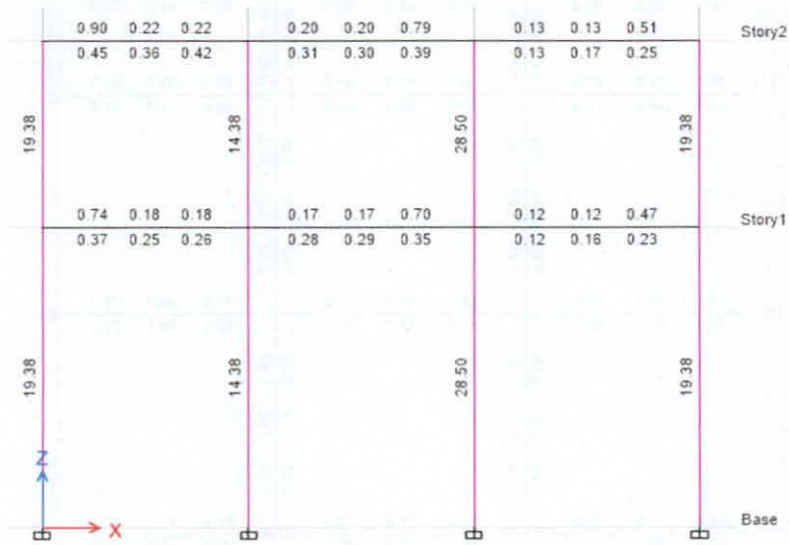
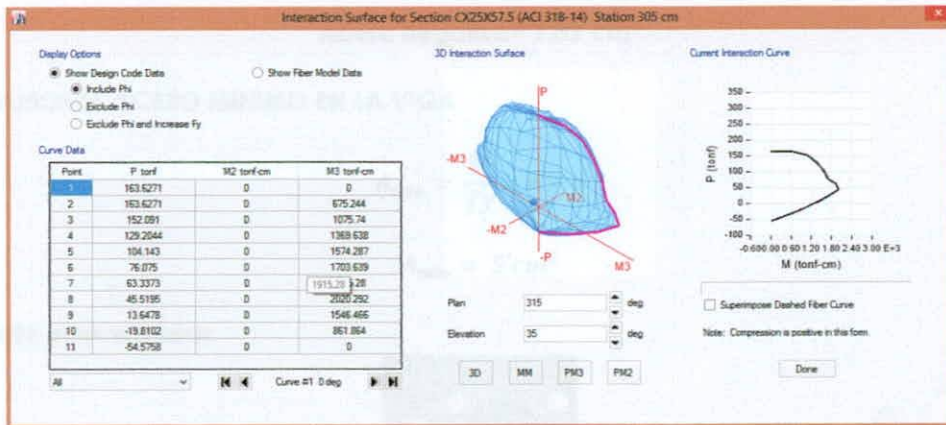


**DISEÑO DE COLUMNA DE 25X57.5**



En el figura se muestra el acero a utilizar en la columna 25X57.5 que es 14.38 cm<sup>2</sup>

**8 barras 5/8"**



Se muestra el diagrama de iteración de la columna en

**DISEÑO DE VIGAS**

**VIGA 25X60**

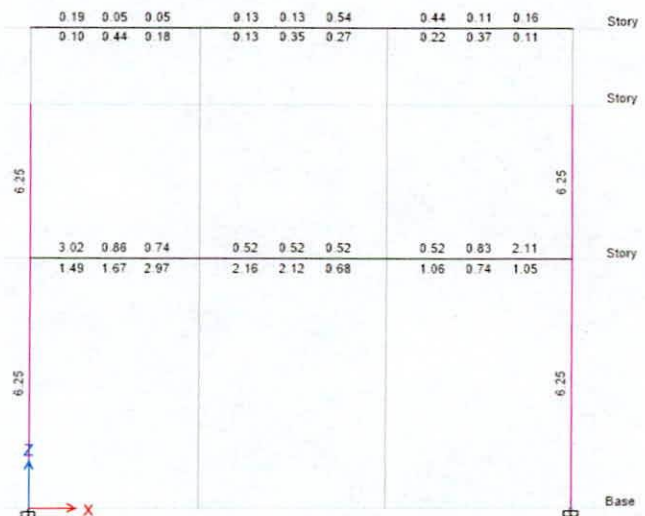


Se muestra la viga propuesta



Karla Maribel Jibaja Chumacero  
 ARQUITECTA  
 C.A.P. 8420  
 REG. CONSULTOR  
 C 106175

Gustavo A. Zegarra Rodríguez  
 ING. CIVIL  
 B. CIP. 87685



En la figura se muestra el acero a utilizar en la viga rectangular de 25x45.

