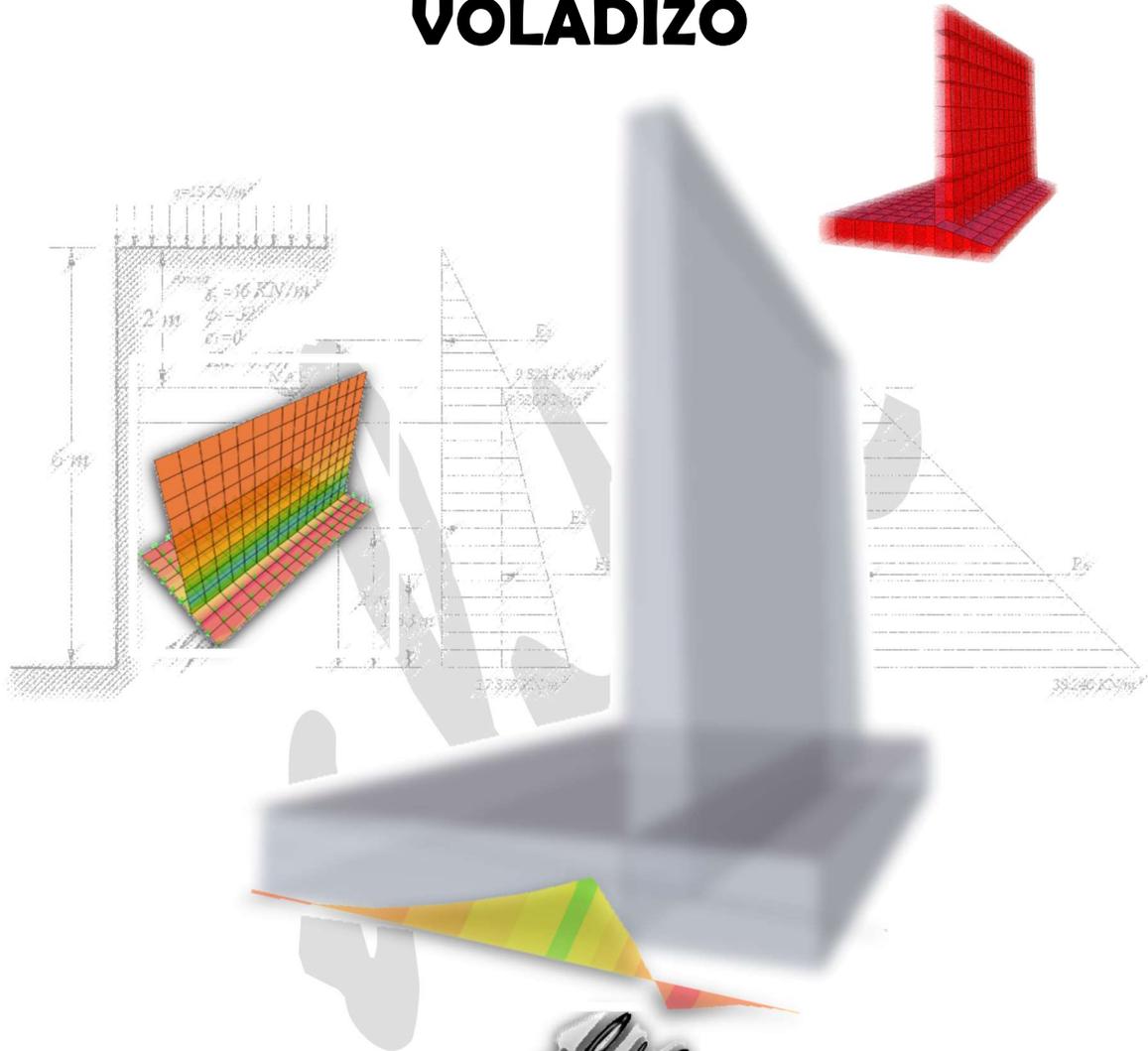


# GUÍA SAP2000

## MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO



### PARTES 1 – 2

## Análisis y Diseño

*Alex Henry Palomino Encinas*

Cajamarca - Perú.

El presente documento tiene la finalidad de ilustrar el procedimiento de análisis y diseño de un muro de contención en voladizo mediante el uso de software comercial de CSI, SAP2000. Se calculan las cargas de presión lateral ejercidas por el suelo usando la teoría de Rankine para luego proceder con el dimensionamiento preliminar de los espesores de la pantalla y cimentación del muro; luego, se realiza el modelado y posterior análisis y diseño manual y con software.

La Figura 1 muestra el planteamiento del problema cuya solución pretende la construcción de un muro de contención con longitud,  $L = 7.40 \text{ m}$ .

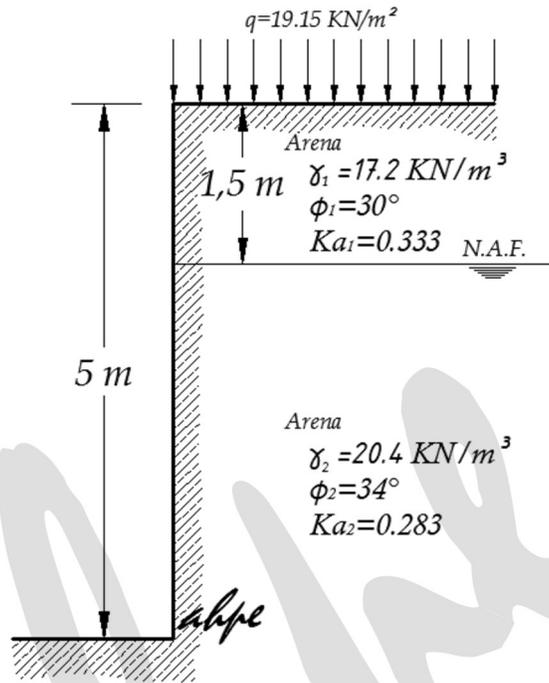


Figura 1.

El planteamiento de diseño de la pantalla del muro considerará la variación de la presión lateral y el efecto en la base del mismo considerando una capacidad de soporte neta del suelo de  $q_s = 1.324 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ .

Las características del concreto a usar de acuerdo con las exigencias del ACI serán las que se indiquen a continuación:

- **Nombre del Material:**  $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- **Resistencia a la Compresión:**  $f'_c = 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
- **Fluencia del Acero de Refuerzo:**  $f_y = 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
- **Poisson Ratio:**  $\nu = 0.20$
- **Módulo de Elasticidad:**  $E_c = 252671.328 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
- **Módulo de Corte:**  $G_c = 157919.58 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$

Adicionalmente, el ángulo de fricción,  $\delta$ , entre el concreto del muro y la arena saturada es de  $37^\circ$ . Los factores de seguridad,  $FS$ , para volteo y momento serán menores o iguales a 1.50.

## Presiones laterales y verticales

Las presiones laterales calculadas con la aplicación de la teoría de Rankine tienen la siguiente formulación matemática:

$$P_h = \gamma_s \cdot h_s \cdot k_s$$

Donde,  $\gamma_s$ , es el peso volumétrico del suelo,  $h_s$ , es la potencia o espesor del estrato y  $k_s$ , representa un coeficiente característico del estrato de suelo exclusivo para el cálculo de la presión lateral que ejerce el suelo.

De acuerdo con las condiciones del problema, la fluencia o cedencia del talud se asemejará a una cuña triangular que se deslizará hacia la izquierda, produciendo un efecto denominado empuje activo.

Las presiones activas máximas producidas por los sólidos del suelo en los puntos que se indican en la Figura 2, teniendo en cuenta que la densidad del agua es equivalente a  $9.81 \text{ KN/m}^3$ , son respectivamente:

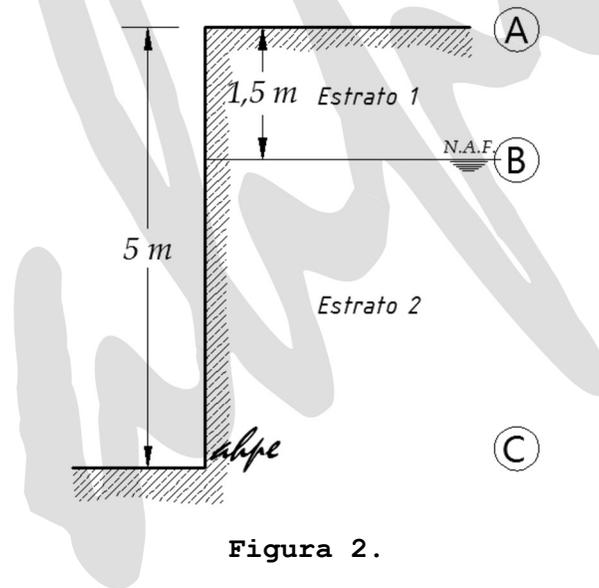


Figura 2.

a) Estrato 1

$$P_B = (17.20)(1.50)(0.333) = 8.5914 \frac{KN}{m^2}$$

b) Interfaz entre el Estrato 1 y 2

$$P_{B(1,2)} = (17.20)(1.50)(0.283) = 7.3014 \frac{KN}{m^2}$$

c) Estrato 2

$$P_C = P_B + (20.4 - 9.81)(3.50)(0.283) = 17.790795 \frac{KN}{m^2}$$

## Guía SAP2000 – Muro de Contención

© 2017 Alex Henry Palomino Encinas™ © 2017 Alex Henry Palomino Encinas™

De igual manera, la presión lateral ejercida por la sobrecarga,  $q$ , se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$P_{h-q} = q \cdot k_s$$

Por consiguiente

### a) Estrato 1

$$P_{AB-q} = (19.15)(0.333) = 6.37695 \frac{KN}{m^2}$$

### b) Estrato 2

$$P_{BC-q} = (19.15)(0.283) = 5.41945 \frac{KN}{m^2}$$

Finalmente, la presión ejercida por el agua desde el nivel mostrado es igual a:

$$P_{h-w} = \gamma_w \cdot h_w$$

Donde,  $\gamma_w$ , es la densidad del agua y  $h_w$ , la profundidad de cálculo de la presión de poro.

Por lo tanto,

$$P_{C-w} = (9.81)(3.50) = 34.335 \frac{KN}{m^2}$$

La Figura 3 muestra el resumen detallado de todos los cálculos realizados.

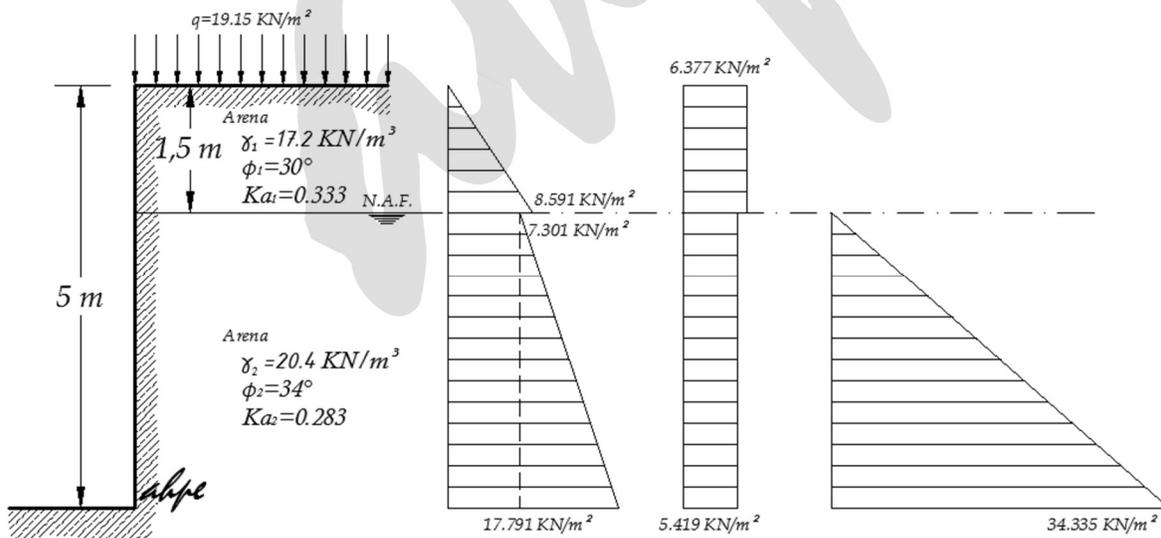


Figura 3.

