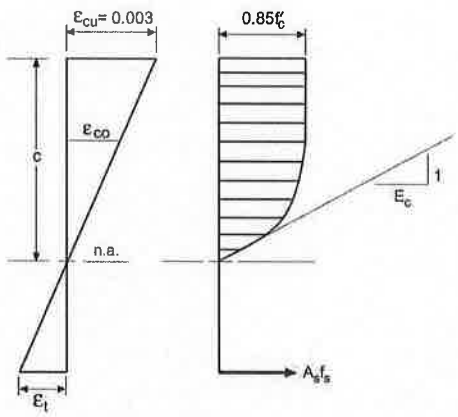
(c) Para la determinación de la resistencia nominal de una sección, se debe considerar como máxima deformación en la fibra extrema del hormigón sometida a compresión un valor igual a 0.003.

(d) La tensión en el acero se debe calcular como E_s veces la deformación de la armadura, siempre que dicha tensión resulte menor que la tensión de fluencia especificada f_y. Para deformaciones mayores que la correspondiente a f_y, la tensión se debe considerar independiente de la deformación, e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del hormigón no se debe considerar en el dimensionamiento de los elementos de hormigón armado solicitados a flexión y a cargas axiales.

(f) La relación entre la tensión de compresión en el hormigón y la deformación específica del hormigón, se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica, o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida en forma sustancial con los resultados de ensayos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



Ing. Alcides Prieto
Residente Fiscalización

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del hormigón. — f'_c : *25.00* MPa

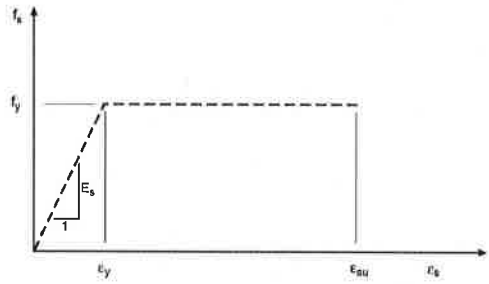
ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de hormigón a compresión. — ε_{cu} : *0.0030*

ε_{co}: Deformación unitaria bajo carga máxima. — ε_{co} : *0.0020*

Ing. Mirta Ramírez
Supervisora de Obras
M.O.P.C.

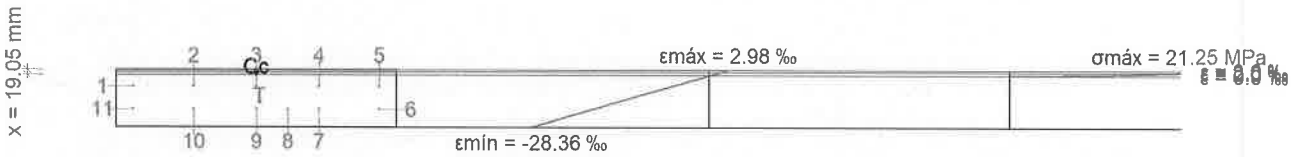
Lic. Daniel Meza
Representante Legal

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y: Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa. **f_y :** *420.00* MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	Ø8	-440.00	40.00	-420.00	-0.006417
2	Ø8	-223.50	40.00	-420.00	-0.006417
3	Ø8	0.00	40.00	-420.00	-0.006417
4	Ø8	223.50	40.00	-420.00	-0.006417
5	Ø8	440.00	40.00	-420.00	-0.006417
6	Ø10	439.00	-39.00	-420.00	-0.018797
7	Ø10	223.50	-39.00	-420.00	-0.018797
8	Ø10	111.75	-39.00	-420.00	-0.018797
9	Ø10	0.00	-39.00	-420.00	-0.018797
10	Ø10	-223.50	-39.00	-420.00	-0.018797
11	Ø10	-439.00	-39.00	-420.00	-0.018797

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	314.37	0.00	92.30
Cs	0.00	0.00	0.00
T	303.45	0.00	-11.50

Ing. Alcides Prieto
Residente Fiscalización

Lic. Daniel Meza
Representante Legal

Ing. Mirta Ramírez
Supervisora de Obras

$P_n = C_c + C_s - T$ — **P_n** : *10.92* kN

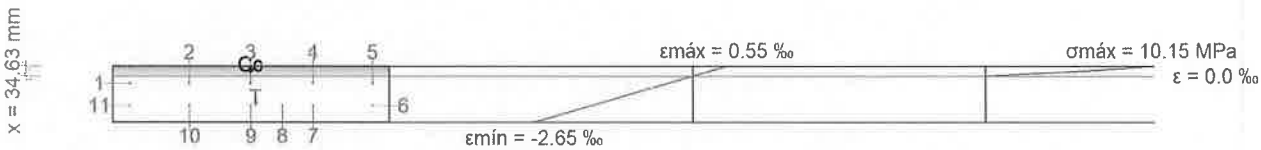
$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — **$M_{n,x}$** : *32.51* kN·m