Acero positivo = 2.16 cm<sup>2</sup>

Acero negativo = 3.02 cm<sup>2</sup>

**CALCULAMOS EL ACERO MINIMO EN LA VIGA**

$$A_{min} = \frac{14}{fy} \times b \times d$$

$$A_{min} = 3.75 \text{ cm}^2$$

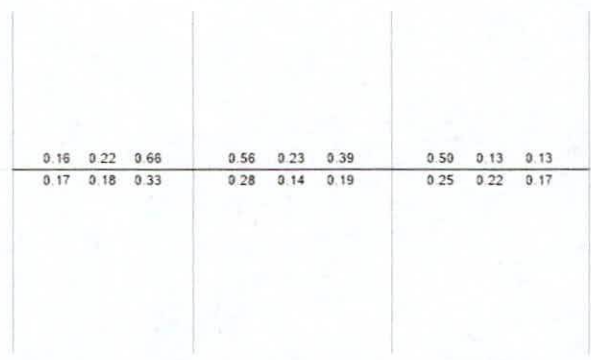
Por lo tanto el acero sera:

En la parte superior = 2 barras 5/8"

En la parte inferior = 2 barras 5/8"

**DISEÑO DE VIGAS**

**VIGA 15X60**



*Karla Maribel Jibaja Chumacero*  
 KARLA MARIBEL JIBAJA CHUMACERO  
 ARQUITECTA  
 C.A.P. 8420  
 REG. CONSULTOR  
 C 106175

*Gustavo A. Zegarra Rodriguez*  
 Gustavo A. Zegarra Rodriguez  
 ING. CIVIL  
 B. CIP. 87685

En la figura se muestra el acero a utilizar en la viga rectangular de 15x45.



Acero positivo = 0.56 cm<sup>2</sup>

Acero negativo = 0.33 cm<sup>2</sup>

**CALCULAMOS EL ACERO MINIMO EN LA VIGA**

$$A_{min} = \frac{14}{f_y} \times b \times d$$

$$A_{min} = 2.63 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto el acero sera:

En la parte superior = 1 barra 1/2" + 2 barra 3/8"

En la parte inferior = 1 barra 1/2" + 2 barra 3/8"

**DISEÑO DE VIGAS**

**VIGA 15X45**

**CALCULAMOS EL ACERO MINIMO EN LA VIGA**

$$A_{min} = \frac{14}{f_y} \times b \times d$$

$$A_{min} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto el acero sera:

En la parte superior = 1 barra 1/2" + 1 barra 3/8"

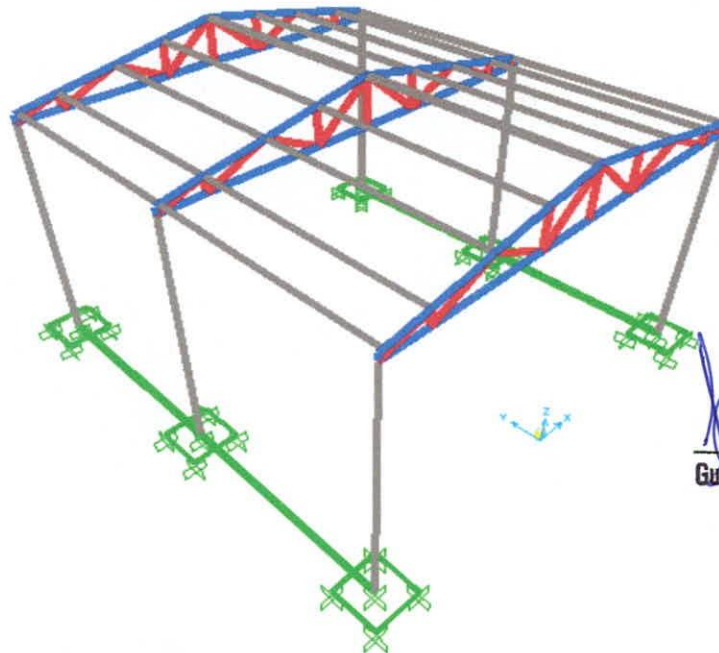
En la parte inferior = 1 barra 1/2" + 1 barra 3/8"