La presión vertical será calculada a la altura del talud. Su cálculo es similar al de un recipiente que contiene dos fluidos.

La expresión que describe la presión vertical ejercida por el suelo se muestra a continuación:

$$P_v = \left[ \sum_{i=1}^n P_{vi} \right] + P_{vq} + P_{vw}$$

Donde,  $P_v$ , representa la presión vertical total a la profundidad total del talud,  $P_{vi}$ , es la presión vertical de los sólidos del suelo en el estrato,  $i$ , a una profundidad determinada,  $P_{vq}$ , la presión vertical producida por la sobrecarga y  $P_{vw}$ , la presión de vertical de poro.

De acuerdo con ello, las presiones verticales producidas por los sólidos del suelo serán:

Estrato 1:

$$P_{v1} = (17.20)(1.50) = 25.80 \frac{KN}{m^2}$$

Estrato 2:

$$P_{v2} = (20.4 - 9.81)(3.50) = 37.065 \frac{KN}{m^2}$$

Luego,

$$\sum_{i=1}^2 P_{vi} = P_{v1} + P_{v2} = 25.80 + 37.065 = 62.865 \frac{KN}{m^2}$$

La presión vertical producida por la sobrecarga,  $q$ , es

$$P_{vq} = q = 19.15 \frac{KN}{m^2}$$

Y la presión vertical,  $P_{vw}$ , ejercida por el agua,

$$P_{vw} = (9.81)(3.50) = 34.335 \frac{KN}{m^2}$$

Finalmente, la presión total,  $P_v$ , a la profundidad de 5.00 mts será la sumatoria de todos los efectos.

$$P_v = 62.865 + 19.15 + 34.335$$

$$\therefore P_v = 116.35 \frac{KN}{m^2} = 11864.398 \frac{Kg}{m^2}$$

## Dimensionamiento Preliminar

El dimensionamiento preliminar de la pantalla y cimentación del muro consiste en comparar la capacidad a cortante que tiene el concreto de los elementos con el producido por el empuje y presión vertical bajo estados de esfuerzos últimos. Esto es, que se debe cumplir la siguiente inecuación:

$$\phi V_c \geq V_u$$

Donde,  $\phi V_c$ , es la capacidad a cortante del concreto en elementos sometidos a flexión y,  $V_u$ , es el cortante total máximo amplificado producido por el empuje lateral y vertical.

Teniendo en cuenta esta descripción,

$$2\phi\sqrt{f'_c}bd \geq V_u$$

Donde,  $b$ , en este caso particular representa una longitud representativa de cálculo asociado con el muro (longitud unitaria o longitud) y,  $d$ , el peralte efectivo del elemento sometido a flexión.

Despejando,  $d$ , la inecuación queda de la siguiente manera

$$d \geq \frac{V_u}{2\phi\sqrt{f'_c}b}$$

### a) Dimensionamiento de la Pantalla

El primer elemento en dimensionar es la pantalla, ya que será la responsable de cargar la presión lateral ejercida por el suelo para evitar la fluencia (cedencia) del talud.

Vamos a calcular el cortante total,  $V_T$ , ejercido por el empuje lateral denotándolo de la manera como se muestra a continuación y bajo la aclaración de que la longitud unitaria,  $b$ , de cálculo para el muro será de 30cm.

$$E_1 = \frac{1}{2}P_B h_{1.5} b = \frac{1}{2}(8.5914)(1.50)(0.30) = 1.9331 \text{ KN}$$

$$E_2 = P_{B(1,2)} h_{3.5} b = (7.3014)(3.50)(0.30) = 7.6665 \text{ KN}$$

$$E_3 = \frac{1}{2}P_C h_{3.5} b = \frac{1}{2}(17.790795)(3.50)(0.30) = 9.3402 \text{ KN}$$

$$E_4 = P_{AB-q} h_{1.5} b = (6.37695)(1.50)(0.30) = 2.8696 \text{ KN}$$

$$E_5 = P_{BC-q} h_{3.5} b = (5.41945)(3.50)(0.30) = 5.6904 \text{ KN}$$

$$E_6 = \frac{1}{2}P_{C-w} h_{3.5} b = \frac{1}{2}(34.335)(3.50)(0.30) = 18.0259 \text{ KN}$$



La expresión matemática que describe el momento flector total en la base de la pantalla es:

$$M_T = \sum_{i=1}^n E_i h_i$$

$$M_1 = (1.9331)(4.0) = 7.7323 \text{ KN} - m$$

$$M_2 = (7.6665)(1.75) = 13.4163 \text{ KN} - m$$

$$M_3 = (9.3402)(1.17) = 10.8969 \text{ KN} - m$$

$$M_4 = (2.8696)(4.25) = 12.1959 \text{ KN} - m$$

$$M_5 = (5.6904)(1.75) = 9.9582 \text{ KN} - m$$

$$M_6 = (18.0259)(1.17) = 21.0302 \text{ KN} - m$$

$$M_T = 75.2298 \text{ KN} - m = 7671.3033 \text{ Kg} - m$$

### b) Dimensionamiento de la Cimentación

El dimensionamiento de la cimentación implica la verificación de los F.S. a volteo y deslizamiento, ambos mayores o iguales a 1.50. La Figura 5 muestra el D.C.L. de los momentos actuantes producidos por la presión lateral y vertical.

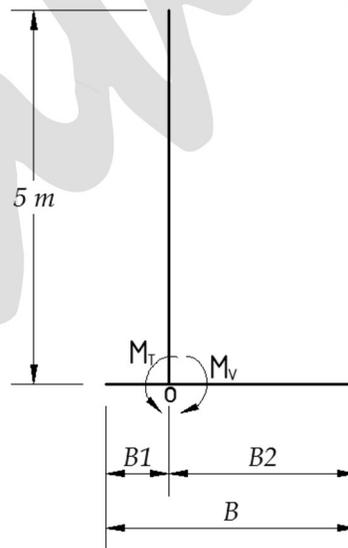


Figura 5.