$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — **$M_{n,y}$** : *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	**C_c** : *314.37*	kN
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	**C_s** : *0.00*	kN
T: Resultante de tracciones en el acero.	**T** : *303.45*	kN
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	**$e_{cc,x}$** : *0.00*	mm
	$e_{cc,y}$: *92.30*	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	**e_{cs}** : *0.00*	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	**$e_{T,x}$** : *0.00*	mm
	$e_{T,y}$: *-11.50*	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	**ε_{cmax}** : *0.0030*	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	**ε_{smax}** : *0.0188*	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	**σ_{cmax}** : *21.25*	MPa
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	**σ_{smax}** : *420.00*	MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	Ø8	-440.00	40.00	-81.28	-0.000406
2	Ø8	-223.50	40.00	-81.28	-0.000406
3	Ø8	0.00	40.00	-81.28	-0.000406
4	Ø8	223.50	40.00	-81.28	-0.000406
5	Ø8	440.00	40.00	-81.28	-0.000406
6	Ø10	439.00	-39.00	-334.33	-0.001672
7	Ø10	223.50	-39.00	-334.33	-0.001672
8	Ø10	111.75	-39.00	-334.33	-0.001672
9	Ø10	0.00	-39.00	-334.33	-0.001672
10	Ø10	-223.50	-39.00	-334.33	-0.001672
11	Ø10	-439.00	-39.00	-334.33	-0.001672

Ing. Alcides Prieto
Residen. ...ción

Ing. Mirta Ramírez
Supervisora de Obras
MOPC

Lic. Daniel Meza
Representante Legal

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	185.19	0.00	88.16
Cs	0.00	0.00	0.00
T	177.91	0.00	-29.92

$$P_u = C_c + C_s - T$$

P_u : *7.28* kN

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{u,x}$: *21.65* kN·m

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{u,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	**C_c :**	*185.19*	kN
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	**C_s :**	*0.00*	kN
T: Resultante de tracciones en el acero.	**T :**	*177.91*	kN
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	**$e_{cc,x}$:**	*0.00*	mm
	$e_{cc,y}$:	*88.16*	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	**e_{cs} :**	*0.00*	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	**$e_{T,x}$:**	*0.00*	mm
	$e_{T,y}$:	*-29.92*	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	**ε_{cmax} :**	*0.0006*	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	**ε_{smax} :**	*0.0017*	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	**σ_{cmax} :**	*10.15*	MPa
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	**σ_{smax} :**	*334.33*	MPa

Ing. Alcides Prieto
Residente Fiscalización

Ing. Mina Ramírez
Supervisora de Obra
M.O.P.C

Lic. Daniel Meza
Representante Legal

1.11.2. Esfuerzos de Corte

Verificación a cortante en una dirección para losas según ACI 318-19

Proyecto: Alcantarilla 1x(1.0x0.7) - InSitu

Sector: Losa Superior

Dimensiones de la sección

$b := 1 \cdot m$ *Ancho de la sección*

$h := 0.175 \cdot m$ *Canto de la sección*

$c := 0.05\ m$ *Recubrimiento de la sección*

$As := \left(\frac{78.5}{0.15}\right) \cdot mm^2$ *Armado de la sección*

Datos de los materiales

$fc := 25 \cdot MPa$ *Resistencia de diseño a compresión del hormigón*

$fy := 420 \cdot MPa$ *Resistencia de fluencia del armado*

Solicitaciones

$Vu := 36.7 \cdot kN$ *Cortante solicitado*

$Nu := (12.3) \cdot kN$ *Axil solicitado. + Para compresión y - para tracción*

Resistencia de la sección

$\emptyset \cdot Vn = 50.961\ kN$

$Verificación =$ "Verifica"

Ing. Alcides Prieto
Fiscalización

Lic. Daniel Meza
Representante Legal

Ing. Mirta Ramírez
Supervisora de Obras
M.O.P.C.