Karla Maribel Jibaja Chemacero  
ARQUITECTA  
C.A.P. 8420  
REG. CONSULTOR  
C 106175

Gustavo A. Zagarra Rodriguez  
ING. CIVIL  
B. CIP. 87685

MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE BUENOS AIRES  
V° B°  
DIVISION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS

Estas son las cargas a ingresar al PROGRAMA SAP 2000- V-16.



*[Handwritten Signature]*  
**Gustavo A. Zagarre Rodríguez**  
 ING. CIVIL  
 B. CIP. 87685

**MODELAMIENTO ESTRUCTURAL DE COBERTURA METALICA PARA PATIO DE FORMACION.**

**3. DISEÑO POR SOLDADURA.**

**Caso I.- DISEÑO DE DIAGONALES y BRIDA SUPERIOR**

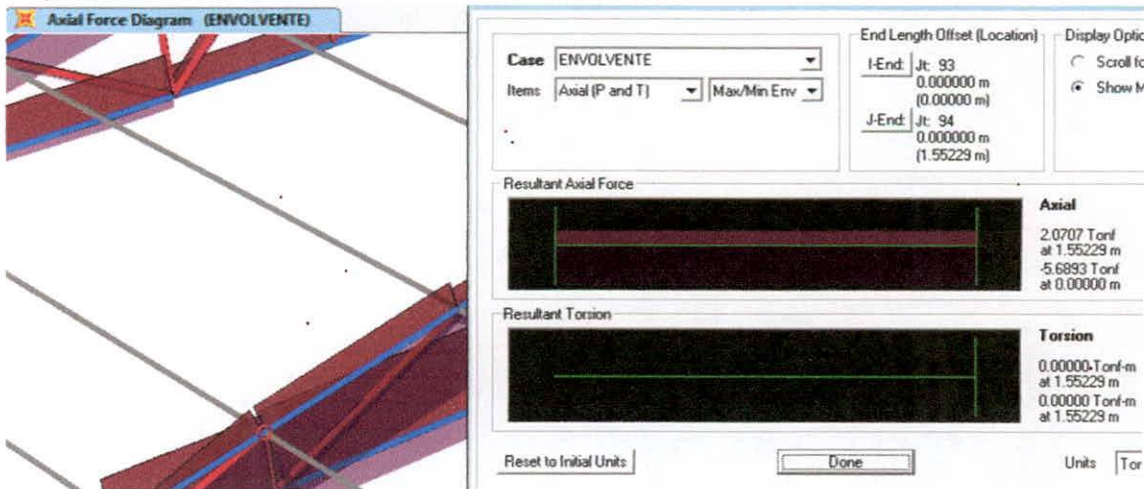
**3.1 DISEÑO POR TRACCION:**

Angulo considerado:  $2 < Ls \ 1 \ 1/2" \times 1 \ 1/2" \times 3/16"$ .

$P_u = \phi * F_y * A_g = 0.9 * 2530 * 6.80 = 15.48 \text{ Ton}$ , donde  $A_g, \ 2 < Ls \ 1 \ 1/2" \times 1 \ 1/2" \times 3/16"$ , de ella indica que la resistencia de capacidad de soldadura es de 15.48 Ton.

Del dato considerado en el SAP -2000 tenemos que la FUERZA DE TRACCION en este punto es de  $P_u = 2.07 \text{ Ton}$ .

*[Handwritten Signature]*  
**Karla Maribel Jibaja Chumacero**  
 ARQUITECTA  
 C.A.P. 8420  
 REG. CONSULTOR  
 C 106175



**SECCION CONSIDERADA CORRECTA DE 1 1/2" X 1 1/2" X 3/16"**

**3.2 TAMAÑO MINIMO DE LA SOLDADURA.**

En nuestro caso se está considerando un PLANCHA METALICA DE  $t = 1/8"$ , por lo tanto el  $D_{mín} = 1/8"$ .