El momento,  $M_v$ , es calculado mediante la siguiente expresión:

$$M_v = \frac{1}{2} P_v b B_2^2$$

Sabemos que,  $FS_{volteo} \geq 1.50$ , entonces:

$$FS_{volteo} = \frac{M_v}{M_T} \geq 1.50$$

Resolviendo la inecuación, se obtiene

$$B_2 \geq \sqrt{\frac{3M_T}{P_v b}}$$

Por consiguiente,

$$B_2 \geq \sqrt{\frac{3(7671.3033 + 253.125)}{(11864.398)(0.30)}} = 2.584 \text{ m}$$

$$\therefore B_2 = 2.60 \text{ m}$$

El valor 253.125 es el momento producido por el peso de la pantalla del concreto respecto del punto "O".

Luego,  $B_1$ , es calculado mediante el criterio de que la carga vertical total en la cimentación debe ubicarse lo más centrada posible respecto a su Centro Geométrico, C.G., o en su defecto quedar justo en el tercio central del C.G.

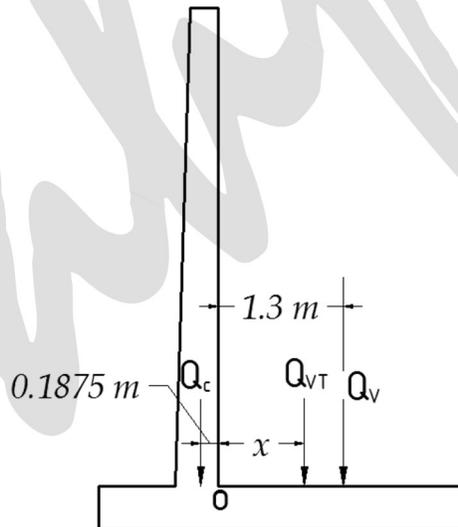


Figura 6.

La Figura 6 muestra las cargas verticales actuantes sobre la cimentación. Nuestro trabajo ahora es determinar la ubicación  $x$  de la carga vertical total,  $Q_{VT}$ , respecto del punto "O".

La carga,  $Q_c$ , del concreto de la pantalla es igual a:

$$Q_c = \frac{1}{2}(0.30 + 0.45)(5)(0.30)(2400) = 1350 \text{ Kg}$$





Basándonos en las ecuaciones dadas al inicio de este apartado, el esfuerzo del concreto de la cimentación quedaría de la siguiente forma:

$$\sigma_v = 2\phi\sqrt{f'_c}$$

El esfuerzo último en la cimentación es aquel que se obtiene de amplificar las cargas por sus respectivos coeficientes de Mayoración. La combinación de carga que genera la mayor presión de contacto en el producida por las cargas es:

$$U = 1.2(D + F) + 1.6L$$

El peso del concreto y de los sólidos del suelo son cargas permanentes y entran en la categoría del Tipo Dead, D, el peso del agua que produce la presión lateral de poro es del Tipo Fluido, F, mientras que la sobrecarga es del Tipo Live, L.

De acuerdo con ello y con las cargas ya calculadas

$$U_{concreto} = 1.2(1350) = 1620 \text{ Kg}$$

$$U_{suelo} = 1.2(7731.0803) = 9277.2964 \text{ Kg}$$

$$U_{s/c} = 1.6(1523.1501) = 2437.0402 \text{ Kg}$$

$$Q_{vu} = U_{concreto} + U_{suelo} + U_{s/c} = 1620 + 9277.2964 + 2437.0402 = 13334.3365 \text{ Kg}$$

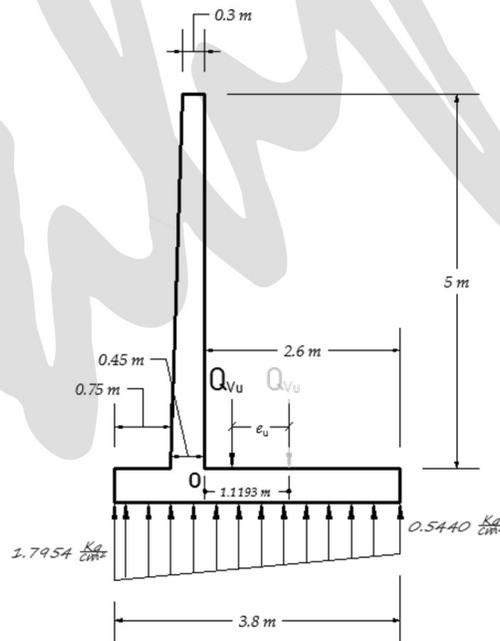


Figura 9.

De aquí, la capacidad a esfuerzo cortante del concreto de la cimentación sería igual a:

$$\sigma_v = 2(0.75)\sqrt{280 \times 0.0703069626} = 6.6553 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Luego, resolviendo las ecuaciones de la página 12, las distancias,  $d$ , bajo las cuales el esfuerzo cortante último de diseño,  $\sigma_u$ , es al menos menor o igual a  $\sigma_v$ , son los que se muestran respectivamente en la Figura 10.

El espesor de diseño se calculó para un recubrimiento,  $r = 5\text{cm}$ , y un diámetro base de refuerzo,  $d_b = 1.5875\text{cm}$  [ $\phi 5/8''$ ], cuya expresión de cálculo fue la siguiente:

$$h_z = d + r + \frac{d_b}{2} \text{ [cm]}$$

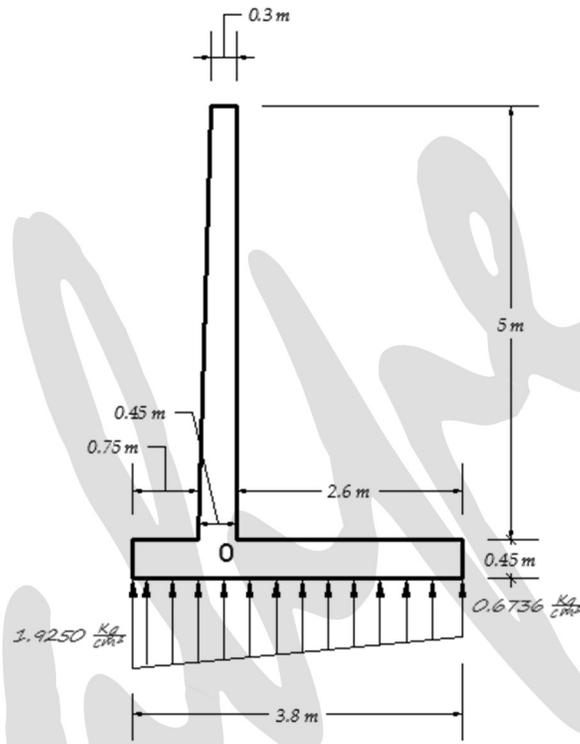


Figura 10.