5. CIMENTACIÓN

1.12. SOLICITACIONES

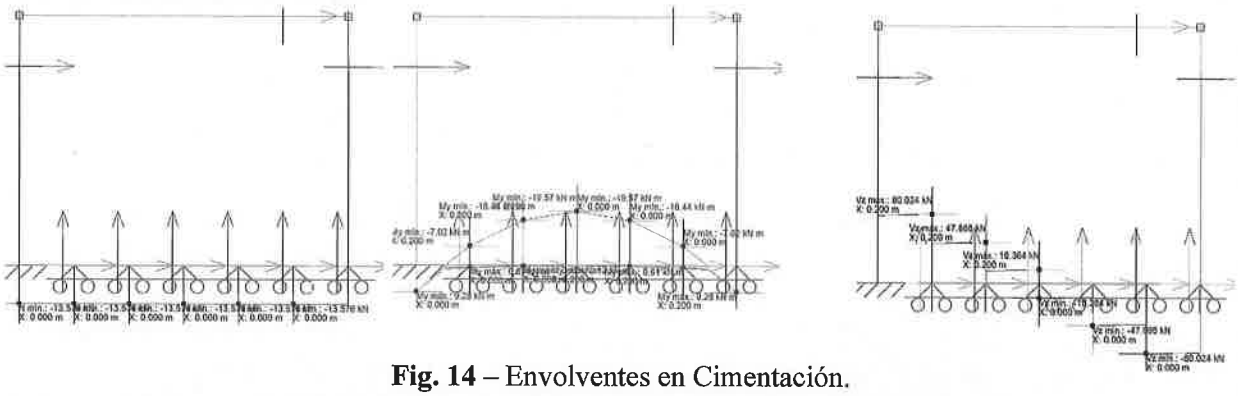


Fig. 14 – Envolventes en Cimentación.

1.13. VERIFICACIONES

1.13.1. Esfuerzos normales

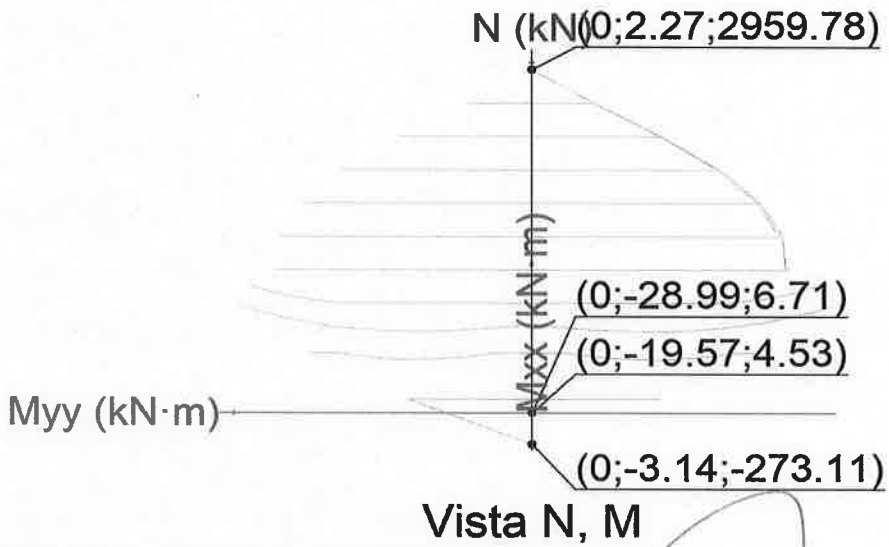
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (CIRSOC 201-2005, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.413 m', para la combinación de hipótesis "1.5·PP+0.9·CM1+0.9·EH+1.75·LL1+1.75·EV+1.75·DW".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.675** ✓



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo.

M_u: Momento de cálculo de primer orden.

$_{,x}$ 4.53

19.57 m

$_{,y}$ 0.00 m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$\phi \cdot P_n$: 6.71 kN

$\phi \cdot M_{n,x}$: -28.99 kN·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: 0.00 kN·m

Ing. Alcides Prieto
Residente Fiscalización

Lic. Daniel Meza
Representante Legal

Ing. Mirta Ramírez
Supervisora de Obras

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos solicitados a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones específicas en la armadura y en el hormigón se deben suponer directamente proporcionales a la distancia al eje neutro.