*[Handwritten Signature]*  
 MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE...  
 V° B°  
 DIVISION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS

### 3.3 TAMAÑO MAXIMO DE SOLDADURA.

Como se indicó que el espesor de la Plancha Metálica es de  $t=1/8''$ , entonces el espesor máximo es de  $1/8''$ .

### 3.4 LONGITUD DE SOLDADURA.

Para este caso se debe de considerar la soldadura de  $1''$ .

$P_u = \phi * F_w * A$ , donde  $\phi = 0.75$

$$F_w = 0.60 * 70 \text{ kip} = 0.60 * 70 * 0.4536 = 19.05 \text{ Ton.}$$

$$A = D * \text{Sen}45 * 1'' = 1/8'' * \text{sen}45 * 1'' = 0.088 \text{ cm}^2$$

$$P_u = 0.75 * 19.05 * 0.088 = 1.26 \text{ Ton.}$$

Como tenemos que la capacidad de fuerza de tracción de  $2.07 \text{ Ton}$ , entonces se necesita una longitud de  $2.00''$ .

### 3.5 DISTRIBUCION DE LA SOLDADURA

$L_1 = L_2 = 2.00 / 5.12 * 2.52'' - 1'' = 1.00''$ , para nuestro caso considero una longitud mínima de  $1''$ .

Tenemos que la plancha metálica considerada es de  $t = 1/8''$ , y que la CARACTERISTICA DE ELLA ES A-36.

$$F_y = 36 \text{ ksi} =$$

$$F_u = 58 \text{ ksi} =$$

$$A_{nv} = (1'' + 1'') * 1/8'' = 0.25 \text{ pulg}^2$$

$$A_{gv} = (1'' + 1'') * 1/8'' = 0.25 \text{ pulg}^2$$

$$A_{nt} = (1'' + 1'') * 1/8'' = 0.25 \text{ pulg}^2$$

*[Signature]*  
**Gustavo A. Zagarra Rodríguez**  
 ING. CIVIL  
 E. CIP. 87685

*[Signature]*  
**Karla Maribel Jibaja Chumacero**  
 ARQUITECTA  
 C.A.P. 8420  
 REG. CONSULTOR  
 C 106175

### 3.6 CHEQUEO POR BLOQUE DE CORTANTE

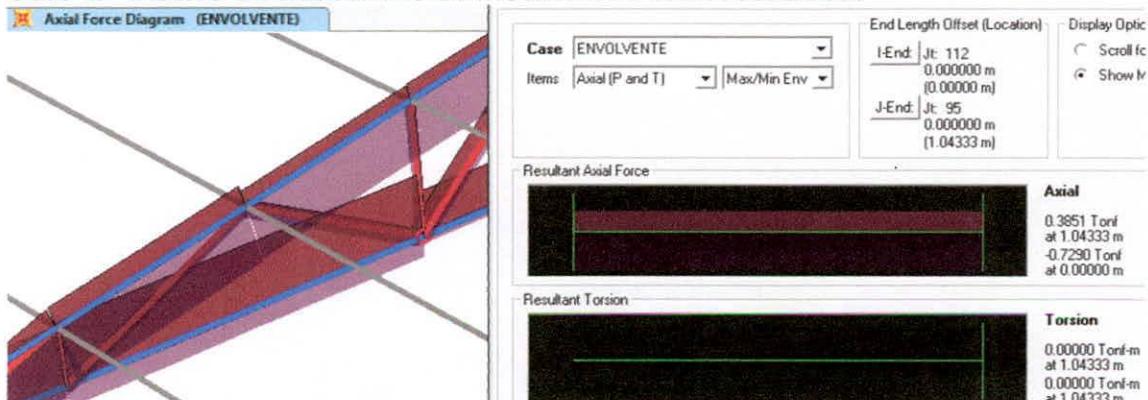
$$P_u = \phi * (0.6 * (F_y * A_{gv}) + U * F_u * A_{nt})$$

$$P_u = 0.75 * (0.6 * (36 * 0.25) + 58 * 0.25) = 0.75 * 19.9 = 14.925 = 6.76 \text{ Ton, por lo tanto esta fuerza es mayor a la fuerza por tracción de } 2.07 \text{ Ton.}$$