Conocidas las dimensiones del muro de contención, se debe revisar la condición de deslizamiento estático del muro, asegurándonos de que la cimentación genere el suficiente rozamiento para evitar el movimiento lateral bajo las condiciones de carga expuestas.

La Figura 11 muestra la representación gráfica del ángulo de fricción entre el suelo y la cimentación. Mediante el planteamiento de la función tangente se puede establecer lo siguiente:

$$\tan \delta = \frac{f}{N}$$

Que mediante despeje de,  $f$ , la expresión de la fuerza de fricción que se opone al deslizamiento lateral es:

$$f = N \tan \delta$$

Donde,  $N$ , representa el valor de la reacción vertical del suelo producida por las cargas verticales. Se debe verificar que

$$FS_{slice} = \frac{f}{E_T} \geq 1.50, \quad E_T = \sum_{i=1}^6 E_i$$

Los pesos verticales del suelo y de la pantalla son ya conocidos, siendo el único dato faltante para dicha verificación el peso de la cimentación. Por consiguiente:

$$P_{cimiento} = (2400)(3.80)(0.45)(0.30) = 1231.20 \text{ Kg}$$

Por lo tanto, la reacción del suelo igual al peso completo del muro y del suelo es:

$$P_T = N = 11835.4304 \text{ Kg}$$

La fuerza de fricción calculada de acuerdo con lo indicado es

$$f = 11835.4304 \times \tan 37^\circ = 8918.6365 \text{ Kg}$$

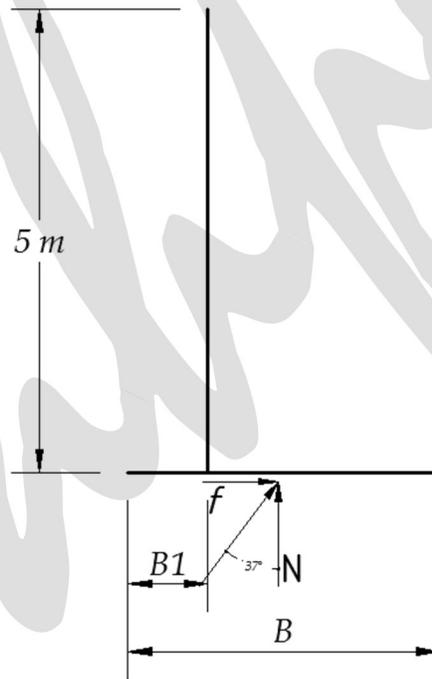


Figura 11.

De la Figura 4, el empuje lateral total,  $E_T$ , es de 4642.3293 Kg y por consiguiente, los factores de seguridad para ambas alternativas son respectivamente.

$$FS_{slice} = \frac{8918.6365}{4642.3293} = 1.92 \geq 1.50$$

Condición que establece la culminación de la fase de dimensionamiento y cálculo preliminar del muro de contención, quedando de esta manera listo para su diseño.

## Diseño del Muro

La Figura 12 muestra los patrones de carga que se definieron para la asignación de las cargas correspondientes a este problema. Luego en el comando “Load Cases...” se definió un caso de carga que incluye la carga de los sólidos del suelo y la presión de poro (ver Figura 13).

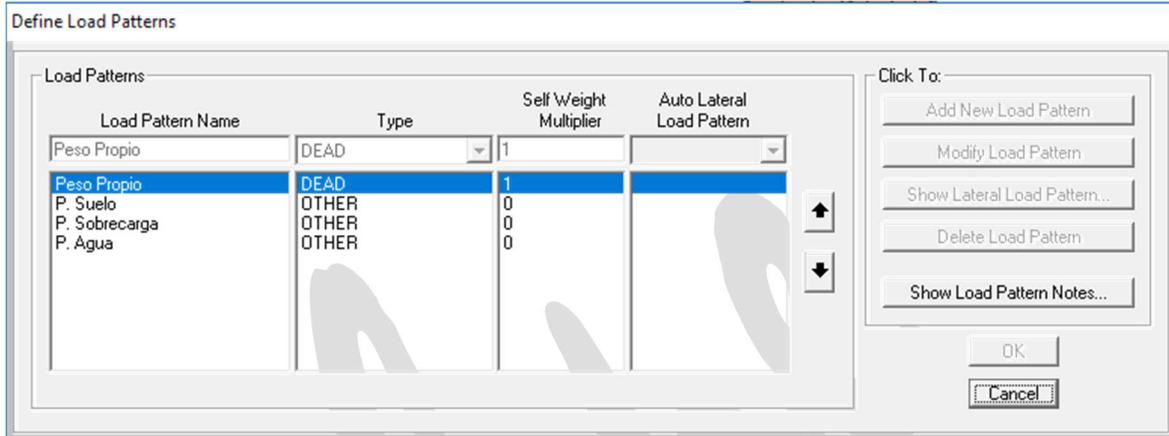


Figura 12.