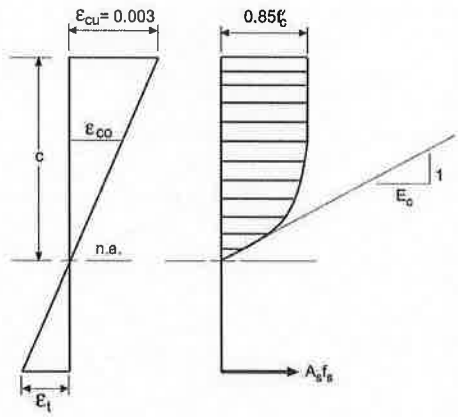
(c) Para la determinación de la resistencia nominal de una sección, se debe considerar como máxima deformación en la fibra extrema del hormigón sometida a compresión un valor igual a 0.003.

(d) La tensión en el acero se debe calcular como E_s veces la deformación de la armadura, siempre que dicha tensión resulte menor que la tensión de fluencia especificada f_y. Para deformaciones mayores que la correspondiente a f_y, la tensión se debe considerar independiente de la deformación, e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del hormigón no se debe considerar en el dimensionamiento de los elementos de hormigón armado solicitados a flexión y a cargas axiales.

(f) La relación entre la tensión de compresión en el hormigón y la deformación específica del hormigón, se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica, o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida en forma sustancial con los resultados de ensayos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c: Resistencia especificada a la compresión del hormigón. f'_c : *25.00* MPa

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de hormigón a compresión. ε_{cu} : *0.0030*

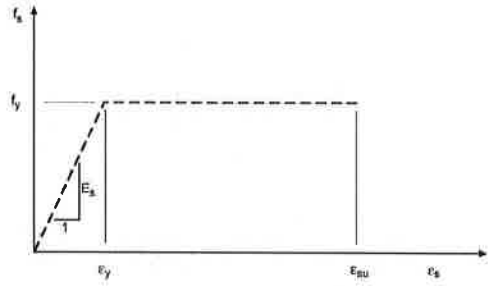
ε_{co}: Deformación unitaria bajo carga máxima. ε_{co} : *0.0020*

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

Ing. Mirta Ramírez
Supervisora de Obra
M.O.P.C.

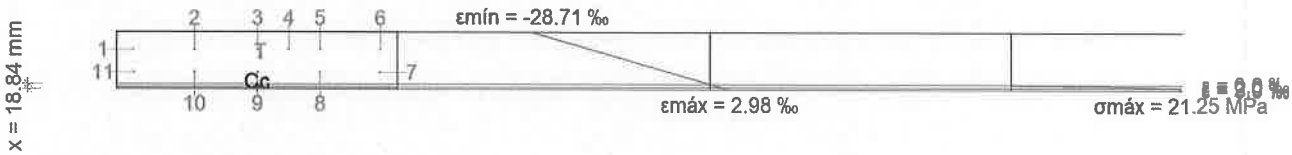
Lic. Daniel Meza
Representante Legal

Ing. Alcides Prieto
Residente de Fiscalización



f_y: Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa. **f_y :** *420.00* MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	Ø10	-439.00	39.00	-420.00	-0.019040
2	Ø10	-223.50	39.00	-420.00	-0.019040
3	Ø10	0.00	39.00	-420.00	-0.019040
4	Ø10	111.75	39.00	-420.00	-0.019040
5	Ø10	223.50	39.00	-420.00	-0.019040
6	Ø10	439.00	39.00	-420.00	-0.019040
7	Ø8	440.00	-40.00	-420.00	-0.006522
8	Ø8	223.50	-40.00	-420.00	-0.006522
9	Ø8	0.00	-40.00	-420.00	-0.006522
10	Ø8	-223.50	-40.00	-420.00	-0.006522
11	Ø8	-440.00	-40.00	-420.00	-0.006522

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	310.91	0.00	-92.38
Cs	0.00	0.00	0.00
T	303.45	0.00	11.50

Ing. Alcides Prieto
Residente Fiscalización

Lic. Daniel Meza
Representante Legal

Ing. Mirta Ramírez
Supervisora de Obras
M.O.P.C.

$$P_n = C_c + C_s - T$$ **P_n** : *7.46* kN

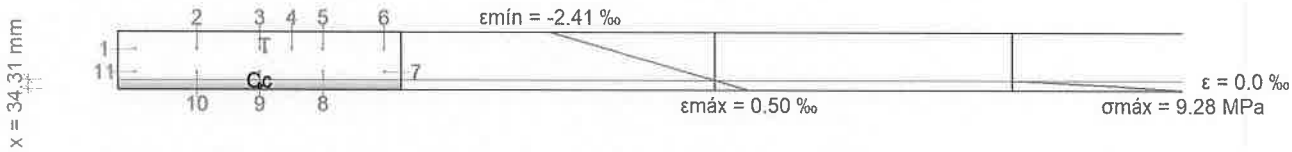
$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$ **$M_{n,x}$** : *-32.21* kN·m

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$ **$M_{n,y}$** : *0.00* kN·m

Donde:

- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c** : *310.91* kN
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s** : *0.00* kN
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *303.45* kN
- **e_{cc}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cc,x}$** : *0.00* mm; **$e_{cc,y}$** : *-92.38* mm
- **e_{cs}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **e_{cs}** : *0.00* mm
- **e_T**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{T,x}$** : *0.00* mm; **$e_{T,y}$** : *11.50* mm
- **ε_{cmax}**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — **ε_{cmax}** : *0.0030*
- **ε_{smax}**: Deformación de la barra de acero más traccionada. — **ε_{smax}** : *0.0190*
- **σ_{cmax}**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — **σ_{cmax}** : *21.25* MPa
- **σ_{smax}**: Tensión de la barra de acero más traccionada. — **σ_{smax}** : *420.00* MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	Ø10	-439.00	39.00	-304.51	-0.001523
2	Ø10	-223.50	39.00	-304.51	-0.001523
3	Ø10	0.00	39.00	-304.51	-0.001523
4	Ø10	111.75	39.00	-304.51	-0.001523
5	Ø10	223.50	39.00	-304.51	-0.001523
6	Ø10	439.00	39.00	-304.51	-0.001523
7	Ø8	440.00	-40.00	-74.73	-0.000374
8	Ø8	223.50	-40.00	-74.73	-0.000374
9	Ø8	0.00	-40.00	-74.73	-0.000374
10	Ø8	-223.50	-40.00	-74.73	-0.000374
11	Ø8	-440.00	-40.00	-74.73	-0.000374

Ing. Alcides Prieto
Residente de Fiscalización

Lic. Daniel Meza
Representante Legal

Ing. Mirta Ramírez
Supervisora de Obra

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	166.75	0.00	-88.30
Cs	0.00	0.00	0.00
T	162.22	0.00	29.85

$$P_u = C_c + C_s - T$$

P_u : *4.53* kN

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{u,x}$: *-19.57* kN·m

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{u,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c** : *166.75* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s** : *0.00* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *162.22* kN

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cc,x}$** : *0.00* mm; **$e_{cc,y}$** : *-88.30* mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **e_{cs}** : *0.00* mm

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{T,x}$** : *0.00* mm; **$e_{T,y}$** : *29.85* mm

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — **ε_{cmax}** : *0.0005*

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. — **ε_{smax}** : *0.0015*

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — **σ_{cmax}** : *9.28* MPa

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. — **σ_{smax}** : *304.51* MPa

Ing. Alcides Prieto
Residente Fiscalización

Ing. Mirk Ramírez
Supervisora de Obras
M.O.P.C.

Lic. Daniel Meza
Representante Legal

1.13.2. Esfuerzos de Corte

Verificación a cortante en una dirección para losas según ACI 318-19

Proyecto: Alcantarilla 1x(1.0x0.7) - InSitu
Sector: Losa Cimentación

Dimensiones de la sección

$b := 1 \cdot m$ *Ancho de la sección*

$h := 0.175 \cdot m$ *Canto de la sección*

$c := 0.05\ m$ *Recubrimiento de la sección*

$As := \left(\frac{50.25}{0.2}\right) \cdot mm^2$ *Armado de la sección*

Datos de los materiales

$f'c := 25 \cdot MPa$ *Resistencia de diseño a compresión del hormigón*

$fy := 420 \cdot MPa$ *Resistencia de fluencia del armado*

Solicitaciones

$Vu := 40.081 \cdot kN$ *Cortante solicitado*

$Nu := (13.57) \cdot kN$ *Axil solicitado. + Para compresión y - para tracción*

Resistencia de la sección

$\emptyset \cdot Vn = 40.255\ kN$

$Verificación =$ "Verifica"

Ing. Alcides Prieto
Rec... Fiscalización

Lic. Daniel Meza
Representante Legal

Ing. Mirta Ramírez
Supervisora de Obra
MOPC

6. TABIQUES

1.14. SOLICITACIONES

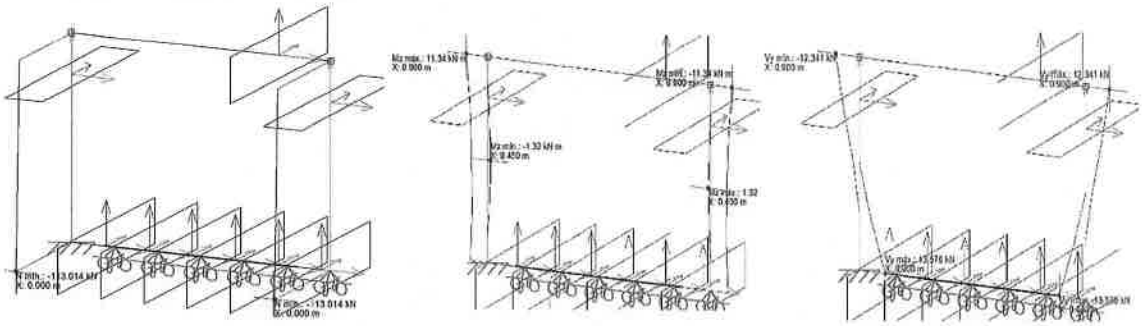


Fig. 15 – Envolventes en Tabiques.

1.15. VERIFICACIONES

1.15.1. Esfuerzos normales

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (CIRSOC 201-2005, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.5·PP+0.9·CM1+1.5·EH+1.75·LL1+1.75·ES+1.75·EV+1.75·DW".

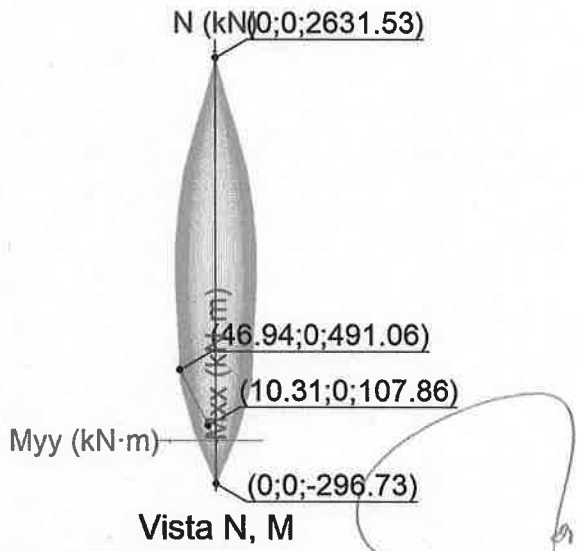
Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.220** ✓

$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$

107.86 kN ≤ 2096.52 kN ✓



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo.

M_u: Momento de cálculo de primer orden.

P_u :	*107.86*	kN
$M_{u,x}$:	*0.00*	kN·m
$M_{u,y}$:	*10.31*	kN·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

Ing. Alcides Prieto
Residente Fiscalización

Ing. Mirta Ramírez
Supervisora de Obra

Lic. Daniel Meza
Representante Legal

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. — $\phi \cdot P_n$: *491.06* kN

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. — $\phi \cdot M_{n,x}$: *0.00* kN·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: *46.94* kN·m

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Se pueden ignorar los efectos de la esbeltez, en aquellos elementos comprimidos que verifiquen la siguiente expresión (Artículo 10.12.2):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 22$$

3.1 ≤ **22.0** ✓

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. — kl_u : *0.900* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento comprimido. — **r** : *28.87* cm

En el eje y:

Se pueden ignorar los efectos de la esbeltez, en aquellos elementos comprimidos que verifiquen la siguiente expresión (Artículo 10.12.2):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 22$$

17.8 ≤ **22.0** ✓

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. — kl_u : *0.900* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento comprimido. — **r** : *5.05* cm

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.80 \cdot \phi \cdot \left[0.85 \cdot f'_c \cdot \left(A_g - A_{st}\right) + f_y \cdot A_{st}\right]$$

$\phi \cdot P_{n,max}$: *2096.52* kN

Siendo:

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del hormigón. — f'_c : *25.00* MPa

f_y: Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa. — f_y : *420.00* MPa

A_g: Área total de la sección de hormigón. — A_g : *1750.00* cm²

A_{st}: Área total de la armadura longitudinal no tesa. — A_{st} : *7.85* cm²

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos solicitados a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones específicas en la armadura y en el hormigón se deben suponer directamente proporcionales a la distancia al eje neutro.

(c) Para la determinación de la resistencia nominal de una sección, se debe considerar como máxima deformación en la fibra extrema del hormigón sometida a compresión un valor igual a 0.003.