Conclusión:

- ✓ La longitud de la soldadura es de  $1''$ , para ambos lados.
- ✓ Considerando la longitud de  $1''$ , la capacidad es de 2.13 veces.
- ✓ El electrodo considerado es de Fexx, y el espesor de la plancha de  $1/8''$

### Caso II.- DISEÑO DE ENCUENTRO DE MONTANTE Y BRIDA SUPERIOR.



Como se observa en el gráfico, la  $P_u = 0.385 \text{ Ton}$ , la cual es inferior al chequeo por a cortante que es de  $6.76 \text{ Ton}$ . Por lo tanto la longitud de la soldadura es de  $1''$ , a cada lado.

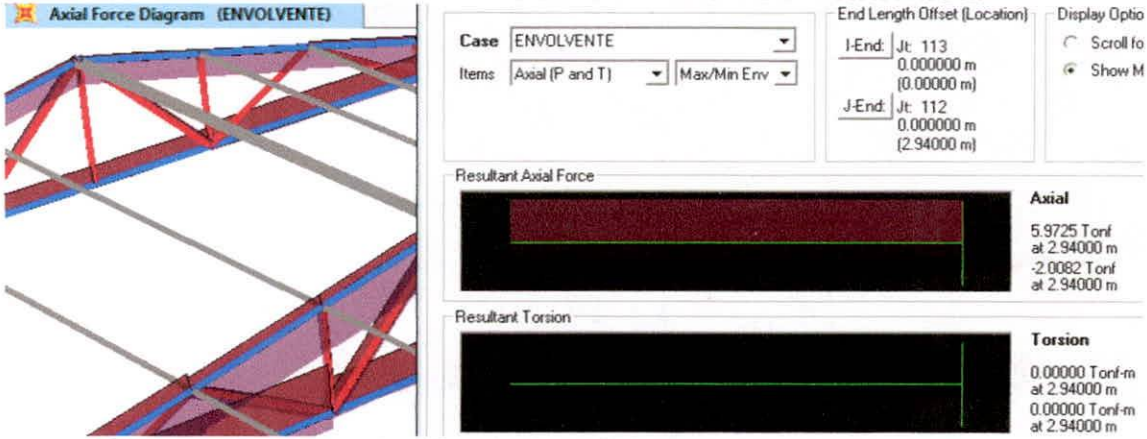
MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE PIURA  
 V° B°  
 DIVISION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS

**Caso III.- DISEÑO DE ENCUENTRO DE DIAGONALES Y BRIDA SUPERIOR.**



Como se observa en el gráfico, la  $P_u = 1.77$  Ton, la cual es inferior al chequeo por  $q$  cortante que es de 6.76 Ton.  
 Por lo tanto la longitud de la soldadura es de 1", a cada lado.

**Caso IV.- DISEÑO DE ENCUENTRO DE DIAGONALES Y BRIDA INFERIOR.**



Como se observa en el gráfico, la  $P_u = 5.97$  Ton.  
 Por lo tanto la longitud de la soldadura es de 2.00", a cada lado.

**DISTRIBUCION DE LA SOLDADURA**

$L1 = L2 = 2.56 / 5.12 * 8.20 - 1" = 3.10"$ , para nuestro caso considero una longitud de 2".  
 Tenemos que la plancha metálica considerada es de  $t = 1/8"$ , y que la CARACTERISTICA DE ELLA ES A-36.  
 $F_y = 36$  ksi  
 $F_u = 58$  ksi  
 $An_v = (4.0" + 4.0") * 1/8" = 1.00$  pulg<sup>2</sup>  
 $Ag_v = (4.0" + 4.0") * 1/8" = 1.00$  pulg<sup>2</sup>  
 $Ant = (4.0" + 4.0") * 1/8" = 1.00$  pulg<sup>2</sup>

**CHEQUEO POR BLOQUE DE CORTANTE**

$P_u = \phi * (0.6 * (F_y * Ag_v) + U * F_u * Ant)$   
 $P_u = 0.75 * (0.6 * (36 * 0.75) + 58 * 0.75) = 0.75 * 59.70 = 44.78$  Ton, por lo tanto esta fuerza es mayor a la fuerza por tracción de 5.97 Ton, ubicada en la brida inferior.