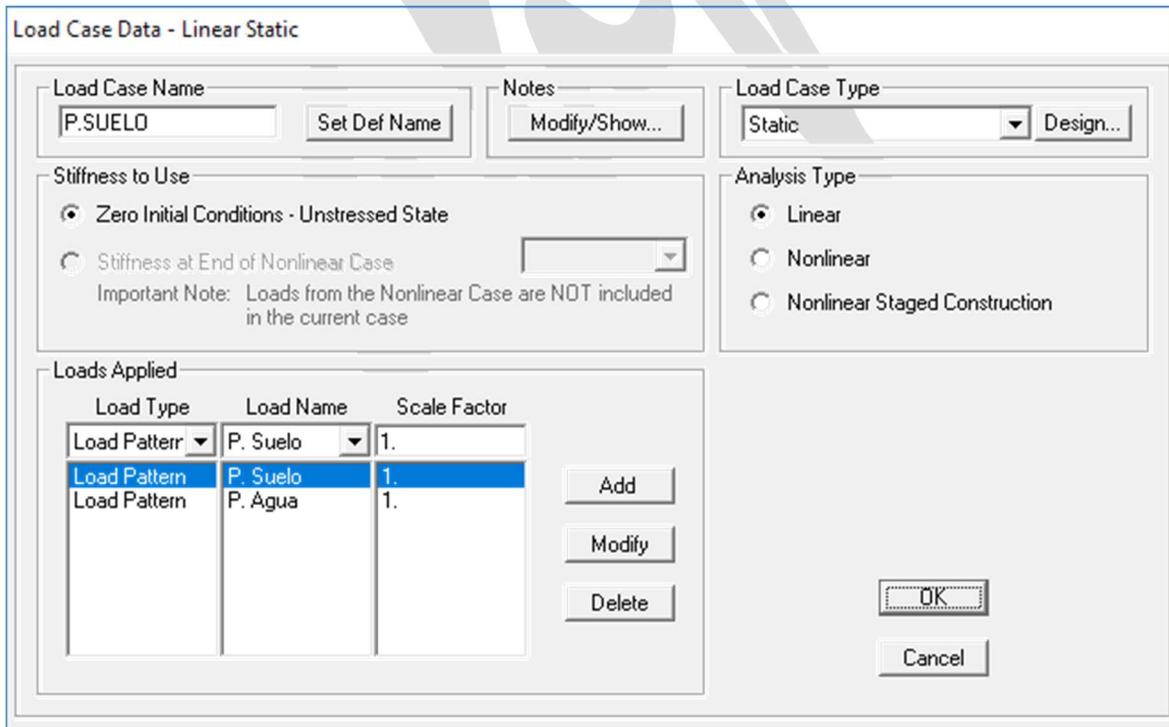


Figura 13.

## Guía SAP2000 – Muro de Contención

© 2017 Alex Henry Palomino Encinas™ © 2017 Alex Henry Palomino Encinas™

En la Figura 14 se puede apreciar la asignación de las presiones de los sólidos del suelo y su respectiva variación tal como se calculó de manera manual. De manera similar, la Figura 15 muestra la asignación de la presión por sobrecarga al igual que la presión de poro, mostrada en la Figura 16.

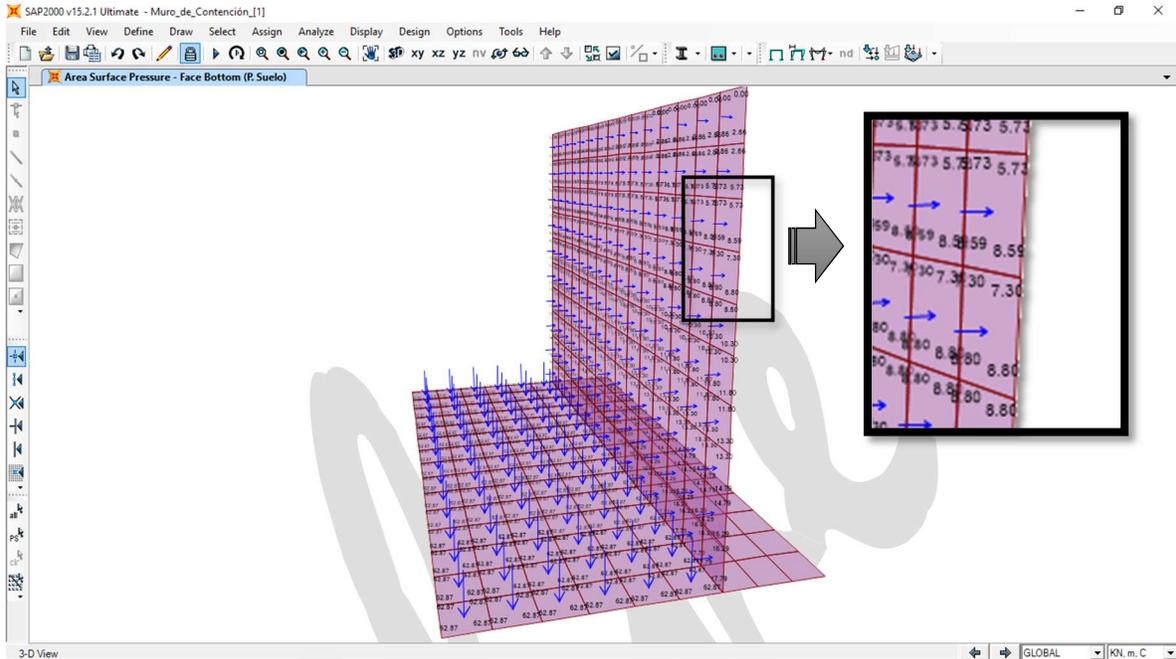


Figura 14.