Ing. Alcides Prieto
Residente Fiscalización

Lic. Daniel Meza
Representante Legal

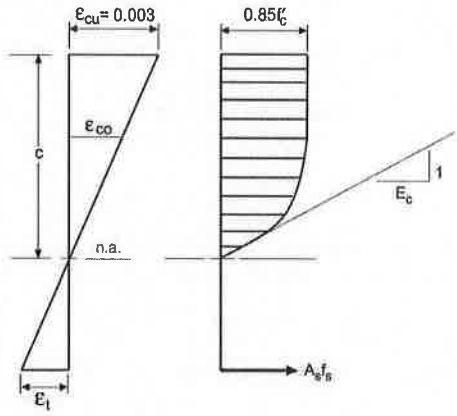
Ing. Mirta Ramírez
Supervisora de Obras
M.O.P.C.

(d) La tensión en el acero se debe calcular como E_s veces la deformación de la armadura, siempre que dicha tensión resulte menor que la tensión de fluencia especificada f_y. Para deformaciones mayores que la correspondiente a f_y, la tensión se debe considerar independiente de la deformación, e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del hormigón no se debe considerar en el dimensionamiento de los elementos de hormigón armado solicitados a flexión y a cargas axiales.

(f) La relación entre la tensión de compresión en el hormigón y la deformación específica del hormigón, se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica, o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida en forma sustancial con los resultados de ensayos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

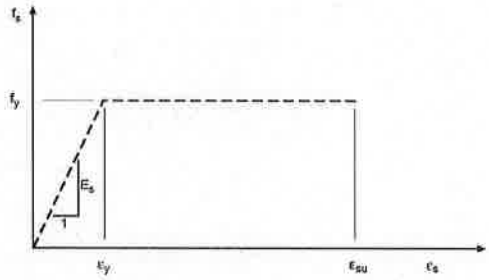


f'c: Resistencia especificada a la compresión del hormigón. **f'c** : *25.00* MPa

εcu: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de hormigón a compresión. **εcu** : *0.0030*

εc0: Deformación unitaria bajo carga máxima. **εc0** : *0.0020*

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



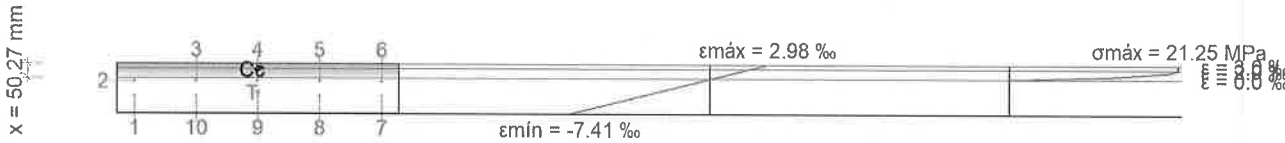
fy: Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa. **fy** : *420.00* MPa

Ing. Alcides Prieto
Residente Fiscalización

Lic. Daniel Meza
Representante Legal

Ing. Mirta Ramírez
Supervisora de Obras
M.O.P.C.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	Ø10	-26.50	439.00	-420.00	-0.003784
2	Ø10	26.50	439.00	-127.39	-0.000637
3	Ø10	26.50	219.50	-127.39	-0.000637
4	Ø10	26.50	0.00	-127.39	-0.000637
5	Ø10	26.50	-219.50	-127.39	-0.000637
6	Ø10	26.50	-439.00	-127.39	-0.000637
7	Ø10	-26.50	-439.00	-420.00	-0.003784
8	Ø10	-26.50	-219.50	-420.00	-0.003784
9	Ø10	-26.50	0.00	-420.00	-0.003784
10	Ø10	-26.50	219.50	-420.00	-0.003784

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	829.71	67.17	0.00
Cs	0.00	0.00	0.00
T	214.85	-14.17	0.00

$P_n = C_c + C_s - T$ — **P_n :** *614.86* kN

$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — **$M_{n,x}$:** *0.00* kN·m

$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — **$M_{n,y}$:** *58.78* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c :** *829.71* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s :** *0.00* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. — **T :** *214.85* kN

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cc,x}$:** *67.17* mm; **$e_{cc,y}$:** *0.00* mm

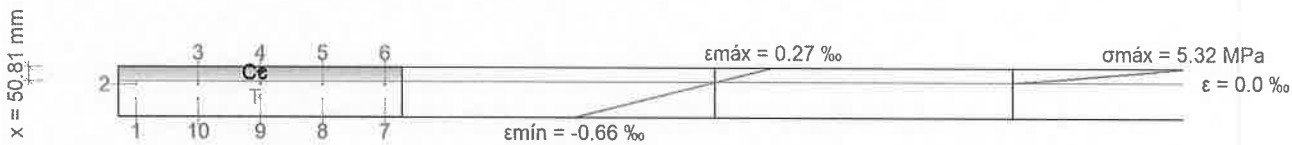
Ing. Alcides Prieto
Residente Fiscalización

Ing. Mirta Ramírez
Supervisora de Obras

Lic. Daniel Meza
Representante Legal

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_{cs} :	*0.00*	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	*-14.17*	mm
	$e_{T,y}$:	*0.00*	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	*0.0030*	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	*0.0038*	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	*21.25*	MPa
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	*420.00*	MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	Ø10	-26.50	439.00	-66.69	-0.000333
2	Ø10	26.50	439.00	-10.76	-0.000054
3	Ø10	26.50	219.50	-10.76	-0.000054
4	Ø10	26.50	0.00	-10.76	-0.000054
5	Ø10	26.50	-219.50	-10.76	-0.000054
6	Ø10	26.50	-439.00	-10.76	-0.000054
7	Ø10	-26.50	-439.00	-66.69	-0.000333
8	Ø10	-26.50	-219.50	-66.69	-0.000333
9	Ø10	-26.50	0.00	-66.69	-0.000333
10	Ø10	-26.50	219.50	-66.69	-0.000333

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	138.27	70.37	0.00
Cs	0.00	0.00	0.00
T	30.40	-19.14	0.00

$$P_u = C_c + C_s - T$$

P_u : *107.86* kN

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{u,x}$: *0.00* kN·m

Ing. Alcides Prieto
Residente Fiscalización

Lic. Daniel Meza
Representante Legal

Ing. Mirta Ramírez
Supervisora de Obras
MOPC

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{u,y}$: *10.31* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	**C_c** : *138.27*	kN
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	**C_s** : *0.00*	kN
T: Resultante de tracciones en el acero.	**T** : *30.40*	kN
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	**$e_{cc,x}$** : *70.37*	mm
	$e_{cc,y}$: *0.00*	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	**e_{cs}** : *0.00*	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	**$e_{T,x}$** : *-19.14*	mm
	$e_{T,y}$: *0.00*	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	**ε_{cmax}** : *0.0003*	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	**ε_{smax}** : *0.0003*	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	**σ_{cmax}** : *5.32*	MPa
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	**σ_{smax}** : *66.69*	MPa

Ing. Alcides Prieto
Residente de Fiscalización

Lic. Daniel Meza
Representante Legal

Ing. Mirta Ramírez
Supervisora de Obras
M.O.P.C.

1.15.2. Esfuerzos de Corte

Estado límite de agotamiento frente a cortante (CIRSOC 201-2005, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}} \leq 1$$

η : **0.206** ✓

Donde:

$V_{u,x}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{u,x}$: 10.59 kN

$\phi \cdot V_{n,x}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. $\phi \cdot V_{n,x}$: 51.44 kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "0.9·PP+0.9·CM1+1.5·EH+1.75·LL1+1.75·ES+1.75·EV+1.75·DW".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida ce acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

V_n : 68.58 kN

Resistencia al corte proporcionada por el hormigón en los elementos no pretensados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(\sqrt{f'_c} + 120 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot \frac{1}{7} \cdot b_w \cdot d$$

V_c : 68.58 kN

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

El valor de V_c obtenido debe cumplir la siguiente expresión:

$$V_c = 0.3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.3 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : 142.66 kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del hormigón. f'_c : 25.00 MPa

$$\sqrt{f'_c} \not> 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : 0.009

Siendo:

A_s: Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa. A_s : 7.85 cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. b_w : 1000 mm

d: Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa. d : 88 mm

Ing. Mirta Ramírez
Supervisora de Obras

Lic. Daniel Mieza
Representante Legal

Ing. Alcides Pri
Residente Fiscaliz

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

Mm : *2.05* kN·m

Donde:

Mu: Momento mayorado en la sección considerada. — **Mu** : *10.15* kN·m

Nu: Esfuerzo axial mayorado, normal a la sección transversal. — **Nu** : *105.84* kN

h: Altura total de la sección transversal de un elemento. — **h** : *175.00* mm

Ag: Área total de la sección de hormigón. — **Ag** : *1750.00* cm²

Lic. Daniel Meza
Representante Legal

Ing. Alcides Prieto
Residente Fiscalización

Ing. Mirta Ramírez
Supervisora de Obras
MOPC