*[Handwritten Signature]*  
 Karla Maribel Ibbaja Chumucero  
 ARQUITECTA  
 C.A.F. 8420  
 REG. CONSULTOR  
 C 106175

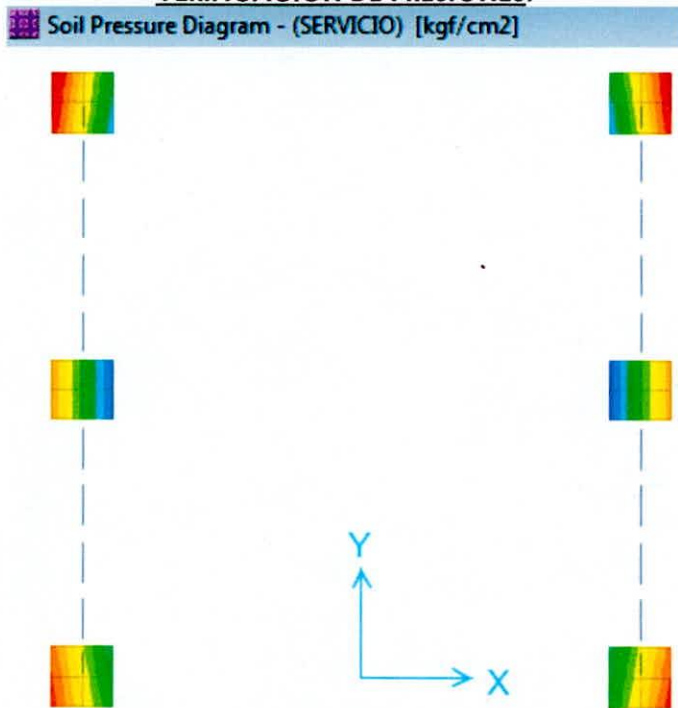
*[Handwritten Signature]*  
 Gustavo A. Zegarra Rodríguez  
 ING. CIVIL  
 B. C.I.P. 87685

MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE PIURA  
 Vº Bº  
 DIVISION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS

**4. DISEÑO DE CIMENTACION.**

Sección considerada: 1.2x1.20x0.45, el desplante considerado a 1.20m.  
 Según EMS la capacidad portante es de 0.674 kg/cm<sup>2</sup>, cuyo coeficiente de balasto es: 1.732 kg/cm<sup>3</sup>.

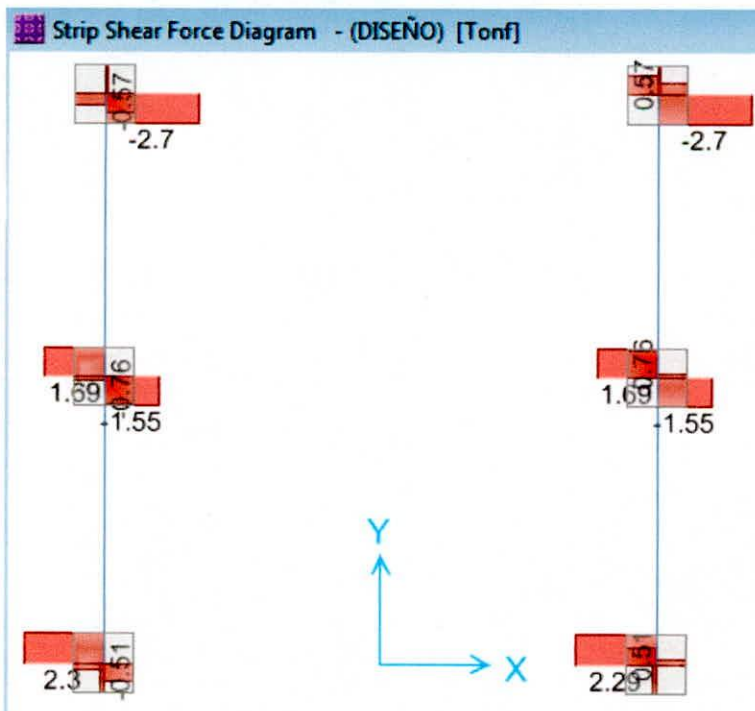
**VERIFICACION DE PRESIONES.**



*Gustavo A. Zegarra Rodríguez*  
**Gustavo A. Zegarra Rodríguez**  
 ING. CIVIL  
 R. CIP. 87685