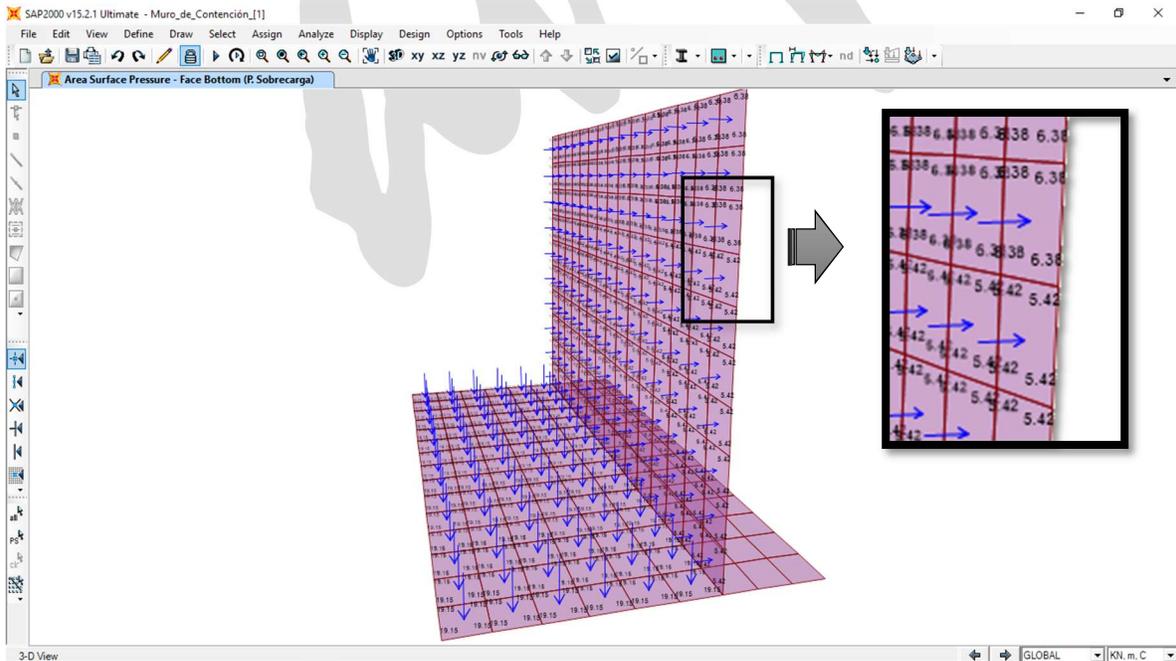
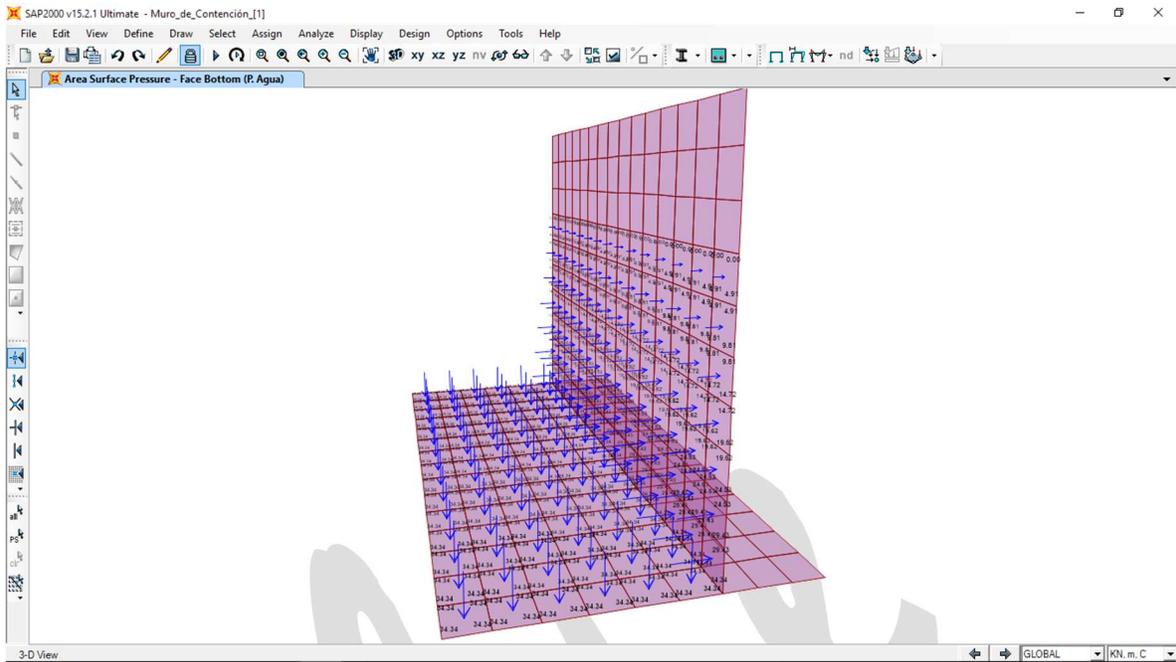
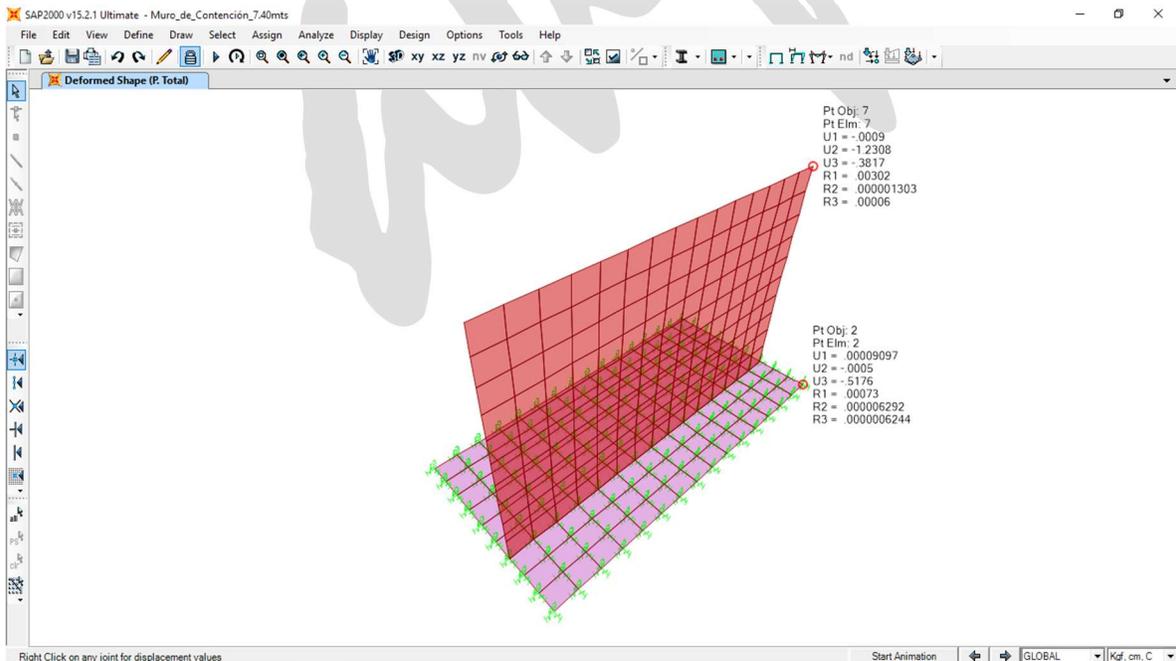


Figura 15.



**Figura 16.**

Para un módulo de balasto de 2.7293 Kg/cm<sup>2</sup>, y la Fuerza de Fricción,  $f$ , ya calculada, la Figura 17 muestra el desplazamiento lateral y asentamiento máximo producido por el efecto de la presión del suelo y la presión de la sobrecarga.



**Figura 17.**



El momento flector máximo del elemento finito seleccionado se encuentra entre los puntos 397 y 398. El momento producido en un elemento finito se calculará de la manera como se indica:

$$M_{FE} = M_{prom} \cdot a_{FE}$$

Donde,  $M_{prom}$ , es el momento promedio de los vértices del elemento finito y,  $a_{FE}$ , es el ancho del elemento medido en la dirección perpendicular de análisis. De la Tabla mostrada en la Figura 19, el momento promedio máximo es

$$M_{prom} = \frac{M_{241} + M_{242}}{2} = \frac{9570.69 + 9561.23}{2} = 9565.96 \frac{Kg - cm}{cm}$$

El ancho del elemento finito,  $a_{FE} = 49.33 \text{ cm}$ , por lo tanto,

$$M_{FE-m\acute{a}x} = (13176.955)(0.493) = 471888.8068 \text{ Kg} - \text{cm}$$

De aquí es posible calcular la cantidad de refuerzo requerida en el ancho,  $a_{FE}$ , del elemento finito. El esfuerzo que el acero de refuerzo debe cargar es igual a:

$$R_u = \frac{M_{FE-m\acute{a}x}}{a_{FE} \cdot d^2} \left[ \frac{Kg}{cm^2} \right]$$

De donde,

$$R_u = \frac{471888.8068}{(49.33)(39.20625)^2} = 6.2233 \frac{Kg}{cm^2}$$

La cuantía,  $\rho$ , requerida para suplir este esfuerzo es

$$\rho = \frac{100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y - \sqrt{(100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y)^2 - 23600 \cdot \phi \cdot R_u \cdot f'_c \cdot f_y^2}}{118 \cdot \phi \cdot f_y^2}$$

Reemplazando valores, la cuantía requerida,  $\rho = 0.001671079$ , valor que es menor al mínimo requerido para estructuras contenedoras de material húmedo que, dependiendo de la longitud, la cuantía mínima es

$$\rho_{min} = \begin{cases} 0.0030, & 3m \leq L < 9m \\ 0.0040, & 9m \leq L \leq 12m \end{cases}$$

Para nuestro muro que venimos diseñando,  $L = 7.40 \text{ m}$ , por lo tanto,  $\rho_{min} = 0.0030$ .

Luego, la cantidad mínima de refuerzo es calculada como,  $A_{s-min} = \rho_{min} \cdot a_{FE} \cdot h_z$ , y es igual a:

$$A_{s-min} = (0.0030)(49.33)(45) = 6.66 \text{ cm}^2$$

Que en barras de refuerzo equivalen a:

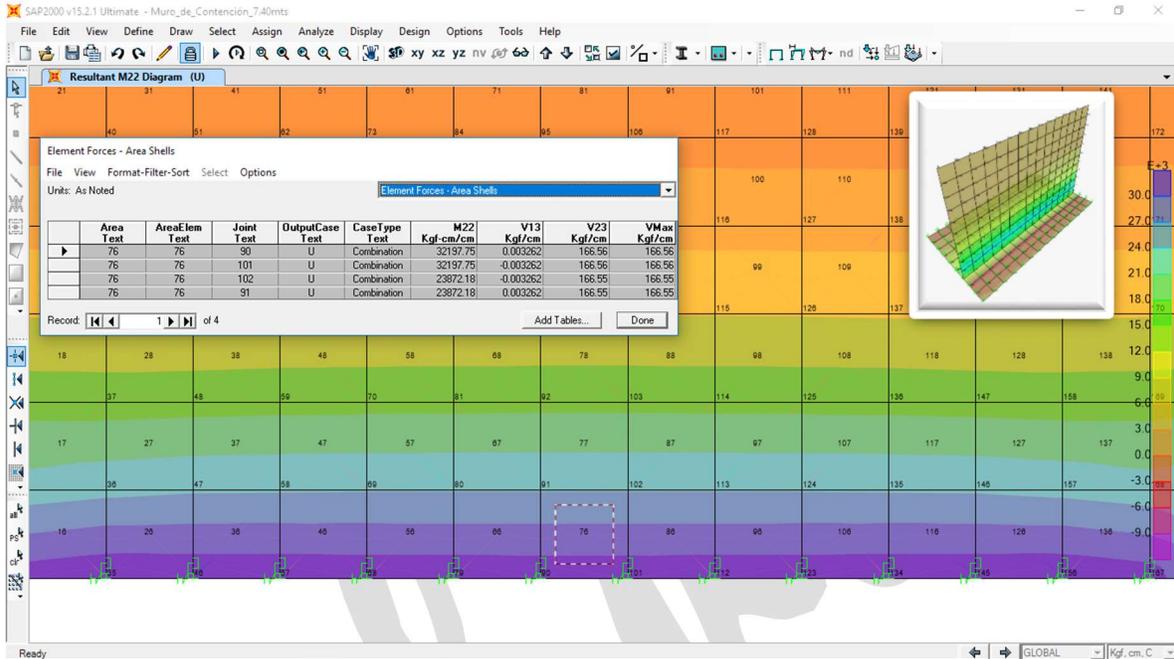
$$4 \phi 5/8" @ 16cm$$

Distribuidos en un ancho,  $a_{FE} = 49.3cm$ .

## Guía SAP2000 – Muro de Contención

© 2017 Alex Henry Palomino Encinas™ © 2017 Alex Henry Palomino Encinas™

De igual manera, la Figura 20 muestra el momento en el elemento finito seleccionado. La cuantía requerida para suplir esta demanda de momento se calculó mediante el mismo procedimiento ya presentado en la página anterior.



**Figura 20.**

El momento calculado fue,  $M_{FE-\hat{a}x} = 1588315.008 \text{ Kg} - \text{cm}$ , y produjo una cuantía de,  $\rho = 005843659$ , que es mayor al mínimo requerido. Por consiguiente:

$$A_{s-m} = (005843659)(49.33)(39.20625) = 11.30 \text{ cm}^2$$

Que en barras de refuerzo de,  $\phi 3/4"$ , equivalen a 04. Por consiguiente:

$$4 \phi 3/4" @ 16 \text{ cm}$$

Distribuidos en el ancho de,  $a_{FE} = 49.33 \text{ cm}$ .