Presion máxima es de 0.16, menor a 0.74 kg/cm<sup>2</sup>, la sección considerada es la correcta, h=45 cm y desplanta de 1.20m

**VERIFICACION DE CORTE.**



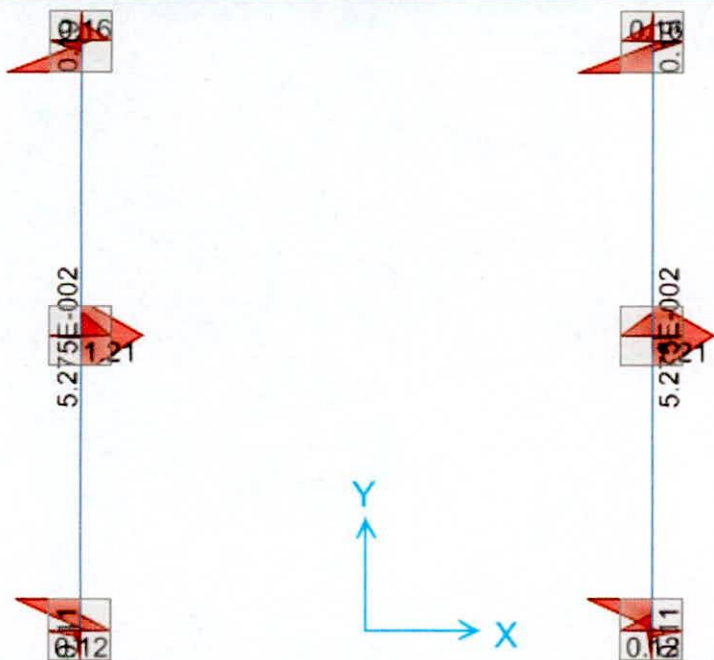
*Karla Maribel Jibaja Chumacero*  
**Karla Maribel Jibaja Chumacero**  
 ARQUITECTA  
 C.A.F. 8420  
 REG. CONSULTOR  
 C 106175

MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE PIURA  
 V° B  
 DIVISION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS

El cortante  $V_u$  max 2.70 Ton y el  $\emptyset V_c$  es de 28.25 Ton, mayor a  $V_u$ .

**DIAGRAMA DE MOMENTO**

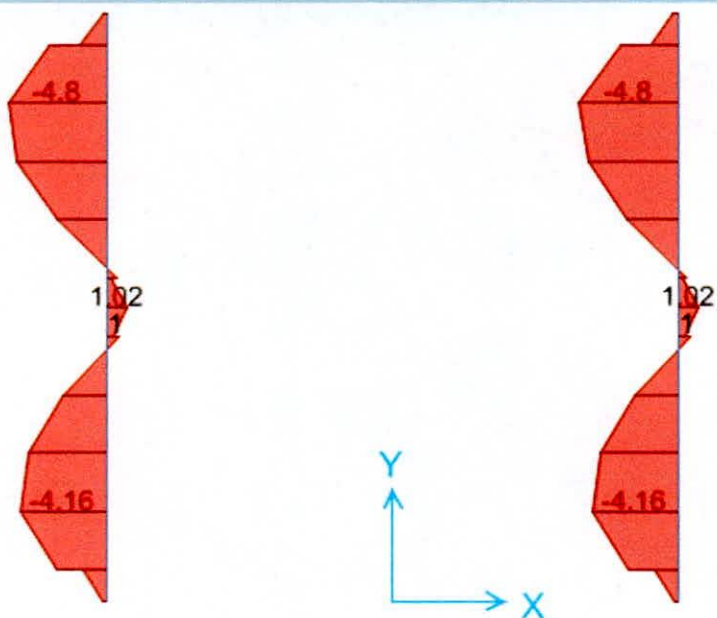
Strip Moment Diagram - (DISEÑO) [Tonf-m]

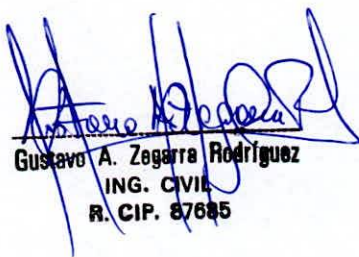


El Momento max=1.21 Ton-m y el Momento mínimo es de 5.97 Ton-m, por lo tanto se considera cuantía mínima, considerando  $\emptyset \frac{1}{2}$ " @ 20 cm ambos sentidos.

**DIAGRAMA DE MOMENTO EN VIGA DE CIMENTACION**

Beam Major Moment Diagram - (DISEÑO) [Tonf-m]



  
 Gustavo A. Zagarra Rodríguez  
 ING. CIVIL  
 R. CIP. 87685

  
 Karla Maribel Jibaja Chumacero  
 ARQUITECTA  
 C.A.P. 8420  
 REG. CONSULTOR  
 C 106175

MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE PUNTA  
 V° B°  
 DIVISION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS

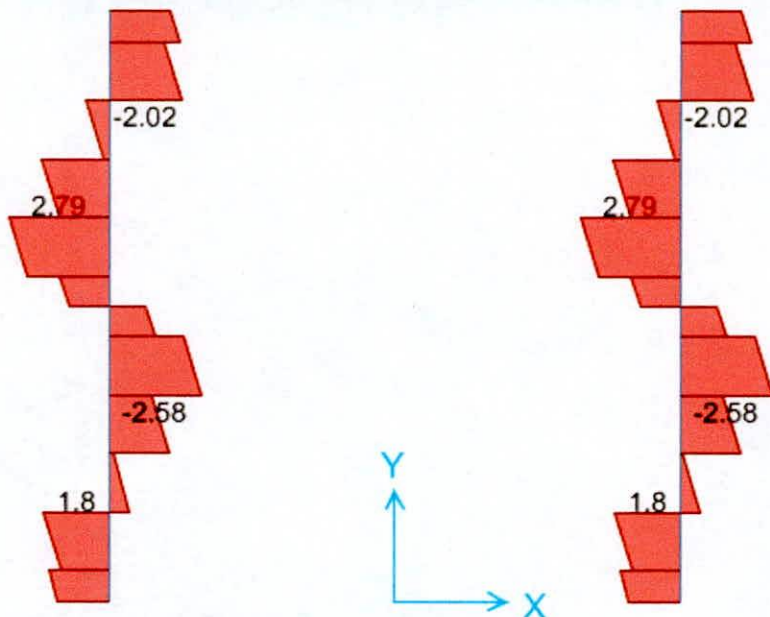


Mu=	4.80	Ton-m
f'c=	210.00	kg/cm <sup>2</sup>
fy=	4200.00	kg/cm <sup>2</sup>
b=	25.00	cm
h=	60.00	cm
rec =	4.00	cm
Acero prin	1.27	cm
h'=	5.27	cm
d=	54.73	cm
As=	<b>2.37</b>	cm <sup>2</sup>
a=	2.23	cm
As mín.=	<b>3.62</b>	cm <sup>2</sup>

Se considera acero mínimo = 2Ø 5/8"

**VERIFICACION POR CORTE VIGA DE CIMENTACION**

Beam Major Shear Force Diagram - (DISEÑO) [Tonf]



Vu max=2.79 Ton y ØVc= 8.78 Ton, por lo tanto ØVc>Vu  
 Conclusión el acero que necesita por refuerzo es el mínimo requerido que es @ 25 cm.

*Gustavo A. Zagarra Rodríguez*  
**Gustavo A. Zagarra Rodríguez**  
 ING. CIVIL  
 B. CIP. 87685

*Karla Maribel Jibaja Chumacero*  
**Karla Maribel Jibaja Chumacero**  
 ARQUITECTA  
 C.A.F. 8420  
 REG. CONSULTOR  
 C 106175

MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE AYACUCHO  
 V° B°  
 DIVISION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS