

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, FÍSICAS Y NATURALES

GEOTECNIA III

GUÍA DE TRABAJOS PRÁCTICOS

TRABAJOS PRÁCTICOS
1, 2 3, 4, 5 6, 7 Y 8

- AÑO 2016 -

(Versión escaneada de la Versión Original en Papel)

FUNDACIONES Y CONSTRUCCIONES DE ALBAÑILERIA

TRABAJO PRACTICO N° 1

TABLA DE EQUIVALENCIA DE UNIDADES	
1 KN	0,1 tn
1 KPa= $1 \frac{KN}{m^2}$	0,01 kg/cm ²
1 MPa= $1 \frac{N}{mm^2}$	10 kg/cm ²

FUNDACIONES SUPERFICIALES

Introducción.-

En general se denominan fundaciones superficiales o directas, aquellas que transmiten la carga de la estructura a un estrato del terreno no profundo mediante una base o plano de apoyo, siendo resistida por la capacidad o resistencia del suelo a la presión que se le transmite.

En las fundaciones superficiales, la resistencia a la fricción lateral puede considerarse despreciable en relación a la primera.

En una estructura se opta por una fundación superficial:

- Cuando se tiene terreno resistente en toda la profundidad alcanzada por efectos importantes de la fundación; bulbo de presiones, superposición de presiones, etc.
- Cuando no existen peligros de escurrimientos, socavaciones, movimientos debido a fuerzas horizontales o desplazamientos.
- Cuando la resistencia del terreno no aumenta significativamente con la profundidad de tal forma que resulte más apropiado una fundación profunda.
- Cuando por valores de las cargas, su distribución, su esquema estático, su sensibilidad a los asentamientos, resulte que la fundación superficial resulte más económica y lleve a asentamientos compatibles con la construcción.

Determinada la posibilidad de resolver mediante una fundación superficial, la cimentación de una estructura, se plantean dos problemas a resolver:

a - El estudio de las fuerzas actuantes

b - La determinación de la capacidad de carga del terreno, en el plano elegido para apoyo de la fundación.

a - Estudio de las fuerzas actuantes

Para el cálculo de cualquier fundación es menester determinar todas las fuerzas que actúan por el hecho de la fundación misma. Para el cálculo de dichas fuerzas deben estudiarse todas las hipótesis de carga que puedan presentarse, siendo esta distinción necesaria para deducir la variación de las cargas y la hipótesis más desfavorable que determina el cálculo. En general se distinguen dos casos: el más frecuente y el más desfavorable. En ambos casos, se estudiarán cada una de las fuerzas que actúan, siendo así más preciso el cálculo de la composición y resultante final de las mismas.

Las fuerzas en cuestión pueden clasificarse en:

- 1.- Peso propio de la estructura, se determina mediante sus dimensiones, peso específico y condiciones estructurales hiperestáticas, si existen.
- 2.- Empujes de suelos, pueden actuar cuando la estructura o su fundación soportan la acción lateral del suelo como en el caso de pantallas, muros de contención, muros de sótanos, etc.
- 3.- Presión hidráulica, corresponde al caso de presencia de aguas subterráneas o superficiales.
- 4.- Sísmica, por efecto de los desplazamientos producidos en el suelo durante un terremoto, las normas estipulan fuerzas proporcionales a los pesos de las construcciones.
- 5.- Sobrecargas, en las que distinguimos:
 - a - Sobre la estructura, estipuladas de acuerdo a los conocimientos reales de las situaciones o bien de acuerdo a los reglamentos de construcciones. La sobrecarga puede ser permanente o accidental.
 - b - Sobre el terreno, deben ser asimismo determinadas, ya fueran móviles o de carácter permanente.

b. -

b - Determinación de la capacidad de carga del terreno.-

Se denomina capacidad de carga (q_c) a la presión que provoca el hundimiento o falla de la cimentación, lo que supone asientos importantes o bien un proceso de ruptura o escurrimiento del suelo de soporte.

Su determinación puede inducirse a través de fórmulas teóricas o semiempíricas de capacidad de carga o bien fijada en función del asiento máximo compatible con la fundación.

b.1.- Determinación de la capacidad de carga p/ fórmulas:

Siguiendo el modelo de Prandtl, Terzaghi encontró la solución general al problema de la zapata rígida, corrida y rugosa, llegando a la expresión general de la presión q_c :

$$q_c = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (1)$$

siendo: q: sobrecarga sobre el nivel de cimentación: γ , D

B: ancho de la zapata corrida.

γ : peso específico aparente del terreno bajo el nivel de cimentación.

c: cohesión del terreno de cimentación.

N_c, N_q, N_γ , factores de capacidad de carga, funciones únicamente del ángulo de rozamiento interno ϕ y cuyos valores se indican en la tabla 1.

b.1.1.- Factores que modifican la fórmula general:

a) Influencia de la forma de la zapata:

Cuando la zapata no es una faja indefinida deben introducirse factores de corrección en la fórmula general (1) para tener en cuenta los efectos tridimensionales. De los numerosos valores propuestos en la literatura retendremos los siguientes introducidos ya en la fórmula general:

Zapata cuadrada o circular.

$$q_n = 1.2 c N_c + q N_q + 0.3 B \gamma N_\gamma$$

Zapata rectangular (LxB) B<L

$$q_c = (1 + 0.2 \frac{B}{L}) c \cdot N_c + (1 + \frac{B}{L} \operatorname{tg} \phi) q \cdot N_q + \frac{1}{2} (1 - 0.4 \frac{B}{L}) B \cdot \gamma \cdot N_\gamma$$

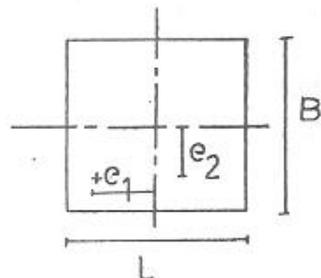
b) Influencia de la excentricidad de la carga

Si una estructura transmite a la base de su cimentación una carga vertical P y dos momentos M_x y M_y , según los ejes x e y, respectivamente, el sistema formado por estos tres esfuerzos serán estáticamente equivalentes a una carga vertical excéntrica de valor P.

Meyerhof indica que la carga de hundimiento de la cimentación real bajo carga excéntrica es casi igual a la del "área efectiva" bajo la misma carga centrada. La DIN 4017 admite también este método de cálculo. El área efectiva será $B' \times L'$ donde:

$$B' = B - 2e_2 \quad ; \quad \text{siendo } e_1 = \frac{M_x}{P} \quad \text{y} \quad e_2 = \frac{M_y}{P}$$

$$L' = L - 2e_1$$



lo cual equivale a suponer que se plastifica una zona centrada con la carga, quedando descargado el resto.

b.2.- Determinación de la capacidad de carga en función de los asentamientos

Como se ha señalado anteriormente el diseño de la fundación supone una seguridad respecto a la rotura del terreno e igualmente asentamientos compatibles con la superestructura que sobre ella se asienta. Si las deformaciones son excesivas la estructura puede sufrir daños graves, por lo que deben mantenerse dichas deformaciones dentro de límites tolerables.

En la actualidad existen numerosos métodos de cálculo en base a consideraciones teóricas que permiten estimar los asentamientos.

Los métodos más usuales son, el derivado de la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi y los que asimilan el terreno a un medio elástico, eventualmente no lineal o anisótropo, utilizando las numerosas soluciones ya existentes.

Existen otros métodos semiempíricos basados en ensayos in-situ realizados con penetrómetros, presiónmetros, placa de carga, etc.

En general estos métodos han sido aplicados a las arenas y suelos granulares.

b.3.- Determinación de la presión admisible en suelos granulares:

El método más antiguo es el de Terzaghi y Peck que da las expresiones siguientes:

$$\sigma_{adm} = \frac{N}{B} \quad B < 1.20 \text{ m}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{N}{12} \left(\frac{B+0.3}{B} \right) \quad B \geq 1.2 \text{ m} \quad \text{ver gráfico N° 1 (anexo)}$$

siendo \checkmark_{adm} la presión admisible en Kg/cm^2 para un asiento tolerable de 2.5 cm.

N: número de golpes del S.P.T.

Se pueden encontrar en la bibliografía diversos métodos de cálculo de asentamientos en base a penetrómetros estáticos o placas de ensayo.

Una buena metodología de cálculo de la tensión de trabajo es calcularla por varios métodos o sea considerar independientemente; el concepto de rotura y el de deformabilidad, pues en muchos suelos estos dos parámetros pueden resultar diferentes. Por ejemplo cuando se calcula en una arena compacta con la fórmula general de capacidad de carga, suele dar presiones muy elevadas debido a los grandes valores de N_q y N_γ para los ϕ usuales ($\phi > 30^\circ$), sin embargo no por ello queda asegurado que los asentamientos sean admisibles para las presiones de trabajo así obtenidas, por lo cual se tiende a fijar dichas presiones en relación con los asientos.

1.- Fundaciones superficiales para Muros de Mampostería

Introducción

Según cual fuere la relación entre la parte en voladizo ($V_{m\acute{a}x}$) y la altura (d_0) la forma de trabajo o mecanismo resistente varía.

En aquellas de poco d_0 en relación con $V_{m\acute{a}x}$ se ve el clásico mecanismo de flexión donde hay una zona central trabajando como bielas comprimidas en abanico y el resto trabajando a flexión. Fig 5.

En aquellas de mucho d_0 en relación con $V_{m\acute{a}x}$, la zona exterior que trabaja a la flexión se reduce o anula quedando únicamente para $d_0 > V$ la zona central trabajando como bielas en abanico. Fig 4.

Esta diferencia de comportamiento mecánico según cuales sean las proporciones de las zapatas, permite clasificarlas en:

Tipo I	"Rígidas"	$0,5 d_0 > V_{m\acute{a}x}$	(fig. 1)
Tipo II	"Semi Rígidas"	$0,5 d_0 \leq V_{m\acute{a}x} \leq 2d_0$	(fig. 2)
Tipo III	"Flexibles"	$V_{m\acute{a}x} > 2d_0$	(fig. 3)

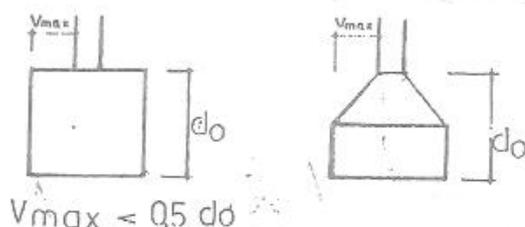


Fig. 4. -

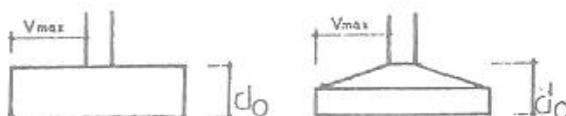


Fig. 2. -

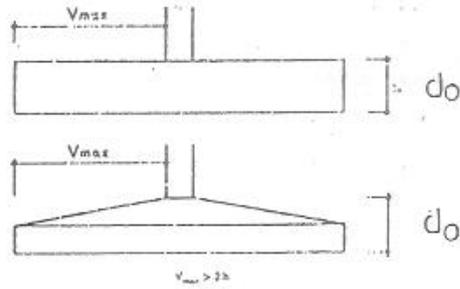
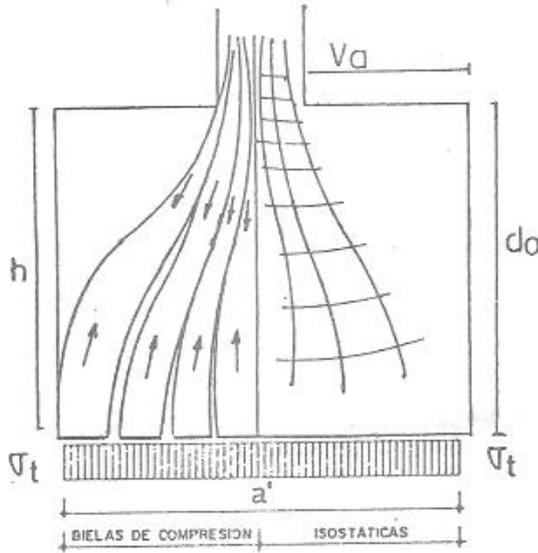


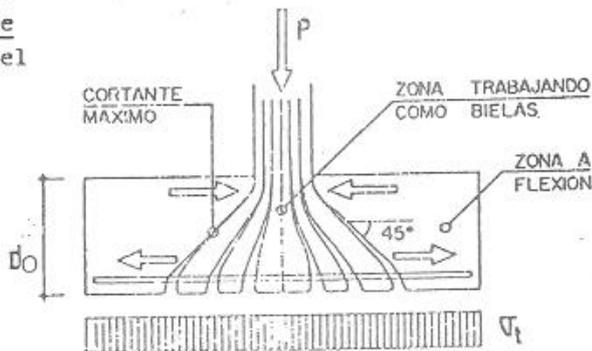
Fig. 3 $V_{max} > 2d_0$

Para las zapatas de tipo I, con voladizos $V_{m\acute{a}x} < 0.5d_0$ no son necesarias las armaduras por lo que se puede afirmar que son zapatas de hormigón simple o en masa y su forma de trabajo sería la siguiente:



- Figura 4 -

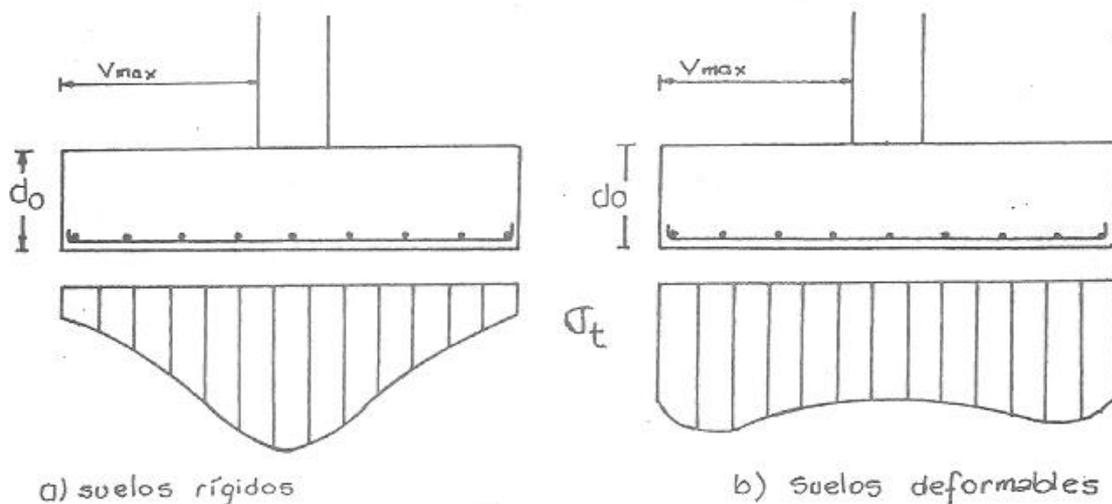
Para las zapatas de Tipo II, con $0.5 d_0 \leq V_{m\acute{a}x} \leq 2 d_0$, las bielas de compresión existen en una zona central siendo su forma de trabajo similar al de una ménsula invertida cargada con la reacción del terreno, trabajando a flexión. Estas zapatas son las que calcularemos a lo largo del curso.



- Figura 5 -

Para las zapatas de Tipo III, con $V_{\max} > 2 d_0$, presentan condiciones especiales de flexibilidad con una distribución de σ_t según se indica a continuación. Podrá decirse en general que en ellas se da un acompañamiento, en cuanto a deformaciones, entre terreno y fundación dadas sus condiciones de flexibilidad.

Distribución cualitativa de presiones en el suelo en caso de fundaciones flexibles:



- fig 6 -

1.1.- Zapata corrida de hormigón simple. (Tipo I)

Es un caso sencillo usado para muros de albañilería con cargas relativamente bajas y tipos de suelos con resistencia suficiente.

Estas pueden realizarse con hormigón sin armadura siempre que la propagación de cargas se haga con una inclinación no inferior a 1:n (1 horizontal, n vertical) indicados en la tabla adjunta en relación con la calidad del hormigón y la tensión admisible del suelo. Cuando se supera el límite mencionado, la zapata deberá ir armada.

Para $\sigma_t = 400-500$ (KPa) no se admite usar hormigones de resistencia tan baja (como H-4) ya que al ser σ_t muy alto, las sollicitaciones en el hormigón son superiores a la resistencia del mismo

σ_t (KPa)	100	200	300	400	500
H-4	1.6	2.0	2.0	no admite	
H-8	1.1	1.6	2.0	2.0	2.0
H-13	1.0	1.3	1.6	1.8	2.0
H-17	1.0	1.0	1.3	1.6	1.8
H-21	1.0	1.0	1.2	1.4	1.6
H-30	1.0	1.0	1.0	1.2	1.3

Valores de n para la determinación del ancho máximo de fundación no armada.

El ancho se calcula con la siguiente condición:

$$P_t = 1.07 P + \delta_s H \quad (m) \quad B$$

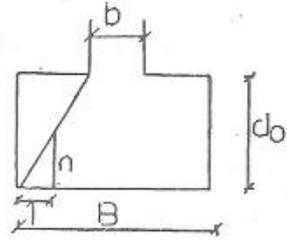
$$P_t = \sigma_t \cdot B \cdot 1 \quad (m)$$

II: tapada

El P_t es la carga que transmite el muro, más el peso propio de la cimentación - se estima en un 5-7% - , más el peso del suelo sobre la cimentación.

Este ancho de la zapata, para una construcción con cargas diferentes ,no debería ser dimensionada para una misma presión en el suelo, sino más bien para un mismo asentamiento.

La profundidad de la cimentación debe ser como mínimo la necesaria para alcanzar un manto resistente, superar la capa de suelo vegetal o relleno; y en ningún momento ser inferior a 0.80 m para evitar peligro de heladas , y el paso de cañerías.



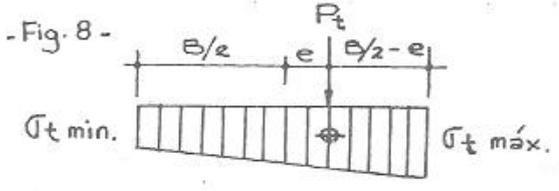
$$d_0 = n \frac{B-b}{2}$$

FIG. 7

En general estas fundaciones solo se usan para cargas centradas. En el caso de cargas excéntricas o pequeñas excentricidades de la misma fundación, deberá verificarse que las tensiones máximas, obtenidas con las cargas, sean compatibles con las tensiones admisibles del suelo.

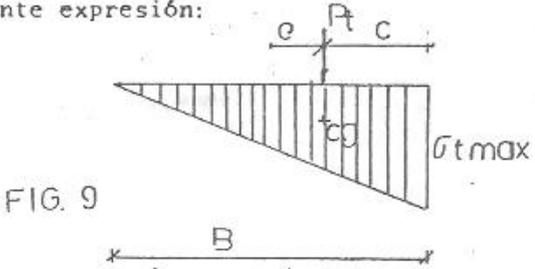
Si el valor de la excentricidad e se encuentra dentro del núcleo central, o sea $e < B/6$ las tensiones máximas y mínima serán:

$$\sigma_t \begin{matrix} \text{máx} \\ \text{mín} \end{matrix} = \frac{P_t}{l \cdot B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right).$$



Si en cambio el valor de e es mayor que $B/6$ no se aplica la fórmula anterior por cuanto no puede existir tensión de tracción entre cimentación y suelo, aplicándose la siguiente expresión:

$$\sigma_{t\text{máx}} = \frac{2 P_t}{3 \cdot c \cdot l}$$



Donde c es la distancia entre la resultante de la carga y su borde más proximo.

Los valores de tensión máxima deben ser compatibles con los valores de tensión admisible del suelo.

$$\sigma_{t\text{máx}} \leq \sigma_{\text{adm}}$$

1.2.- Zapata corrida de hormigón armado. (zapatas semirígidas - tipo II)

Se distinguen :

- a - para muros de mampostería
 1. sin viga central
 2. con viga central

b - para muros de hormigón

En ambos tipos pueden darse los casos de carga centrada o ex-céntrica.

1.2.a.1.- Zapata corrida de H° A° para muro de mampostería sin viga.

1.2.a.1.1.- Carga centrada

La zapata está compuesta por una plantilla de hormigón armado semirígida tipo II con armadura principal transversal, para absorber los momentos provocados por las reacciones del suelo.

a) Dimensionamiento:

Para el cálculo se toma siempre una longitud de zapata de un metro.

P = Carga por metro lineal de muro:

A la carga calculada que transmite el muro, corresponde agregar, el peso propio de la zapata que se estima entre un 5 a 10% -adoptamos 7%- y el peso del suelo por sobre la zapata (P_s)

$$P_t = 1.07 P + P_s$$

-Ancho de zapata:

$$B \cdot 1,0 \text{ m} = \frac{P_t}{\nabla_t}$$

$$B = \frac{P_t}{1,0 \text{ m} \cdot \nabla_t}$$

$$\text{con } \nabla_t \leq \nabla_{adm}$$

-Altura de zapata:

A los efectos de admitir una distribución uniforme de las tensiones en el terreno, la base debe ser suficientemente rígida (tipo II), condición que se cumple con la siguiente relación:

$$\frac{B-b}{2} \leq 2 d_0 \implies \frac{B-b}{4} \leq d_0 \geq 30 \text{ cm}$$

Además el ángulo α , máximo, a los fines de no utilizar encofrados, es el ángulo de reposo del H° fresco ($\approx 40^\circ$)

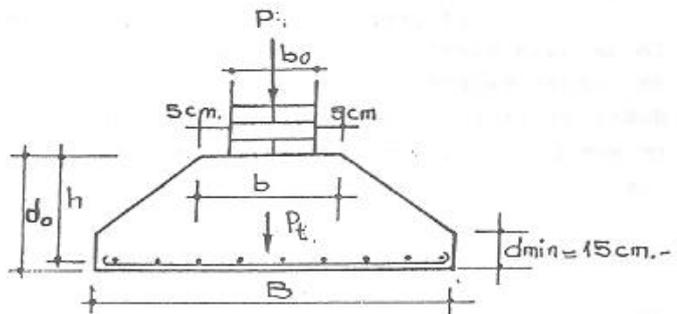
b) Solicitaciones:

- Momento flector:

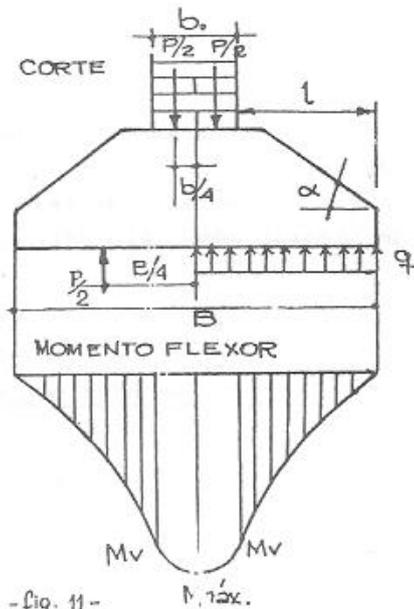
Momento en el paramento

Por tratarse de un voladizo con una carga q^2 $1,0 \text{ m} \times \nabla_t^*$

siendo ∇_t^* , la tensión en terreno sin considerar el peso del suelo ni el peso propio, ya que éstos no producen momento.



- Fig. 10 -



- fig. 11 -

El momento será:

$$M_v = \frac{q \cdot l^2}{2} ; \text{siendo } l = \frac{B - b_0}{2}$$

la variación es una parábola de segundo grado.

Momento máximo

Se da en el centro de la zapata, por debajo del muro, se superponen la acción de carga - de arriba hacia abajo - y la de la reacción q del suelo - de abajo hacia arriba -.

La tensión que actúa en el muro $P/b_0 \cdot 100$ es lógicamente superior a q/m ya que es la misma carga P_t que actúa en un ancho b_0 menor que B . Esto hace variar el sentido de crecimiento de la parábola de los momentos flectores.

$$M_{\text{máx}} = P \frac{(B - b_0)}{8} = \frac{P \cdot l}{4}$$

- Esfuerzo de corte:

+ en el paramento

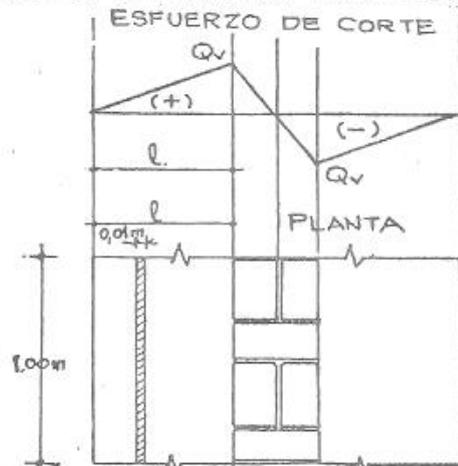
Actúa linealmente la carga q/m una longitud l

$$Q_v = q \cdot l$$

+ debajo del muro

Actúan simultáneamente q/m y P/m haciéndose nulo en el centro de la zapata.

- fig. 11 b5 -



c) Verificación al corte:

La rotura por corte ocurre en la forma de punzonado, con fisura a 45°. Para verificar la seguridad contra la rotura por corte, se deben calcular las tensiones en un plano ubicado a una distancia $d_0/2$ del paramento, considerando que es una viga o losa de altura variable.

$$\tau_R = \frac{Q_r}{1.00 \text{ m} \cdot z}$$

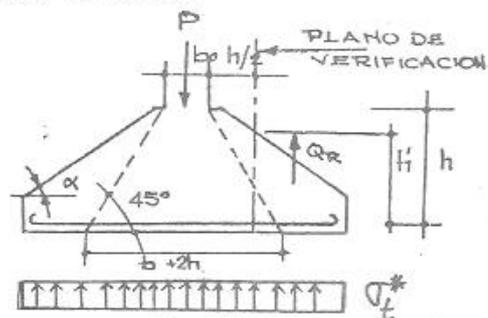
siendo:

$$Q_r = Q - \frac{M'}{z \cdot h'} \cdot \text{tg } \alpha$$

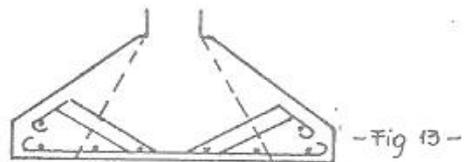
donde M' y h' son el momento flector y la altura útil en la sección considerada, $\text{tg } \alpha$ es la inclinación de la losa, y z el brazo elástico.

$$Q = \sqrt{t} \cdot \left(\frac{B - b_0}{2} - \frac{h}{2} \right) \times 1.0 \text{ m} =$$

$$= \sqrt{t} \cdot \left(\frac{B - b_0 - h}{2} \right) \times 1.0 \text{ m}.$$



- Fig 12 -



- Fig 13 -

La seguridad estará verificada si:

$$\tau_R \leq k_2 \tau_{011} \text{ (ver tabla 2 - pag. 17)}$$

donde:

$$k_2 = \frac{0.12}{d_0} + 0.6 ; 0.7 < k_2 < 1, \text{ si supera los extremos, se utilizará}$$

$k_2 = 0.7$, o $k_2 = 1$. Este valor k_2 , es un coeficiente de minoración para losas con alturas de más de 30 cm, en la sección considerada.

τ_{011} = valor prescrito por la Norma CIRSOC 201, para losas.

Si no se cumpliere la relación anterior, se deberá armar al corte, o redimensionar con una nueva altura, siendo esta última la solución más aconsejable, para economizar armaduras y mano de obra.

Existen autores como Leonhardt, que proponen para este tipo de zapatas (sin viga central) una verificación al punzonado en una sección ubicada a $h/2$ del borde del muro, pero considerando que el corte Q_R , que realmente actúa, es la carga P menos la parte de carga que se transmite directamente al suelo por medio de bielas de compresión a 45° , o sea la reacción del suelo ∇^* multiplicada el área comprendida en dichas bielas, que es igual a $[(b + 2h) \times 1.00 \text{ m}]$. Como son dos secciones (una derecha y otra a izquierda) de muro se divide el corte por 2.

$$Q_{R.} = \frac{1}{2} [P - \nabla^* (b_0 + 2h)]$$

La tensión de comparación será:

$$\tau_R = \frac{Q_R}{1.00 \text{ m} \times h'} \leq k_2 \tau_{011}$$

Este esfuerzo da resultados muy similares al cálculo clásico ya expuesto, y por ello en este Trabajo Práctico se utilizará el método clásico.

En el Trabajo Práctico N° 2 veremos con mayor detenimiento el método de verificación al corte - punzonado.

d) Verificación altura por flexión - Cálculo de armaduras (ver c/viga central)

1.2.a.2.1.- Zapata para muros de mampostería con viga central.

Carga centrada.

Estas zapatas presentan una viga central a lo largo de la fundación cuya finalidad es absorber posibles efectos de flexión provocados por asentamientos en sentido longitudinal, sirviendo al mismo tiempo de viga de encadenado inferior que rigidice la mampostería cumpliendo con los requisitos sismorresistentes.

La zapata se completa con dos losas laterales con armaduras transversales al sentido de la viga central, estas losas se consideran empotradas en la viga central, con una carga uniformemente distribuida q/m , de la reacción del suelo.

El cálculo de estas zapatas lleva las mismas consideraciones hechas anteriormente, por lo que nos limitaremos a explicar aquellos aspectos no contemplados.

a) Dimensionamiento- Viga central:

Se la debe calcular previendo longitudes probables de zonas de hundimiento del suelo las cuales en general se fijan en base a la experiencia del calculista. El ancho b no deberá ser menor al ancho b_0 del muro; su altura h_v deberá ser igual o mayor que la altura h de la losa lateral. Deberá llevar armadura inferior y superior dado que en caso de hundimiento se traccionará la inferior o podrá entrar a trabajar la superior si las condiciones de apoyo la asemejaran a un voladizo. También, cuando la carga transmitida por la pared a una zapata corrida sin viga central, fuera interrumpida por la presencia de aberturas (puertas por ejemplo) ese tramo deberá ser armado como una viga. Un valor orientador para las armaduras es adoptar las cuantías mínimas para una sección de la pieza de hormigón de

$$h_v \times b \times \mu_0 = A$$

- Losas laterales:

El ancho de ambas

$$\text{será: } B = \frac{(P \cdot 1,07 + P_s)}{\sqrt{t} \cdot 1,0 \text{ m}}$$

y la longitud de cada una

$$l = \frac{B - b_0}{2}$$

b) Solicitaciones:

El momento máximo es el momento de la losa sobre la viga debido a la reacción del suelo q

$$q = \sqrt{t}^* \times 1,0 \text{ m}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{q l^2}{2} = \frac{q (B - b_0)^2}{8}$$

c) Verificación al corte.

Se considera que la losa está empotrada en la viga, y por lo tanto se verifica al corte, en el paramento de la viga.

Para este caso vale todo lo dicho para el caso anterior.

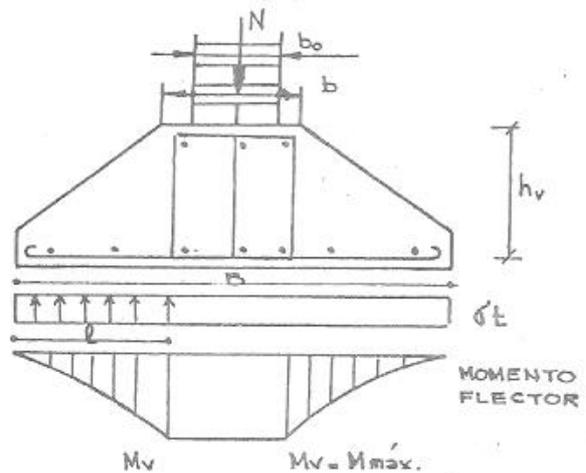
Las fórmulas serán:

$$\tau_R = \frac{Q_R}{1,00 \times z}; \quad Q_R = Q - \frac{M}{h} \operatorname{tg} \alpha; \quad Q = \sqrt{t}^* \frac{B - b_0}{2}$$

M = Mom. máx.

h = alt. util losa

$\operatorname{tg} \alpha$ = pendiente losa.



- Fig 14 -

d) Verificación altura por flexión:

La altura mínima necesaria para flexión será igual a la altura total de la zapata menos el recubrimiento necesario, que se hace de 5 a 7cm.

$$h = d_0 - 0.07 \text{ m}$$

Y esta altura debe ser mayor o igual que la obtenida en la siguiente expresión. Cabe recordar que el $K_0^* = 1,719$ es el que corresponde a la posición crítica del plano de deformaciones con $\xi_{bl} = 3.5\%$ y el $\xi_s = 3\%$.

$$h^* = K_0^* \sqrt{\frac{M \cdot \gamma}{1.00 \rho_R}}$$

e) Cálculo de las armaduras:e.1.- Del nervio

Se estima como valor mínimo de cuantía geométrica $\mu = 0.3\%$ y armadura mínima de 3 ϕ 8 inferior y superior para cubrir cualquier deficiencia local del terreno, sirviendo esta viga al mismo tiempo a los fines sismo resistentes.

Es de hacer notar que es conveniente plantearse, en suelos colapsibles muy comunes en nuestra provincia, hipótesis de hundimiento del suelo de apoyo, lo que hace que este nervio trabaje en voladizo, según explicitáramos anteriormente.

e.2.- De la zapata

La armadura principal -(transversal a la zapata)- será:

$$A_1 = \frac{M \cdot \gamma}{K_z \cdot h \cdot \beta_s}; \text{ si } h = h^* \text{ se utiliza } K_z^* ; h^* : \text{ altura crítica}$$

Si en cambio como ocurre generalmente (por rigidez o construcción) $h > h^*$, se deberá hallar un valor para encontrar en la tabla el coef. K_z , este valor puede ser K_0 , o, K_R por ejemplo:

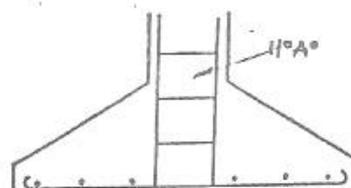
$$K_0 = \frac{h}{\sqrt{\frac{M \cdot \gamma}{1.00 \rho_R}}} \quad K_0 \xrightarrow{\text{tabla}} K_z \longrightarrow A_1$$

La armadura longitudinal oscilará entre 0,1 y 0,25 de A_1 , ya sea que el suelo sea homogéneo o no. No será inferior a 1 ϕ 8. c/30 cm.

1.2.b.1.- Zapata corrida de hormigón armado para muro de hormigón.Carga centrada.

El presente caso es similar al precedente, con la excepción de la viga central, que se omite, ya que el propio tabique de hormigón armado absorberá posibles efectos de flexión en el sentido longitudinal, permitiendo el empotramiento de las losas laterales en el mismo.

(fig. 15)



- Fig 15 -
ESQUEMA ZAPATA CORRIDA DE HORMIGÓN ARMADO PARA MURO DE HORMIGÓN

El dimensionamiento y verificación al corte de las losas laterales es igual al caso anterior por lo que se omite.

1.2.a.1.2.- Zapata corrida para muro de mampostería sin viga central.

Carga excéntrica

Este caso suele presentarse cuando se tiene empujes que desplazan el centro de presiones, o cuando se consideran acciones sísmicas.

En este artículo llamaremos N a lo que designábamos como P para evitar confusión con p (presión en el muro)

a) Dimensionamiento

- Cálculo de B

Se puede suponer una distribución uniforme de reacciones si se hacen coincidir el centro de presiones con el centro de la losa de apoyo, y se tendrá un cálculo similar a carga centrada.

$$B = \frac{P_t}{1.00 \text{ m } \sqrt{v}_t} = \frac{N_t}{1.00 \text{ m } \sqrt{v}_t}$$

(fig. 16)

Si en cambio el centro de la zapata coincide con el centro de del muro habrá una excentricidad que provocará una distribución lineal de tensiones (trapezoidal o triangular) dependiendo del valor de la excentricidad e .

$$\begin{aligned} e \leq B/6 & \text{ trapezoidal} \\ e > B/6 & \text{ triangular} \end{aligned}$$

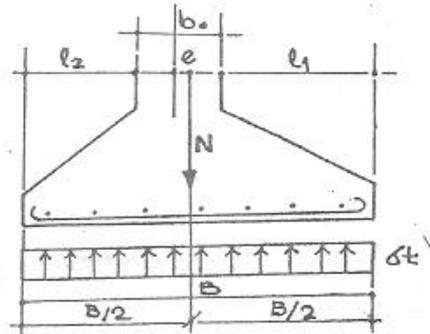
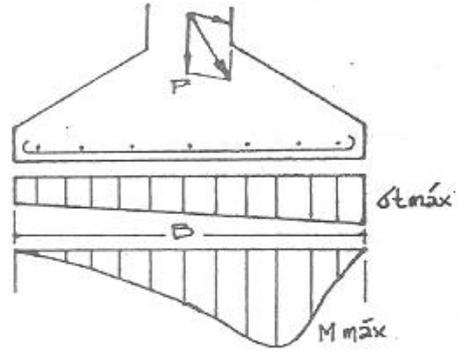
Las tensiones del suelo vendrán dadas por la expresión:

$$\sqrt{v}_t \begin{matrix} \text{máx} \\ \text{min} \end{matrix} = \frac{N_t}{1 \cdot B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

El valor $\sqrt{v}_t \text{máx} \leq \sqrt{v}_{adm}$ de lo contrario se deberá redimensionar B
En este curso se adoptará el método enunciado primeramente.
Los voladizos serán:

$$l_1 = \frac{B - b_0}{2} + e$$

$$l_2 = \frac{B - b_0}{2} - e$$



- Fig. 16 -

b) Solicitaciones:

* Momento en el paramento

Similar a los casos anteriores:

$$q = 1,0 \text{ m} \times \sqrt{t}^* = 1,0 \text{ m} \frac{N}{1 \text{ m} \times B}$$

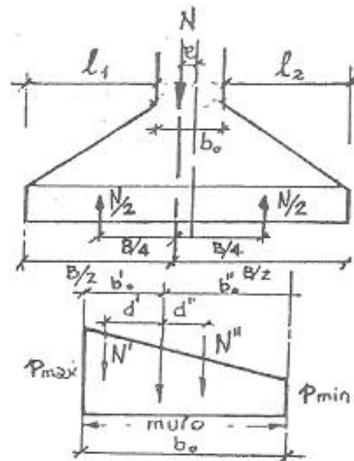
$$M_{v1} = \frac{q \cdot l_1^2}{2}$$

$$M_{v2} = \frac{q \cdot l_2^2}{2}$$

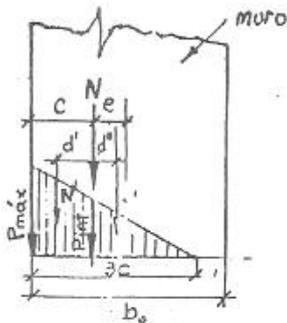
* Momento bajo el muro:

Ya no se tiene una distribución de presiones uniforme en el ancho del muro, sino que debido a la excentricidad de la carga, es de distribución lineal.

Si $e < b_0/6$ para encontrar el $P_{m\acute{a}x}$ y $P_{m\acute{i}n}$ se usará:



- Fig. 17 -



- Fig. 18 -

$$P_{\frac{m\acute{a}x}{m\acute{i}n}} = \frac{N}{l \cdot b} \left(1 \pm \frac{6e}{b_0} \right)$$

Si $e \geq b_0/6$ no puede haber tracciones en la mampostería por lo tanto la distribución será triangular con $P_{m\acute{i}n} = 0$. Entonces se usará la expresión:

$$P_{m\acute{a}x} = \frac{2}{3} \frac{P}{c \cdot l}$$

siendo c la distancia al borde más próximo. En consecuencia, en el tramo de la zapata debajo del muro se superponen un diagrama lineal de presiones de arriba hacia abajo y un diagrama uniforme de reacciones en sentido contrario.

Para trapecio $M_{m\acute{a}x} = \frac{N \cdot B}{8} - N' \cdot d' = \frac{N \cdot B}{8} - N'' \cdot d''$

$$N' = \frac{P_{m\acute{a}x} + P_{int}}{2} \left(\frac{b_0}{2} - e \right) ; P_{int} = \frac{P_{m\acute{a}x} - P_{m\acute{i}n}}{b_0} \left(\frac{b_0}{2} + e \right) + P_{m\acute{i}n}$$

$$N'' = \frac{P_{m\acute{i}n} + P_{int}}{2} \left(\frac{b_0}{2} + e \right) ; d' = \frac{1}{3} \left(\frac{b_0}{2} - e \right) \left(1 + \frac{P_{m\acute{a}x}}{P_{m\acute{a}x} + P_{int}} \right)$$

c) Alturas, verificación y armaduras:

para caso triangular se verá en el ejemplo.-

Para el cálculo de alturas por flexión, secciones de fierros y verificaciones al corte se procede como en carga centrada. Con la salvedad que la altura por rigidez, se refiere al voladizo máximo:

$$\frac{l_{m\acute{a}x}}{2} \leq d_0 \geq 30 \text{ cm}$$

Si la excentricidad se debe a cargas horizontales, se debe verificar la base al deslizamiento, de acuerdo a lo que se expone en el Traba-

jo práctico N° 4.

1.2.a.2.2.- Zapata corrida para muro de mampostería con viga central y carga excéntrica

La viga central se dimensiona como se indicó para el caso similar de carga centrada. Las losas laterales se calculan como en el caso precedente, centrando la zapata con la resultante de las presiones. Las dimensiones y secciones de hierro se calculan en base al momento flector máximo en el paramento de la viga de la losa de mayor longitud. La verificación al corte se hace como en todos los casos.

1.2.b.2.- Zapata corrida de hormigón armado para muro de hormigón

Carga excéntrica.

Este caso se presenta con marcada frecuencia en las pantallas portantes de puentes o las que soportan algún empuje lateral de suelos.

El cálculo de las losas laterales y sus dimensiones como verificaciones son exactamente iguales al caso anterior.

2.- Construcciones de las zapatas:

Una vez efectuada la excavación se deben colocar los hierros en la parte inferior, convenientemente atados, como se indica en la planta de la figura para conservar su posición y separación.

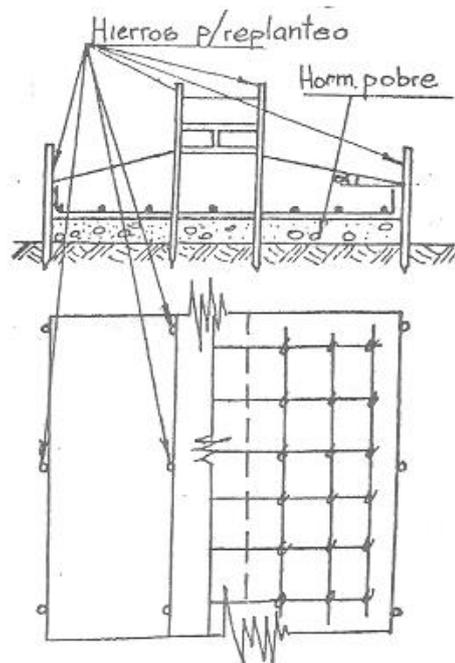
Previamente se somete al fondo de la zanja a un fuerte apisonado y a la colocación de un manto resistente de hormigón pobre o bien de arena humedecida y compactada; sobre él se apoya la armadura procurando colocarle elementos que la separen del nivel de apoyo, en aproximadamente 5cm.

Para zapatas armadas se debe ejecutar, en primer lugar, una capa de hormigón simple de calidad aproximadamente igual al H-8 con un espesor de 8 a 12 cm la cual constituirá una base plana y limpia para la colocación y montaje de la armadura.

Para el replanteo de la zapata se recurre al alambre que va fuera de la excavación y determina el eje del muro o pantalla.

Con el auxilio de la plomada se determina este eje sobre el plano de asiento, y luego los extremos de la zapata, que se materializan en el fondo della excavación, clavando despuntes de hierro hasta que su borde superior, señale es espesor de la zapata. Lo mismo se hace en el borde del muro o pantalla en posición y espesor.

Se colocan cada 2 o 3 metros, y luego entre ellos se pueden tener una regla y nivelar perfectamente.



De esta manera, una vez preparado todo se puede comenzar a colocar el hormigón, que se trae en carretillas que se deslizan sobre tablonas al borde de la excavación para precaverse de desmoronamientos. Este hormigón debe ser lo más denso posible para que se pueda modelar con el fratacho y darle la forma deseada, sin necesidad de moldes auxiliares ($\alpha \cong 40^\circ$ como máximo).

Cuando se prevee la ejecución de la viga longitudinal de refuerzo, la armadura correspondiente se prepara fuera de la zanja.

Una vez armada se colocan en el sitio y el encofrado para formar los costados de la viga que deben ser verticales.

Durante el vaciado del hormigón se debe tener especial cuidado de asegurar el recubrimiento de 5 cm de las armaduras colocando debajo de la misma, piedras de tamaño conveniente.

Se deberá tener especial cuidado en el anclaje de los hierros ya que se ha notado, mediante experimentos realizados en Europa, que la rotura de la zapatas se produce, por punzonado, o por no tener un adecuado anclaje la armadura.

Para ello se tendrán en cuenta las recomendaciones y cálculos propuestos por el CIRSOC 201.

Para el caso de fundaciones situadas en regiones donde el suelo pueda contener agua, es necesario verificar se ésta resulta ser agresiva, consultando a un laboratorio. Conforme al grado de agresividad, el porcentaje de cemento a adoptar deberá ser aumentado o eventualmente emplear cemento especial con mayor resistencia; la abertura de fisuras deberá limitarse a 0,1 o 0,2 mm y el recubrimiento aumentado.

Las dimensiones de la zapata, en lo que se refiere a fundación propiamente dicha (excavación, largo de voladizos, etc.), no pueden tener tolerancias menores a 5 o 10 cm, por lo que se recomienda adoptar medidas enteras superiores a las obtenidas por cálculo.

3.- Bibliografía

- 1.- Guía de trabajos prácticos de Fundaciones y Construcciones de Albañilería - U.N.C.
- 2.- Construcciones de concreto - F. Leonhardt y E. Mönning (Vol. 3 -1979).
- 3.- Manual de cálculo de estructuras de hormigón armado - Instituto del Cemento Portland Argentino - Ing. O Pozzi Azzaro.
- 4.- Proyecto de Reglamento CIRSOC 201
- 5.- Guía de T.P. de Mecánica de los Suelos. U.N.C.-
- 6.- Curso aplicado de Cimentaciones - Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid - 1982
- 7.- Geotécnica y Cimientos III - J.A. Jiménez Salas (1980)

TRABAJO PRACTICO N° 1ZAPATAS CORRIDAS

- 1.- Zapata corrida de H° A° p/muro de mampostería con viga central.
Carga Centrada

DATOS PARTICULARES

$$b = 0.30 \text{ m}$$

$$P/m = 220 \text{ KN/m (22 Tn/m)}$$

$$\sigma_t = 120 \text{ KPa (arcilla semidura)}$$

$$\gamma_s = 17 \text{ KN/m}^3 (1,7 \text{ tn/m}^3)$$

$$* 1 \text{ KN} \cong 0.1 \text{ tn}$$

$$* 1 \text{ KPa} \cong 100 \text{ kg/m}^2 \cong 0.01 \text{ kg/cm}^2$$

DATOS GENERALES

$$\beta_R = 10.5 \text{ (H-13) MPa}$$

$$\beta_s = 420 \text{ (AB - 420) MPa}$$

$$* 1 \text{ N/mm}^2 \cong 10 \text{ kg/cm}^2 \cong 1 \text{ MN/m}^2 \cong 1 \text{ MPa}$$

$$* 1 \text{ KN/m}^2 = 1 \text{ KPa} = 0.01 \text{ kg/cm}^2$$

a) Dimensionamiento

- a.1.- Carga por m de muro: (Dentro del 7% se considera también el peso del suelo sobre la fundación).

$$P_t = 1.07 P = 1.07 \times 220 = 235.4 \text{ KN/m (23540 Kg/m)}$$

- a.2.- Ancho de zapata

$$B = \frac{P_t}{1.00 \sigma_t} = \frac{235.4 \text{ KN}}{1 \text{ m} \times 120 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}} = 1.96 \text{ m; se adopta } 2,00 \text{ m}$$

- a.3.- Losas laterales:

$$l = \frac{B - b_0}{2} = \frac{2.00 - 0.30}{2} = 0.85 \text{ m}$$

b) Solicitaciones:

- b.1.- Momento máximo:

$$\sigma_t^* = \frac{P/m}{B} = \frac{220 \text{ KN/m}}{2.00 \text{ m}} = 110 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad (= 1.10 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$$

$$q = \sigma_t^* \times 1 \text{ m} = 110 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \times 1 \text{ m} = 110 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \quad (= 11 \text{ Tn/m})$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{q l^2}{2} = 110 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \times \frac{0.85^2 \text{ m}^2}{2} = 39.74 \text{ KNm} \quad (= 397400 \text{ kgcm})$$

Altura de la losa:

Con el fin que cumpla con las condiciones de rigidez de la base, la altura será:

$$d_0 \geq \frac{B - b_0}{4} = \frac{200 - 30}{4} = 42.5 \text{ cm}$$

Por cuestiones constructivas:

$$d_0 \leq d + \frac{(B - b_0) \cdot \tan 40^\circ}{2} = 15 + \frac{(200 - 30) \tan 40^\circ}{2} = 86.3 \text{ cm}$$

adoptamos

$$d_0 = 45 \text{ cm} \quad ; \quad d_{\text{min}} = 15 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm} - 7 \text{ cm} = 38 \text{ cm}$$

Cálculo de armaduras:

$$K_0 = \frac{h}{\sqrt{\frac{JM}{I \cdot \rho_R}}} = \frac{0.38 \text{ m}}{\sqrt{\frac{1.75 \times 39.74 \text{ KN m}}{1 \text{ m} \times 10.5 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \times 1000 \frac{\text{KN}}{\text{MN}}}}} = 4.67 \rightarrow K_2 = 0.954$$

$K_0 > 1.719$ (Verifica altura por flexión)

$$A_1 = \frac{JM}{K_2 \cdot h \cdot \beta_3} = \frac{1.75 \times 39.74 \text{ KN m} \times 10000 \text{ cm}^2/\text{m}^2}{0.954 \times 0.38 \text{ m} \times 420 \text{ MN/m}^2 \times 1000 \text{ KN/MN}} = 4.56 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_1 = 4.56 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \phi 10 \text{ mm} (4.71 \text{ cm}^2) \quad 1 \phi 10 \text{ c/17 cm}$$

$$A_2 = 0.15 \times 4.56 \text{ cm}^2 = 0.68 \text{ cm}^2$$

adopto 1 $\phi 8$ c/30 cm (mínimo)

Verificación al corte

$$\bar{\sigma}_0 = \frac{Q_R}{1 \text{ m} \times z} \quad z = K_2 \times h$$

$$Q_R = Q - \frac{M}{h} \tan \alpha \quad ; \quad Q = 1.00 \times \sigma_t^* \times \tau$$

$$\tan \alpha = \frac{d_0 - d}{l} = \frac{45 \text{ cm} - 15 \text{ cm}}{85 \text{ cm}} = 0.35 \quad ; \quad Q = 1 \times 110 \times 0.85 = 93.5 \text{ KN}$$

$$Q_R = 93.5 \text{ KN} - \frac{39.7 \text{ KN m}}{0.38 \text{ m}} \times 0.35 = 56.93 \text{ KN} \quad ; \quad z = 0.954 \times 0.38 = 0.36 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_{0 \text{ máx}} = \frac{56.93 \text{ KN}}{1 \text{ m} \times 0.36 \text{ m}} = 158.1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad (= 1,581 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$K_2 = \frac{0.12}{d_0 \text{ (m)}} + 0.6 = \frac{0.12}{0.45} + 0.6 = 0.87 \quad ; \quad 0.7 < 0.87 < 1$$

Adopto 0.87

$$\bar{\sigma}_{0 \text{ máx}} \leq K_2 \bar{\sigma}_{011} = 0.87 \times 350 = 304.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad (3.045 \text{ Kg/cm}^2)$$

Verifica, por lo que no hace falta armadura de corte.

Cálculo del nervio.

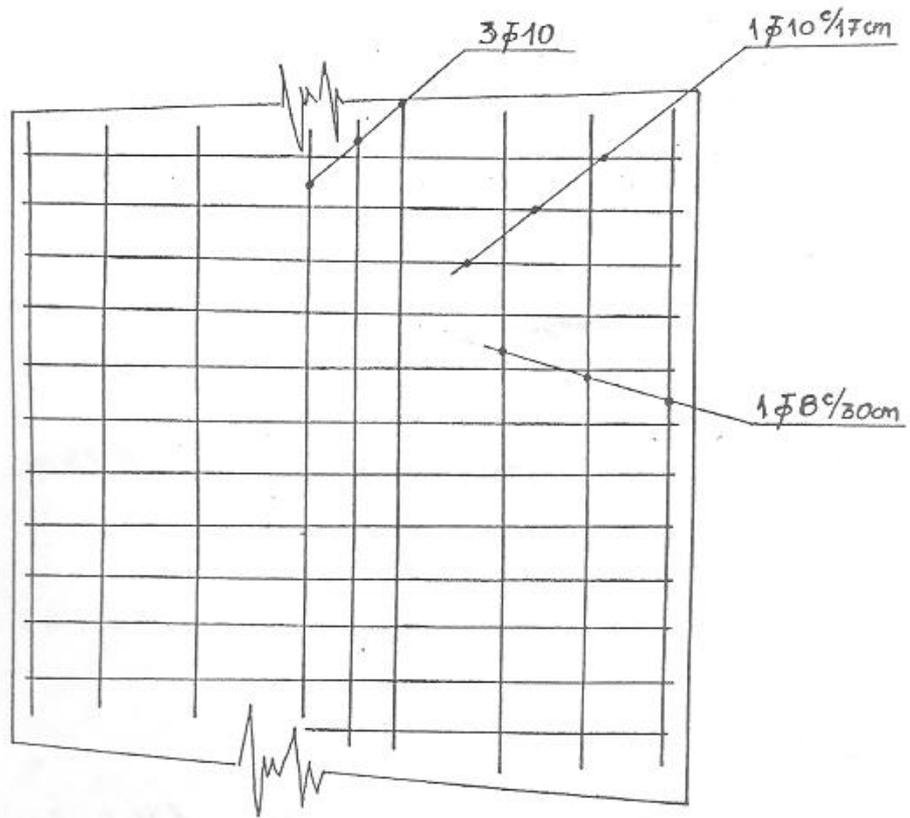
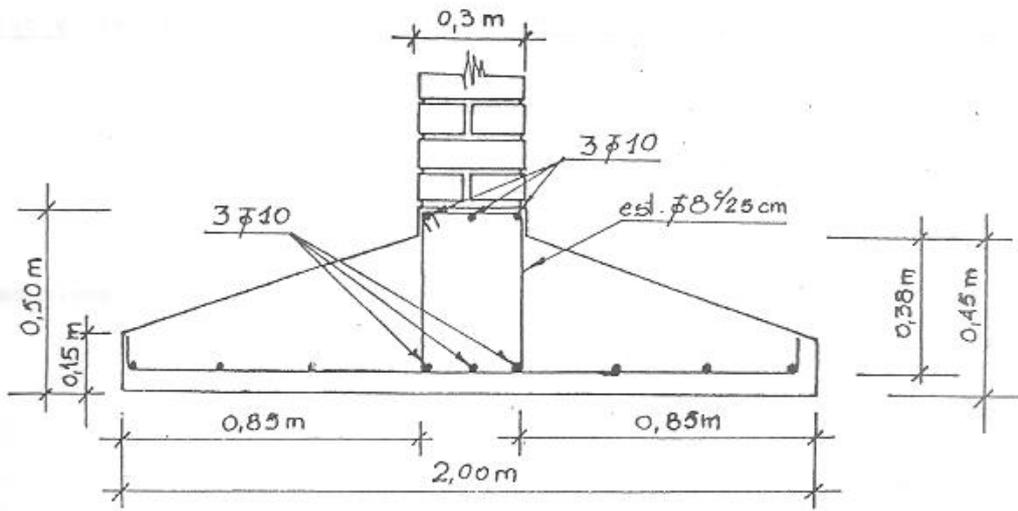
Supondremos que no tenemos datos del estudio de suelos por lo que dimensionaremos el nervio con una cuantía mínima ($\rho = 0.3\%$). Fijamos la altura del nervio 5 cm más alta que las losas:

$$H_n = 45 \text{ cm} + 5 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

$$\Omega = 30 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} = 1500 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 1500 \times 0.003 = 4.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \phi 10 \rightarrow 3 \phi 10 \text{ c/cara}$$

Ejemplo 1



fijamos como estribos:

$$A_{est.} = \frac{b_0}{8} = \frac{30 \text{ cm}}{8} = 3.75 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow 1 \text{ estribo de 2 ramas } 8 \text{ c/25 cm}$$

$b_0/8$; de acuerdo a lo estudiado en IIº Aº I.

2.- Zapata corrida de IIº Aº p/muro de mampostería sin viga central y carga excéntrica

DATOS GENERALES

$$H - 13 \beta_R = 10.5 \text{ MN/m}^2 \quad *$$

$$AB - 420 \beta_s = 420 \text{ MN/m}^2 \quad *$$

DATOS PARTICULARES

$$N/m = 220 \text{ KN/m}$$

$$b = 0.30 \text{ m}$$

$$\sigma_t = 120 \text{ KPa (arcilla semidura media)}$$

$$e = 0.06 \text{ m}$$

$$* 1 \text{ MN/m}^2 = 1 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ MPa} = 10 \text{ kg/cm}^2$$

a) Dimensionamiento

a.1.- Carga por m de muro.

$$P_t = N \cdot 1.07$$

$$P_t = 220 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \cdot 1.07 = 235 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \quad (23.5 \frac{\text{Tn}}{\text{m}})$$

a.2.- Ancho de zapata.

$$B = \frac{P_t}{1 \times \sigma_t} = \frac{235 \text{ KN/m}}{1 \text{ m} \times 120 \text{ KN/m}} = 1.96 \quad \text{adopto } 2.00 \text{ m}$$

a.3.- Cálculo de los voladizos.

$$z_1 = \frac{B-b}{2} + e = \frac{2.00 - 0.3}{2} + 0.06 = 0.91 \text{ m}$$

$$z_2 = \frac{B-b}{2} - e = \frac{2.00 - 0.3}{2} - 0.06 = 0.79 \text{ m}$$

a.4.- Altura de la zapata

$$d_0 \geq \frac{z_1}{2} = 0.455 \text{ m}; \quad \text{adopto } d_0 = 0.45 \text{ m}, h = 0.38 \text{ m.}$$

b) Solicitaciones:

b.1.- Momentos en el paramento.

$$g = \frac{N}{B} = \frac{220 \text{ KN/m}}{2.00 \text{ m}} = 110 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \quad (11.0 \frac{\text{Tn}}{\text{m}})$$

$$M_{V_1} = \frac{q z_1^2}{2} = 110 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \times \frac{0.91^2}{2} = 45.5 \text{ KN m} \quad (455000 \text{ Kg cm})$$

$$M_{V_2} = \frac{q z_2^2}{2} = 110 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \times \frac{0.79^2}{2} = 34.3 \text{ KN m} \quad (343000 \text{ Kg cm})$$

b.2.- Momentos bajo el muro.

$$\frac{b_0}{6} < e \quad \frac{30 \text{ cm}}{6} = 5 \text{ cm} < 6 \text{ cm} \quad (\text{triángulo})$$

$$P_{\text{máx}} = \frac{2}{3} \frac{N}{c \times 1.00 \text{ m}} = \frac{2}{3} \frac{220 \text{ KN}}{0.09 \times 1.00 \text{ m}}$$

$$P_{\text{máx}} = 1629 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \quad (162.9 \text{ Tn/m})$$

$$P_{\text{mín.}} = 0$$

Por el gráfico:

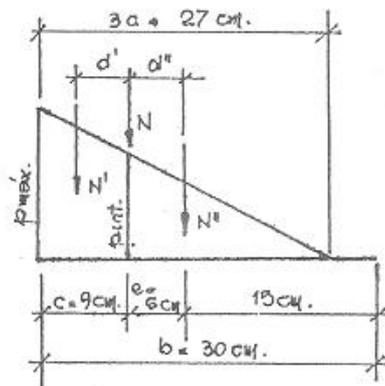
3c ----- P_{máx}

2c ----- P_{int}

$$P_{\text{int}} = 1629 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \times \frac{2}{3} = 1086 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$N'' = \frac{P_{\text{mín}} + P_{\text{int}}}{2} \times 2c = P_{\text{int}} \times c = 1086 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \times 0.09 \text{ m} = 97.74 \text{ KN}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{P_e \cdot B}{8} - N'' \cdot d'' = \frac{220 \text{ KN} \times 2.00 \text{ m}}{8} - 97.74 \times 0.06 \text{ m} = 49.14 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}$$



$$M_{\text{máx}} = 491400 \frac{\text{Kg cm}}{\text{m}}$$

Verificación al corte.

Se verifica al corte como una losa sin vigas, o sea a una distancia $h/2$ del borde. El cálculo se realizará solo en el voladizo mayor, que es el que presenta mayor esfuerzo de corte.

Corte a una distancia $h/2 = 0.19 \text{ m}$ del paramento izquierdo.

$$q_{(h/2)} = q z' = 110 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \times (0.91 \text{ m} - 0.19 \text{ m}) = 79.2 \text{ KN}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{d_0 - d}{z_1} = \frac{d_0' - d}{z_1 - \frac{h}{2}} \quad d_0' = d + \frac{(d_0 - d)(z_1 - h/2)}{z_1} =$$

$$d_0' = \frac{15 + (45 - 15)(91 - 19)}{91} = 23.7 \text{ cm}$$

ZZ

$$h' = d_0' - 7 \text{ cm} = 23.7 \text{ cm} - 7 \text{ cm} = 16.7 \text{ cm}$$

$$M' = \frac{q \ell'^2}{2} = \frac{110 \times (0.91 - 0.19)^2}{2} = 28.51 \text{ kNm} \rightarrow \begin{matrix} K_0 = 5.51 \\ \downarrow \\ K_2 = 0.96 \end{matrix}$$

$$Q_R = Qh/2 - \frac{M'}{h'} \text{Tg } \alpha = 79.2 \text{ kN} - \frac{28.51 \text{ kNm}}{0.167} \times 0.34 = 21.15 \text{ kN}$$

$$\sigma_0 = \frac{Q_R}{1 \text{ m} \times 3} = \frac{21.15 \text{ kN}}{1 \text{ m} \times 0.96 \times 0.167} = 131.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (1.32 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$K_2 = \frac{0.12}{0.237} + 0.6 = 1.10 \rightarrow \text{adopto } K_2 = 1$$

$$\sigma_0 \leq \sigma_{011} \times K_2 = 1.00 \times 350 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 350 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (3.5 \text{ Kg/cm}^2)$$

(Verifica)

d) Armaduras

$$K_0 = \frac{h}{\sqrt{\frac{J M}{1. \beta_R}}} = \frac{0.38 \text{ m}}{\sqrt{\frac{1.75 \times 49.14 \text{ kNm}}{1 \text{ m} \times 10.5 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \times 1000 \frac{\text{kN}}{\text{MN}}}}} = 4.19 \rightarrow K_2 = 0.946$$

$$A_1 = \frac{J M}{K_2 h \beta_s} = \frac{1.75 \times 49.14 \text{ kNm} \times 10000 \text{ cm}^2/\text{m}^2}{0.946 \times 0.38 \text{ m} \times 420 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \times 1000 \frac{\text{kN}}{\text{MN}}}$$

$$A_1 = 5.69 \text{ cm}^2 \rightarrow 7.17 \phi 10 \text{ mm} \rightarrow 1 \phi 10 \text{ c/14 cm}$$

$$A_2 = 0.20 A_1 = 0.2 \times 5.69 \text{ cm}^2 = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$5.69 \text{ cm}^2 = 7.17 \text{ hierro } \phi / \text{m}$$

$$0.79 \text{ cm}^2 \text{ (secc. } \phi 10)$$

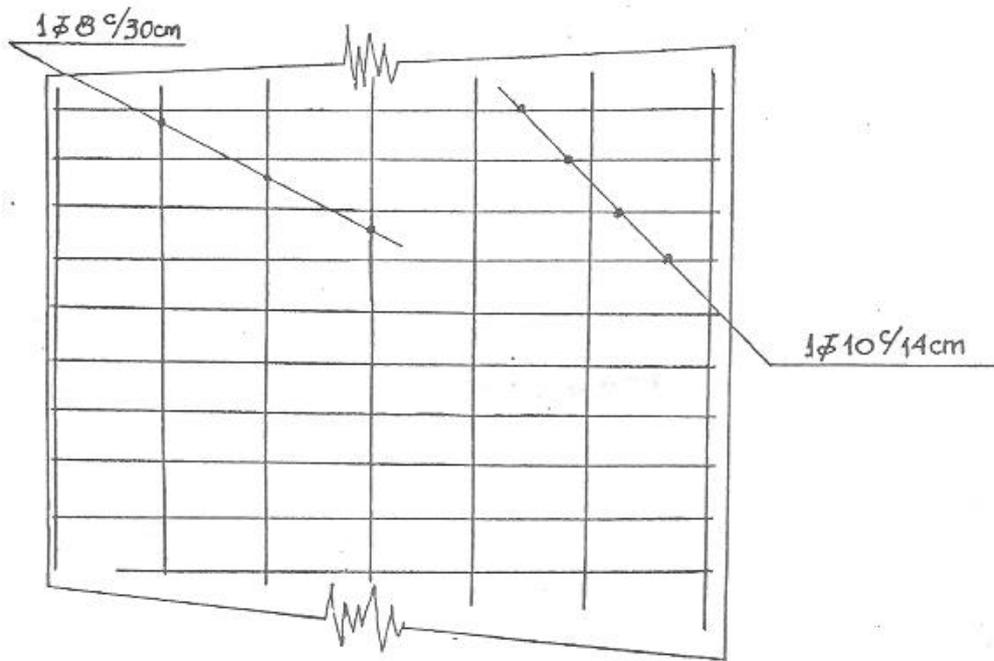
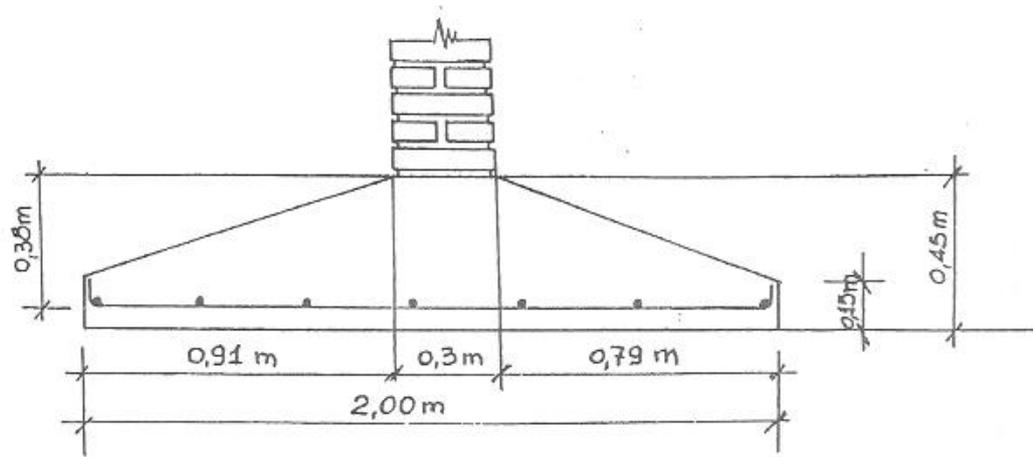
$$100 \text{ cm} = 14 \text{ cm}$$

$$7.17$$

Adopto 7 $\phi 8$ (3,52 cm²)

1 $\phi 8$ c/30 cm

Ejemplo 2



FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

ϕ	N_1	N_2	N_3	N_4/N_1	$\lg \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	4.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.54	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19

Presión admisible en suelos granulares en función del S.P.T.

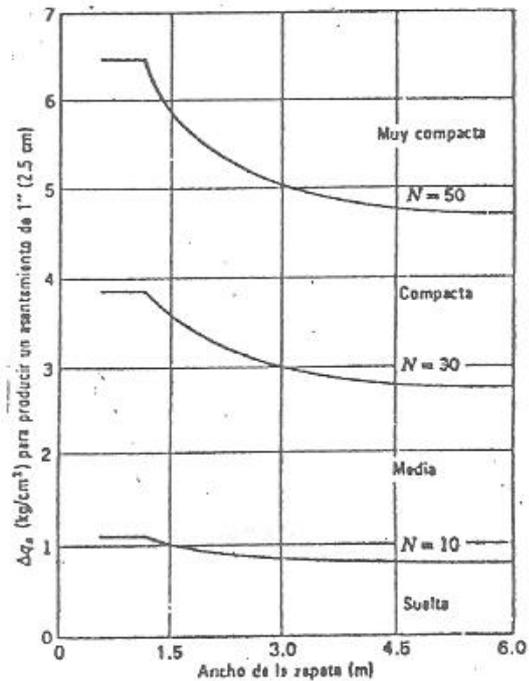


Tabla 1

20

Tabla-2

Tensiones límite de corte (KN/m²)

	TIPO DE HORMIGON					
	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
τ_{011}	350	450	500	600	700	800
τ_{012}	500	650	750	1000	1100	1250
τ_{02}	1200	1500	1800	2400	2700	3000
τ_{03}	2000	2500	3000	4000	4500	5000

Tabla-3

Secciones de Armadura - Barras de un solo diámetro

DIAMETRO mm	PESO kg/m	SECCION DE									DIAMETRO mm
		1 Ø cm ²	2 Ø cm ²	3 Ø cm ²	4 Ø cm ²	5 Ø cm ²	6 Ø cm ²	7 Ø cm ²	8 Ø cm ²	9 Ø cm ²	
5	0,154	0,20	0,39	0,59	0,78	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	5
6	0,222	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	6
7	0,302	0,38	0,77	1,16	1,54	1,93	2,31	2,69	3,08	3,46	7
8	0,395	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	8
10	0,617	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	10
12	0,888	1,13	2,20	3,39	4,52	5,65	6,78	7,92	9,05	10,18	12
14	1,208	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	14
16	1,573	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	16
18	1,998	2,54	5,08	7,63	10,18	12,70	15,24	17,81	20,36	22,90	18
20	2,416	3,14	6,28	9,42	12,55	15,70	18,84	21,99	25,13	28,27	20
22	2,984	3,80	7,60	11,40	15,20	19,00	22,80	26,60	30,41	34,21	22
24	3,551	4,52	9,04	13,56	18,08	22,60	27,12	31,64	36,19	40,72	24
25	3,853	4,91	9,82	14,73	19,64	24,55	29,45	34,37	39,27	44,18	25
26	4,168	5,31	10,62	15,93	21,24	26,55	31,86	37,17	42,47	47,78	26
28	4,834	6,16	12,32	18,48	24,64	30,80	36,96	43,12	49,26	55,42	28
30	5,549	7,07	14,14	21,21	28,28	35,35	42,42	49,49	56,55	63,62	30
32	6,313	8,04	16,08	24,12	32,16	40,20	48,24	56,28	64,34	72,28	32
34	7,127	9,08	18,16	27,24	36,32	45,40	54,48	63,56	72,63	81,71	34
36	7,990	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,07	71,26	81,43	91,61	36
38	8,903	11,34	22,68	34,02	45,36	56,40	68,04	79,23	90,73	102,07	38
40	9,865	12,57	25,13	37,70	50,28	62,85	75,42	87,99	100,53	113,10	40
42	10,878	13,75	27,71	41,56	55,42	69,27	83,12	96,93	110,83	124,68	42
44	11,926	15,23	30,41	45,61	60,82	75,03	91,23	106,43	121,64	136,84	44
45	13,058	16,62	33,24	49,86	66,48	83,10	99,71	116,33	129,05	149,57	45
48	14,110	18,39	36,19	54,29	72,33	90,48	108,58	126,67	144,77	162,86	48
50	15,30	19,53	39,27	58,90	78,54	98,17	117,44	137,44	157,08	176,71	50

Tabla - 4

TABLAS DIMENSIONADO Y COMPROBACION - ESTADO III - SECCIONES RECTANGULARES

Flexión simple - Flexión Compuesta. Gran excentricidad. Coeficientes Adimensionales.-

K_x	K_0	K_r	K_r	K_b	$\epsilon_e(\%)$	$\epsilon_{bl}(\%)$	ν_{\min}	σ'_{bu}
0.06	10.612	0.980	0.009	0.009	5.00	0.32	1.75	0.30 β_R
0.08	7.983	0.973	0.016	0.016	↑	0.43	↑	0.38 β_R
0.10	6.409	0.966	0.024	0.025	↑	0.56	↑	0.48 β_R
0.12	5.363	0.959	0.035	0.036	↑	0.68	↑	0.57 β_R
0.14	4.620	0.952	0.047	0.049	↑	0.81	↑	0.65 β_R
0.15	4.323	0.948	0.054	0.056	↑	0.83	↑	0.69 β_R
0.16	4.065	0.944	0.061	0.064	↑	0.95	↑	0.73 β_R
0.17	3.838	0.940	0.068	0.072	↑	1.03	↑	0.77 β_R
0.18	3.637	0.937	0.076	0.081	↑	1.10	↑	0.80 β_R
0.19	3.458	0.939	0.084	0.090	↑	1.17	↑	0.83 β_R
0.20	3.298	0.929	0.092	0.099	↑	1.25	↑	0.86 β_R
0.21	3.155	0.925	0.101	0.109	↑	1.33	↑	0.89 β_R
0.22	3.025	0.921	0.109	0.119	↑	1.41	↑	0.91 β_R
0.23	2.908	0.917	0.118	0.129	↑	1.49	↑	0.94 β_R
0.24	2.801	0.913	0.127	0.140	↑	1.58	↑	0.96 β_R
0.25	2.705	0.909	0.137	0.150	5.00	1.67	1.75	0.97 β_R
0.26	2.616	0.904	0.146	0.162	↑	1.76	↑	0.99 β_R
0.27	2.536	0.900	0.155	0.173	↑	1.85	↑	0.99 β_R
0.28	2.464	0.895	0.165	0.184	↑	1.94	↑	β_R
0.28 ⁵	2.424	0.893	0.170	0.191	↑	2.00	↑	β_R
0.30	2.337	0.886	0.183	0.207	↑	2.14	↑	β_R
0.31	2.281	0.881	0.192	0.218	↑	2.25	↑	β_R
0.32	2.231	0.876	0.201	0.229	↑	2.35	↑	β_R
0.33	2.168	0.871	0.213	0.244	↑	2.46	↑	β_R
0.34	2.140	0.866	0.218	0.252	↑	2.58	↑	β_R
0.35	2.100	0.861	0.227	0.263	↑	2.69	↑	β_R
0.36	2.062	0.856	0.235	0.275	↑	2.81	↑	β_R
0.37	2.027	0.851	0.243	0.286	↑	2.94	↑	β_R
0.38	1.994	0.846	0.251	0.297	↑	3.06	↑	β_R
0.39	1.963	0.840	0.259	0.309	↑	3.20	↑	β_R
0.40	1.935	0.835	0.267	0.320	↑	3.34	↑	β_R
0.41 ²	1.903	0.829	0.276	0.334	5.00	3.50	1.75	β_R
0.42	1.888	0.825	0.281	0.340	4.83	↑	↑	↑
0.43	1.870	0.821	0.286	0.348	4.64	↑	↑	↑
0.44	1.854	0.817	0.291	0.356	4.45	↑	↑	↑
0.45	1.838	0.813	0.296	0.364	4.28	↑	↑	↑
0.46	1.822	0.809	0.301	0.372	4.11	↑	↑	↑
0.47	1.807	0.804	0.306	0.380	3.95	↑	↑	↑
0.48	1.793	0.800	0.311	0.389	3.79	↑	↑	↑
0.49	1.779	0.796	0.316	0.397	3.64	↑	↑	↑
0.50	1.766	0.792	0.321	0.405	3.50	↑	↑	↑
0.51	1.753	0.788	0.325	0.413	3.36	↑	↑	↑
0.52	1.741	0.784	0.320	0.421	3.23	↑	↑	↑
0.53	1.729	0.780	0.334	0.429	3.10	3.50	1.75	β_R

TABLAS DIMENSIONADO Y COMPROBACION - ESTADO III - SECCIONES RECTANGULARES

Flexión simple - Flexión Compuesta. Gran excentricidad. Coeficientes Adimensionales.--

k_x	k_o	k_z	k_r	k_b	$E_e(\%)$	$E_{bl}(\%)$	ν_{min}	σ'_{bu}	
0.539	1.719	0.776	0.338	0.436	3.00	3.50	1.75	β_R	
0.55	1.707	0.771	0.343	0.445	2.86		1.77	↑ β_R ↓	
0.56	1.696	0.767	0.348	0.453	2.75		1.78		
0.572	1.683	0.762	0.355	0.463	2.62		1.79		
0.58	1.675	0.759	0.356	0.470	2.53		1.80		
0.595	1.661	0.752	0.362	0.482	2.38		1.82		
0.61	1.647	0.746	0.369	0.494	2.24		1.84		
0.62	1.639	0.742	0.372	0.502	2.14		1.85		
0.636	1.625	0.735	0.379	0.515	2.00		1.87		
0.65	1.614	0.730	0.384	0.526	1.83		1.88		
0.66	1.606	0.725	0.388	0.534	1.80		1.89		
0.67	1.599	0.721	0.391	0.542	1.72		1.90		
0.68	1.592	0.717	0.395	0.550	1.65		1.91		
0.69	1.585	0.713	0.398	0.559	1.57		1.92		
0.70	1.578	0.709	0.402	0.567	1.50		1.93		
0.71	1.571	0.705	0.405	0.575	1.43		1.93		
0.72	1.565	0.700	0.408	0.583	1.36		1.94		
0.73	1.559	0.696	0.411	0.591	1.29		1.95		
0.74	1.553	0.692	0.415	0.599	1.23		1.96		
0.75	1.547	0.688	0.418	0.607	1.17		1.96		
0.76	1.542	0.684	0.421	0.615	1.10		1.97		
0.769	1.537	0.680	0.423	0.623	1.05		1.98		
0.80	1.521	0.667	0.432	0.648	0.88		2.00		
0.82	1.512	0.659	0.437	0.664	0.77		2.01		
0.84	1.503	0.651	0.442	0.680	0.67		2.02		
0.86	1.495	0.642	0.447	0.696	0.57	3.50	2.03		β_R

FUNDACIONES Y CONSTRUCCIONES DE ALBAÑILERIA

TRABAJO PRACTICO N° 2

ZAPATAS AISLADAS

Zapatatas aisladas para columnas con carga centrada.†

En general las bases se construyen de forma cuadrada o rectangular y solo por excepción se recurre a otras formas (trapeziales, poligonales, etc.)

Características constructivas.-

Como la base se hormigona antes que la columna, la armadura de ésta se introducirá en la base dejándose para su empalme una longitud mínima de 50ϕ de la armadura vertical.

Los hierros deben ubicarse en el plano de apoyo de la base en forma de emparrillado y con ganchos o hierros doblados a 90° que garanticen el anclaje de las armaduras.

Algunas disposiciones de orden general válidas para todas las bases:

a.- Altura del talón de base (d_{min})

$$20 \text{ cm} \geq d_{min} \geq 15 \text{ cm}$$

b.- Altura total de la base.

Debe cumplir dos condiciones:

- * condición de rigidez con el fin de lograr una distribución uniforme de tensiones en el terreno.
- * que no resulte necesario colocar armadura de corte.

c.- Dimensiones C_1 y C_2

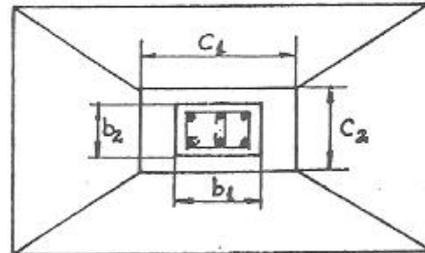
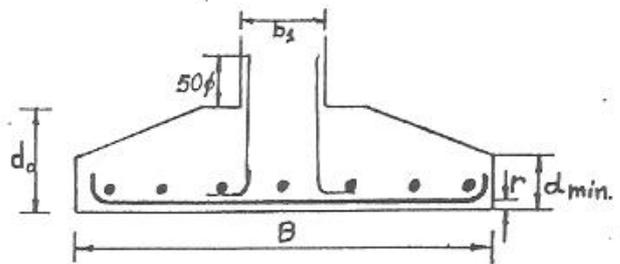
Deben ser tales que permitan apoyar el encofrado de la columna. En general:

$$C_1 = b_1 + 5 \text{ cm}$$

$$C_2 = b_2 + 5 \text{ cm}$$

d.- Los recubrimientos de las armaduras deben ser importantes, del orden de 5 a 7 cm.

e.- En general los diámetros de las barras deben oscilar entre 10 mm y 16 mm y la separación máxima no debe superar los 20 cm, disposiciones estas a fin de evitar fisuración excesiva, de modo de prevenir la corrosión de las armaduras. (En caso de columnas poco cargadas, bajas solicitaciones se puede adoptar armadura mínima = $\phi 8$ c/20 cm.)



Cálculo de las bases cuadrangulares , a carga centrada.'-

Las bases aisladas, tanto cuadradas como rectangulares, deben ser dimensionadas y armadas a la flexión y ser verificada la seguridad al punzonado, comprobándose adecuadamente los anclajes de las barras.

a.- Determinación de carga total:

Se calcula sumando a la carga de la columna el peso propio de la zapata, estimado en un 5 % , y el peso del suelo sobre la zapata. Si no se conocen previamente las dimensiones de la zapata, este último se puede estimar en un 2%.

$$P_t \cong N + 0.05 N + P_s = 1.05 N + P_s \cong 1.07 N.$$

b.- Lados de la zapata:

Conocida la carga total de la misma y la presión admisible del suelo, podemos calcular la superficie necesaria

$$S = P_t / \sigma_t \quad ; \text{ siendo } \sigma_t \leq \sigma_{adm}$$

Si se trata de una base cuadrada , los lados serán $B_1 = B_2 = \sqrt{S}$

Si es rectangular, (generalmente se adopta esta configuración cuando hay alguna limitación para hacerla cuadrada, como por ejemplo la cercanía de la línea medianera, o edificación) practicamente tenemos fijado uno de los lados, por ejemplo B_1 , entonces B_2 será igual:

$$B_2 = S / B_1$$

c.- Altura de la zapata:

Para que la distribución de tensiones en el suelo sea aproximadamente igual debajo de toda la zapata, la misma debe ser rígida o sea que la altura total debe cumplir

$$d_o \geq \frac{B_1 - b_1}{4}$$

adoptándose la mayor de las dos

$$d_o \geq \frac{B_2 - b_2}{4}$$

Por otro lado debemos hacer que esta altura sea tal que verifique las sollicitaciones de corte sin armaduras y que no sea necesario encofrar en los cantos tronco piramidales de la base. Esto lo cumplimos si hacemos que dichas caras no tengan un ángulo de inclinación mayor de $\sim 40^\circ$, que es el ángulo de reposo del hormigón fresco. O sea:

$$d_o \cong d_{min} + \frac{B - C}{2} \cdot \text{tg. } 40^\circ$$

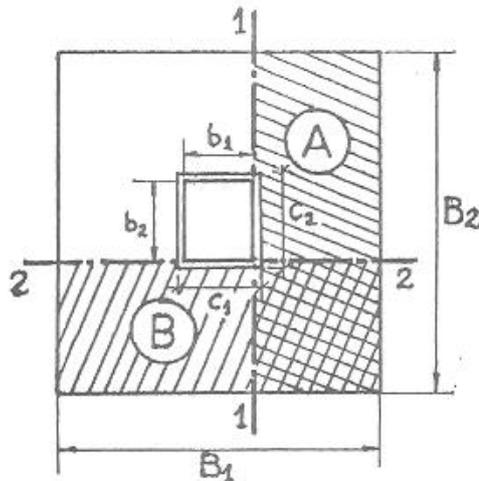
Se adopta la altura mayor. Se puede lograr inclinaciones mayores con hormigones más densos.

d.- Solicitaciones:

El cálculo de las sollicitaciones se efectúa tomando momentos respecto a los

ejes 1-1 y 2-2, (ver figura), de los bloques de tensión actuantes sobre las superficies A y B (fig. 1). Los esfuerzos son producidos por la carga de la columna solamente, vale decir que para el cálculo de sollicitación no se debe tener en cuenta el peso propio de la base, ni el peso del suelo. Si se tratase de una base cuadrada los momentos serán iguales; si se trata de una rectangular, habrá que calcular los momentos según cada una de las direcciones. En este caso se adopta una altura común para ambos lados de la base, y con los momentos flectores correspondientes, se dimensionarán las armaduras de cada dirección. Siempre los momentos flectores se calculan en el borde de la columna.

El momento respecto a 1-1 será



$$M_1 = \frac{N}{B_1} \frac{(B_1 - b_1)^2}{8}$$

y con respecto a 2-2

$$M_2 = \frac{N}{B_2} \frac{(B_2 - b_2)^2}{8}$$

Para la obtención de estos momentos tenemos que hacer las mismas consideraciones que en el T.P. N°1

$$A = B_2 \frac{(B_1 - b_1)}{2}$$

$$A \cdot x = B_2 \frac{(B_1 - b_1)}{2} \frac{(B_1 - b_1)}{4} = B_2 \frac{(B_1 - b_1)^2}{8}$$

$$M_1 = \frac{N}{B_1 \cdot B_2} A x = \frac{N}{B_1 \cdot B_2} B_2 \frac{(B_1 - b_1)^2}{8} =$$

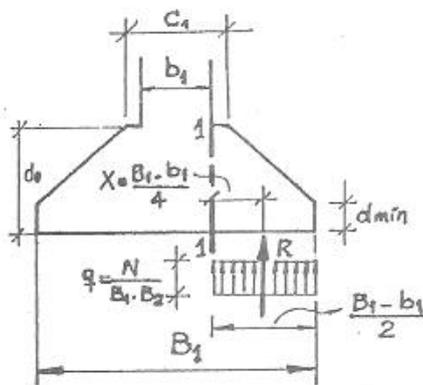
$$M_1 = \frac{N}{B_1} \frac{(B_1 - b_1)^2}{8}$$

La fuerza resultante R es:

$$\frac{N (B_1 - b_1)}{B_1 \cdot 2}$$

la distancia de la resultante al eje 1-1 es:

$$x = \frac{B_1 - b_1}{4}$$



e.ª Cálculo de Armaduras:

Si suponemos que $M_1 > M_2$ entonces las alturas desde las armaduras hasta el canto superior de las zapatas serán también $h_1 > h_2$

Siendo $h_1 = d_0 - r$

adoptaremos un recubrimiento r entre 5 a 7 cm y $h_2 = h_1 - \phi$; ϕ = diámetro de las barras.

Como no conocemos aún el ϕ en la dirección 1-1, pero sabemos que tiene que estar entre 10 mm y 16 mm adoptamos 1,2 cm, aunque en forma práctica se puede tomar $h_1 \approx h_2$.

Entonces la armadura en la dirección 1-1 será:

$$K_o = \frac{h_1}{\sqrt{\frac{D \cdot M_1}{C_2 \cdot \rho_s}}}$$

$$A_1 = \frac{D \cdot M_1}{K_z \cdot h_1 \cdot \rho_s}$$

y en la dirección 2-2:

$$K_o = \frac{h_2}{\sqrt{\frac{D \cdot M_2}{C_1 \cdot \rho_s}}}$$

$$A_2 = \frac{D \cdot M_2}{K_z \cdot h_2 \cdot \rho_s}$$

K_o por tabla K_z

Se toma C_2 como ancho de empotramiento.

K_o por tabla K_z

Se considera C_1 como ancho de empotramiento.

Disposiciones de armado:

Si la superficie de apoyo de la base es cuadrada se puede repartir la armadura, uniformemente y paralela a los lados del cuadrado.

En bases rectangulares se presentan dos casos (siendo $B_1 > B_2$)

$$1.- B_2 \geq b_1 + 2 d_o$$

La armadura A_2 se deberá colocar en dos zonas:

- a. En la parte central con un ancho B_2 . Se deberá colocar

$$A_M = A_2 \cdot \frac{2 B_2}{(B_1 + B_2)}$$

- b. En las zonas laterales se ubica la armadura restante.

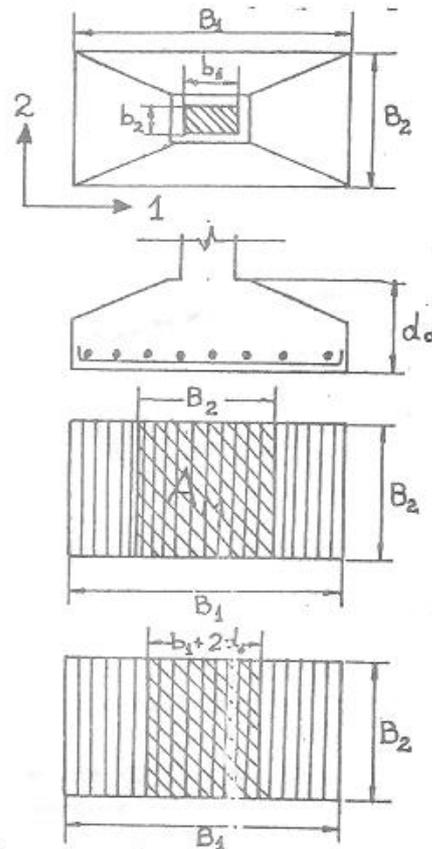
$$2.- B_2 < b_1 + 2 d_o$$

También se distinguen 2 zonas:

- a. Zona central de ancho

$b_1 + 2 d_o$
con una armadura

$$A_M = A_2 \frac{2(b_1 + 2d_o)}{B_1 + b_1 + 2d_o}$$



La distribución de armaduras tiene sentido cuando una dimensión de la base es superior a 3.00 m. En caso contrario conviene distri-

buir las armaduras uniformemente.

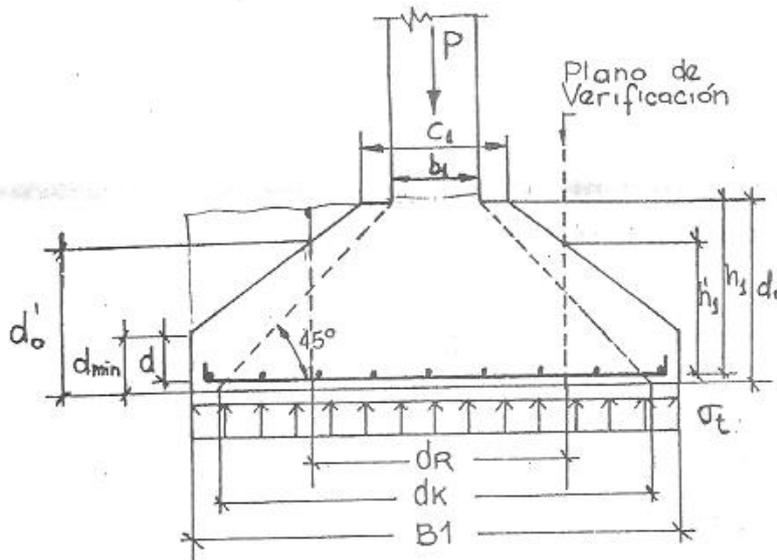
En las bases que reciben columnas o tabiques de hormigón se debe colocar armaduras de espera que coincidan en diámetro, cantidad y ubicación con las armaduras de las columnas o tabiques.

f.- Verificación al punzonado:

El nuevo reglamento (CIRSOC) designa como "verificación al punzonado" a la verificación de las tensiones de corte, para saber se es necesario o no la colocación de armaduras de corte.

Los ensayos han demostrado que las zapatas rompen según un cono con inclinación aproximada a los 45°, debido a que parte de la carga se transmite directamente a través de dicho cono, por medio de bielas de compresión.

Entonces el esfuerzo cortante determinante, será igual a la carga N menos la presión del suelo dentro de dicho cono.



siendo d_k , el diámetro inferior del cono.

$$d_k = d_R + h_m$$

entonces

$$Q_R = P - \sqrt{t} \cdot \frac{\pi d_k^2}{4}$$

La norma CIRSOC 201 permite verificación de punzonado en un cilindro de diámetro d_R (promedio), a los fines de simplificar el cálculo sabiendo que:

$$d_R = f + h_m$$

siendo:

$$f = \phi \text{ col. } \rightarrow \text{ col. circular}$$

$$f = 1.13 \sqrt{b_1 \cdot b_2}; \text{ col. rectangular}$$

$$f = 1.13 b; \text{ col. cuadrada}$$

$$h_m = \frac{h_1 + h_2}{2} \quad \text{y} \quad h'_m \text{ la altura promedio en la sección de verificación.}$$

$$h'_1 = \frac{(B_1 - d_R)}{2} \text{tg. } \alpha + d' = \frac{B_1 - d_R}{2} \left(\frac{h_1 - d'}{B_1 - C_1} \right) + d'$$

$$h'_2 = (B_2 - d_R) \frac{(h_2 - d')}{(B_2 - C_2)} + d' \quad ; \quad \text{donde } d' = d_{\min} - r.$$

$$h'_m = \frac{h'_1 + h'_2}{2}$$

Diremos que la tensión de corte en dicho cilindro será:

$$\tau_R = \frac{Q_R}{\pi \cdot d_R \cdot h'_m} \longrightarrow \text{fuerza de corte/área del cilindro promedio}$$

Calculando τ_R pueden ocurrir tres casos:

1° caso Si

$$\tau_R \leq \gamma_1 \tau_{011} K_1, \text{ siendo } K_1 = \frac{0,2}{d'_0(m)} + 0,33$$

no es necesario colocar armadura de corte

siendo:

τ_{011} = tensión de corte en losas con armaduras sin escalonamiento

$$\gamma_1 = 1,6 \alpha_e \sqrt{\mu_k \%}$$

donde:

α_e	[1.0 para $\beta_s = 220$
		1.3 para $\beta_s = 420$
		1.4 para $\beta_s = 500$

y μ_k es la cantidad geométrica que pasa dentro del diámetro d_k

$$\mu_k = \frac{A_k \text{ (cm}^2\text{)}}{h'_m \text{ (cm)} \cdot d_k \text{ (cm)}}; \quad A_k = \frac{A_k^1 + A_k^2}{2}$$

A_k es el promedio de las armaduras en las direcciones 1 y 2 que pasan por la zona de diámetro d_k .

Por otro lado debe cumplirse que :

$$0,5 \leq \frac{0,2}{d'_0(m)} + 0,33 \leq 1$$

siendo d'_0 , la altura total en la sección de verificación. O tomarse los valores extremos.

2° caso

$$\gamma_1 \tau_{011} K_1 < \tau_R \leq \gamma_2 \tau_{02}$$

siendo τ_{02} : tensión de corte (ver tabla)

$$\gamma_2 = 0,6 \alpha_e \sqrt{\mu_k \%}$$

Es necesario la colocación de armadura de corte adoptándose para el dimensionamiento $0,75 Q_R$, entonces la armadura será:

$$A_0 = \frac{0,75 Q_R \times 1,75}{p_s} = 1,31 Q_R / p_s$$

esta solución se adopta en casos muy extremos.

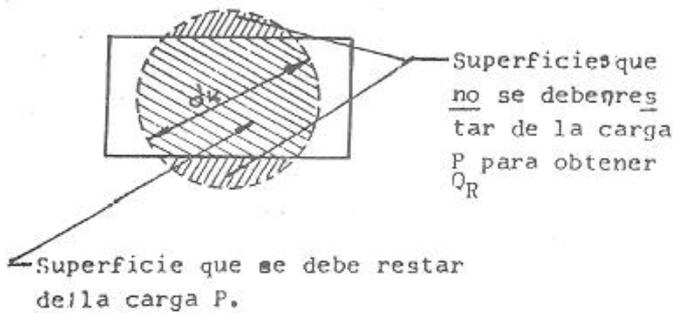
3° caso

$$\tau_R > \gamma_2 \tau_{02}$$

redimensionar aumentando d_0 .

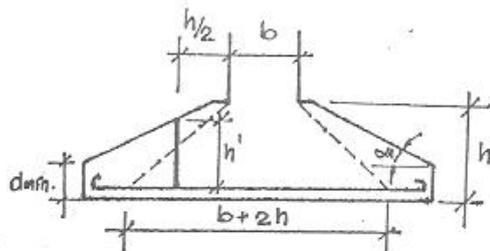
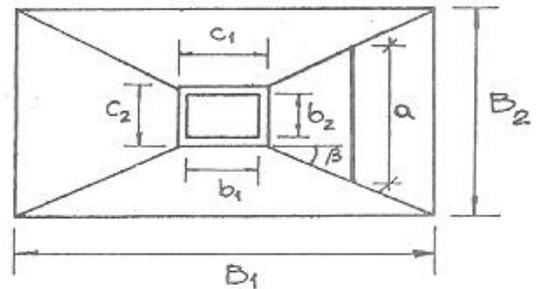
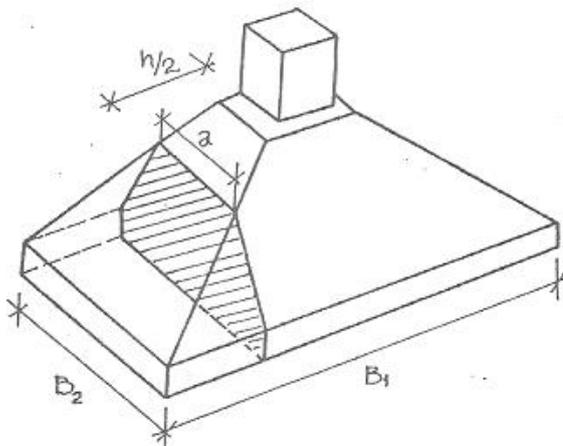
Las fórmulas enunciadas en este artículo han sido deducidas para bases cuadradas. Para bases rectangulares valen, mientras la relación de lados de la base esté comprendida entre 1,00 y 1,50, ya que para relaciones mayores la rotura se sigue produciendo según un cono de diámetro d_k ,

pero este diámetro, es mucho más grande que el lado menor de la base, y la figura de intersección de la circunferencia mayor del cono, con la superficie de la base, se asemeja a una línea recta. Mientras la relación sea inferior a 1,5 podemos trabajar con la verificación al punzonado; cuidando de que si d_k es mayor que el lado menor, no se calcula el corte Q_R , restando-
le mayor superficie que la real de la zapata. Y que la armadura dentro de d_k no sea mayor que la contenida dentro de la zapata en esa dirección.



Si el diámetro d_k , es muy poco mayor que el lado menor, esta diferencia de superficie es muy pequeña y se puede seguir calculando como en el caso de bases cuadradas. Pero es aconsejable que d_k sea a lo sumo igual al lado menor, en caso contrario se deberá calcular la superficie real de contacto.

Para relaciones mayores de 1,5 la intersección de d_k con la base es prácticamente una línea y se procede a verificar al corte en una sección ubicada a una distancia $h/2$ del borde de la columna, en la dirección del lado mayor. El problema de esta verificación, reside en calcular la superficie de corte en la sección, que no será ya un cilindro sino 2 trapecios.



$$a = 2 \operatorname{tg} \beta h/2 + c_2 = \operatorname{tg} \beta \cdot h + c_2$$

$$\text{pero } \operatorname{tg} \beta = \frac{B_2 - c_2}{B_1 - c_1}$$

y queda:

$$a = \frac{(B_2 - C_2)}{(B_1 - C_1)} \cdot h + C_2$$

La superficie de cálculo, para la verificación al corte y punzonado es:

$$\Omega = (B_2 + a) / 2 \cdot h'$$

El corte de cálculo (Q_R), se deberá a la reacción de suelo fuera del ancho "b + 2h", y como son 2 superficies (a izquierda y derecha) de verificación, se toma la mitad. La manera que nosotros utilizaremos para calcular Q_R , será restar a la carga P, la reacción del terreno dentro del rectángulo

$[(b+2h) \cdot B_2]$, sabiendo que $r_{\pm} = P/B_1 \cdot B_2$

$$Q_R = \frac{1}{2} \left[P - \frac{P}{B_1 \cdot B_2} (b+2h) \cdot B_2 \right], \frac{1}{2} \left[P - \frac{P}{B_1} (b+2h) \right]$$

La tensión de comparación será, por lo tanto:

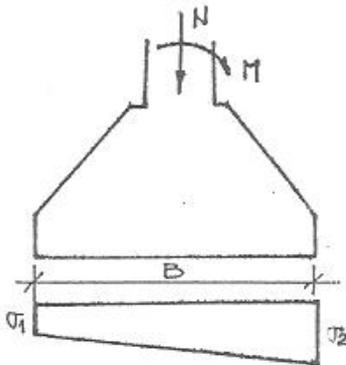
$$\tau_R = \frac{Q_R}{\Omega}$$

Verificandose que

$$\tau_R < \tau_{011} k_1$$

τ_{011} y k_1 , tienen los mismos significados que en cuadradas.

Zapatas aisladas con acción de cargas y momentos



Si los momentos se producen según dos direcciones, o bien según una sola, pero es el valor del momento dominante frente a la carga vertical (Caso de torres de alta tensión, antenas, etc) el cálculo se realizará como el ejemplo N° 2 del T.P. correspondiente.

Si en cambio la carga vertical es dominante, o sea la excentricidad es menor que B/6 (carga dentro del núcleo central), podemos calcular el diagrama de tensiones mediante la fórmula.

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = N/S \pm M/W$$

donde:

S = superficie de la base

W = J/y, J = momento de inercia de la superficie de la base.

Con este diagrama trapecial de tensiones, se calculan los mo-

mentos flectores para el dimensionado. Para la verificación al punzonado, se considera actuando solamente la carga vertical, centrada, y con ese diagrama se obtienen las tensiones de corte τ_R , pero para considerar la acción del momento se las incrementa en un 40 %, y luego se procede como en el caso común de carga vertical sola.

Si el momento fuera producido por sismo, se calculará $\sqrt{V_1}$ y $\sqrt{V_2}$ solo para verificar las tensiones en el terreno, ya que para el cálculo de momentos flectores, se optará por un diagrama uniforme de tensiones.

Para la verificación de tensiones del suelo, se podrá utilizar el método explicitado en el artículo b.1.1.-, punto c del trabajo práctico nº 1.

Bibliografía

- 1.- Manual de cálculo de estructuras de Hormigón Armado - Instituto del Cemento Portland Argentino - Ing. O. Pozzi Azzaro (
- 2.- Proyecto de Reglamento CIRSOC 201 (1982)
- 3.- Guía de Trabajos Prácticos de Fundaciones y Construcciones de Albañilería - U.N.C. (1977)
- 4.- Construcciones de Concreto - F. Leonhardt y E. Mönning. (Vol. 3 - 1979).
- 5.- Cuaderno 240 (según DIN 1045).

TRABAJO PRACTICO N° 2BASES AISLADAS1.- Base cuadrada para columna con carga centradaDATOS GENERALES

H-13 ; $\beta_R = 10.5 \text{ MPa}$

AB-420 ; $\beta_s = 420 \text{ MPa}$

1 KPa = 0.01 kg/cm^2

DATOS PARTICULARES

Columna = $0.35 \times 0.35 \text{ m (b x b)}$

P = 800 KN (80 tn)

$\sigma_c = 200 \text{ KPa (arena fina compacta)}$

a.- Carga total

$$P_t = P + P_p + P_s = P \times 1.07 = 1.07 \times 800 \text{ KN} = 856 \text{ KN (85.6 tn)}$$

b.- Lado de la base

$$S = \frac{P_t}{\sigma_c} = \frac{856 \text{ KN}}{200 \text{ KN/m}^2} = 4.28 \text{ m}^2$$

$$B \cdot \sqrt{S} = \sqrt{4.28 \text{ m}^2} = 2.07 \text{ m} \quad \text{adoptamos } B = 2.10 \text{ m}$$

$$C \cdot b + 0.05 \text{ m} = 0.35 + 0.05 = 0.40 \text{ m}$$

c.- Altura de la zapata

Por condiciones de rigidez

$$d_o \geq \frac{B-b}{4} ; \quad \frac{2.10 - 0.35}{4} = 0.44 \text{ m}$$

Por razones constructivas

$$d_c \leq d_{\min} + \frac{B-c}{2} \times \text{tg } 40^\circ ; \quad d_{\min} = 0.20 \text{ m}$$

$$0.20 + \frac{2.10 - 0.40}{2} \times 0.84 = 0.91 \text{ m}$$

$$\text{adoptamos } d_o = 0.90 \text{ m} \quad r = 0.07 \text{ m} \quad h = 0.90 - 0.07 = 0.83 \text{ m}$$

d. Solicitaciones

$$M = \frac{P}{B} \frac{(B-b)^2}{8}$$

$$M = \frac{800 \text{ KN}}{2.10} \frac{(2.10 - 0.35)^2 \text{ m}^2}{8} = 145.83 \text{ KNm (1,458 300 kg cm)}$$

e.- Cálculo de armaduras

$$K_o = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{c \beta_R}}} = \frac{0.83}{\sqrt{\frac{1.75 \times 145.83}{0.40 \times 10.5 \times 1000}}} = 3.37 \rightarrow K_z = 0.931$$

$$A_1 = \frac{\sqrt{M}}{k_z h \beta_s}$$

$$A_1 = \frac{1.75 \times 145.83 \times 10000 \text{ cm}^2/\text{m}^2}{0.931 \times 0.83 \times 420 \times 1000 \frac{\text{KN}}{\text{MN}}} = 7.86 \text{ cm}^2 \rightarrow 10 \phi 10 (7.85 \text{ cm}^2)$$

Por ser una base cuadrada, los momentos flectores son iguales según las dos direcciones, pero los brazos elásticos "z" cambian por no encontrarse ambas armaduras en el mismo plano. La fórmula de la armadura no difiere, solo que la altura en lugar de ser $h_1 = 0.83 \text{ m}$ será $h_2 = 0.82 \text{ m}$ y haciendo la relación de armaduras con las simplificaciones correspondientes, queda:

$$\frac{A_2}{A_1} = \frac{h_1}{h_2} \therefore A_2 = A_1 \frac{h_1}{h_2} = 7.86 \times \frac{0.83}{0.82} = 7.95 \text{ cm}^2$$

por ser una diferencia tan pequeña se adopta para esta dirección la misma armadura que para la dirección 1, o sea $10 \phi 10 (7.85 \text{ cm}^2)$

Considerando que se dejan 5 cm de cada extremo, para recubrimiento, la separación en cada cara será:

$$S = \frac{(B - 0.10)}{n - 1} \quad n = \text{n}^\circ \text{ de barras}$$

$$S = \frac{(2.10 - 0.10) \text{ m}}{10 - 1} = 0.22 \text{ m} \text{ (es mayor que } 0.20, \text{ pero es aceptable)}$$

Quedando en definitiva:

$$1 \phi 10 \text{ c}/0.22 \text{ m por cara}$$

f.- Verificación al punzonado

Como es una columna cuadrada:

$$f = 1.13 \times b = 1.13 \times 0.35 \text{ m} = 0.395 \text{ m}$$

$$h_m = \frac{h_1 + h_2}{2} = \frac{0.83 + 0.82}{2} = 0.825 \text{ m}$$

A los fines prácticos, siendo la armadura de un diámetro tan pequeño, se podrá tomar $h_m \approx h_1$ o $h_m \approx h_2$. En este ejemplo utilizaremos la altura h_m calculada.

$$d_R = f + h_m = 0.395 \text{ m} + 0.825 \text{ m} = 1.22 \text{ m}$$

$$d_K = d_R + h_m = 1.22 \text{ m} + 0.825 \text{ m} = 2.045 \text{ m}$$

Ya podemos averiguar el esfuerzo de corte:

$$Q_R = P - \sigma_t^* \frac{\pi d_k^2}{4}$$

$$\sigma_t^* = \frac{P}{B_1^2} = \frac{800 \text{ KN}}{2.10 \times 2.10 \text{ m}^2} = 181.4 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad (1.81 \text{ Kg/cm}^2)$$

por lo tanto:

$$Q_R = 800 \text{ KN} - 181.4 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \times \frac{3.14 \times 2.045^2 \text{ m}^2}{4} = 204.2 \text{ KN} \quad (20.42 \text{ Tn})$$

el perímetro del cilindro promedio, para la verificación será:

$$u = \pi d_r = 3.14 \times 1.22 \text{ m} = 3.83 \text{ m}$$

Calcularemos la altura media del cilindro de verificación:

$$h'_m = \frac{h'_1 + h'_2}{2} \quad d' = d_{\min} - 0.07 \text{ m} = 0.20 \text{ m} - 0.07 = 0.13 \text{ m}$$

$$h'_1 = \frac{h_1 - d'}{B - c} (B - d_r) + d' = \frac{0.83 - 0.13}{2.10 - 0.40} (2.10 - 1.22) + 0.13 = 0.49 \text{ m}$$

$$h'_2 = \frac{h_2 - d'}{B - c} (B - d_r) + d' = \frac{0.83 - 0.13}{2.10 - 0.40} (2.10 - 1.22) + 0.13 = 0.487 \text{ m}$$

$$h'_m = \frac{0.49 \text{ m} + 0.487}{2} = 0.488 \text{ m}$$

También aquí se podría haber considerado $h'_m \cong h'_1 \cong h'_2$.

Las tensiones de rotura serán:

$$\sigma_R = \frac{Q_R}{u h'_m} = \frac{204.2 \text{ KN}}{3.83 \text{ m} \times 0.488 \text{ m}} = 109.2 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad (1.09 \text{ Kg/cm}^2)$$

Ahora debemos comparar esta tensión, con la tensión de comparación, o sea la tensión de corte σ_{011} , minorada en función de la armadura, y del coeficiente K_1 , por altura de la losa:

$$\sigma_R < \gamma'_1 \sigma_{011} K_1$$

$$\gamma'_1 = 1.6 \alpha_e \sqrt{A_k \%} \quad ; \quad \text{para } \beta_s = 420 \rightarrow \alpha_e = 1.3$$

$$A_k = \frac{A_k (\text{cm}^2)}{h'_m (\text{cm}) d_k (\text{cm})}$$

$$A_k = \frac{A_k^1 + A_k^2}{2}$$

Siendo : A_k^1 y A_k^2 , las armaduras que pasan dentro del diámetro d_k , en cada una de las direcciones.

En nuestro caso como d_k , es solo 5 cm menor que B, y fijamos un recubrimiento lateral de 5 cm, evidentemente toda la armadura pasa dentro del diámetro d_k . Si no hubiese ocurrido así, se utilizarían las fórmulas siguientes

$$A_k^1 = A_1 \cdot d_k / (B - 0,10) ; \quad A_k^2 = A_2 \cdot d_k / (B - 0,10)$$

Por lo tanto

$$A_k = 7,85 \text{ cm}^2$$

$$\mu_k = \frac{7,85 \text{ cm}^2}{48,8 \text{ cm} \times 204,5 \text{ cm}} = 0,0008 \rightarrow 0,08 \%$$

$$\delta_1 = 1,6 \times 1,3 \times \sqrt{0,08} = 0,59$$

$$K_1 = \frac{0,2}{d_0'} + 0,33 \quad d_0' = h_1 + r = 0,49 \text{ m} + 0,07 \text{ m} = 0,56 \text{ m}$$

$$K_1 = \frac{0,2}{0,56} + 0,33 = 0,69$$

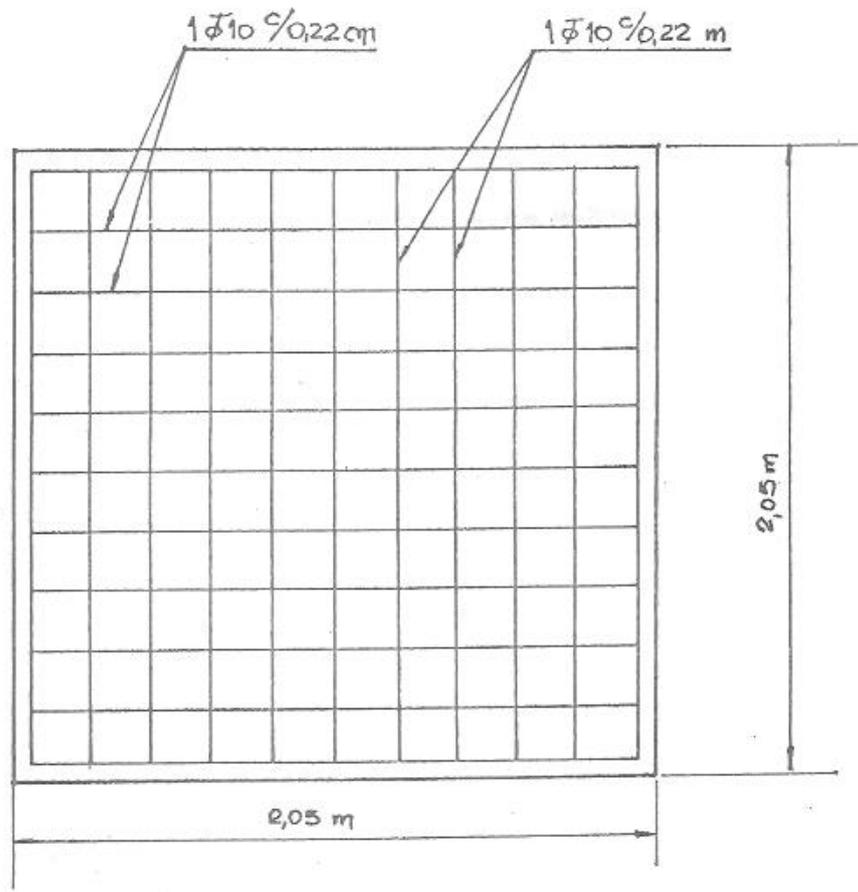
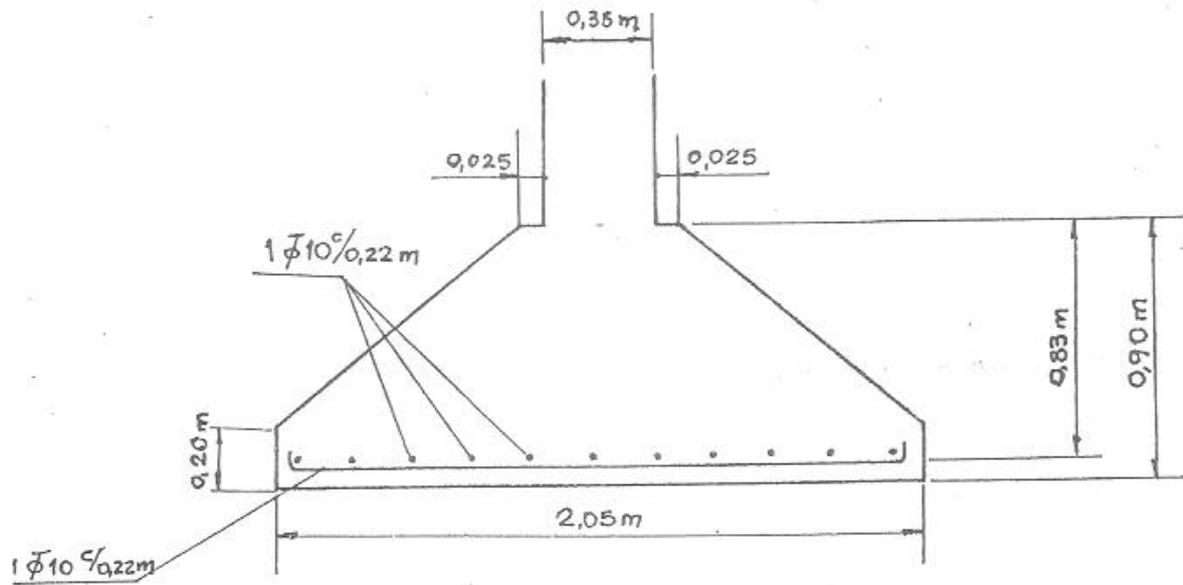
La tensión de corte τ_{011} , se obtiene de la tabla correspondiente:

$$\tau_{011} = 350 \text{ KPa} \quad (3,5 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$0,59 \times 350 \times 0,69 = 142,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad (1,425 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$109,2 < 142,5$$

(Verifica y por lo tanto no es necesario redimensionar).

Trabajo Práctico N° 2Ejercicio N° 1

2.- Base rectangular aislada para columna cuadrada con carga centrada.DATOS GENERALES

$$\text{H-13} ; \beta_R = 10,5 \text{ MPa}$$

$$\text{AB-420} ; \beta_s = 420 \text{ MPa}$$

DATOS PARTICULARES

$$\text{Columna} = 0,35 \text{ m} \times 0,35 \text{ m (bxb)}$$

$$P = 800 \text{ KN}$$

$$\sigma_t = 200 \text{ KPa}$$

$$B_1 = 1,60 \text{ m}$$

a.- Carga total

$$P_t = 1,07 P = 1,07 \times 800 = 856 \text{ KN}$$

b.- Dimensiones de la base:

$$S = \frac{P_t}{\sigma_t} = \frac{856}{200} = 4,28 \text{ m}^2$$

$$B_2 = \frac{S}{B_1} = \frac{4,28}{1,60} = 2,675 \text{ m}, \text{ adoptamos } 2,70 \text{ m}.$$

$$C_1 = C_2 = b + 0,05 \text{ m} = 0,35 + 0,05 \text{ m} = 0,40 \text{ m}$$

c.- Altura de la zapata:

Por condiciones de rigidez

$$d_o \geq \frac{B_2 - b}{4} ; \frac{2,70 - 0,35}{4} = 0,59 \text{ m}$$

Por razones constructivas

$$d_o \leq d_{\min} + \frac{B_2 - c}{2} \times \text{tg } 40^\circ ; d_{\min} = 0,20 \text{ m}$$

$$0,20 + \frac{2,70 - 0,40}{2} \times 0,84 = 1,16 \text{ m}$$

Adoptamos

$$d_o = 1,00 \text{ m} \quad r = 0,07 \text{ m}$$

$$h = 1,00 - 0,07 \text{ m} = 0,93 \text{ m}$$

d.- Solicitaciones

$$M_1 = \frac{P}{B_1} \frac{(B_1 - b)^2}{8}$$

$$M_1 = \frac{800}{1,60} \frac{(1,60 - 0,35)^2}{8} = 97,65 \text{ KNm} \quad (976,500 \text{ Kgcm})$$

2.- Base rectangular aislada para columna cuadrada con carga centrada.DATOS GENERALES

$$\text{H-13} ; \beta_R = 10,5 \text{ MPa}$$

$$\text{AB-420} ; \beta_s = 420 \text{ MPa}$$

DATOS PARTICULARES

$$\text{Columna} = 0,35 \text{ m} \times 0,35 \text{ m (bxb)}$$

$$P = 800 \text{ KN}$$

$$\sigma_t = 200 \text{ KPa}$$

$$B_1 = 1,60 \text{ m}$$

a.- Carga total

$$P_t = 1,07 P = 1,07 \times 800 = 856 \text{ KN}$$

b.- Dimensiones de la base:

$$S = \frac{P_t}{\sigma_t} = \frac{856}{200} = 4,28 \text{ m}^2$$

$$B_2 = \frac{S}{B_1} = \frac{4,28}{1,60} = 2,675 \text{ m}, \text{ adoptamos } 2,70 \text{ m}.$$

$$C_1 = C_2 = b + 0,05 \text{ m} = 0,35 + 0,05 \text{ m} = 0,40 \text{ m}$$

c.- Altura de la zapata:

Por condiciones de rigidez

$$d_o \geq \frac{B_2 - b}{4} ; \frac{2,70 - 0,35}{4} = 0,59 \text{ m}$$

Por razones constructivas

$$d_o \leq d_{\min} + \frac{B_2 - c}{2} \times \text{tg } 40^\circ ; d_{\min} = 0,20 \text{ m}$$

$$0,20 + \frac{2,70 - 0,40}{2} \times 0,84 = 1,16 \text{ m}$$

Adoptamos

$$d_o = 1,00 \text{ m} \quad r = 0,07 \text{ m}$$

$$h = 1,00 - 0,07 \text{ m} = 0,93 \text{ m}$$

d.- Solicitaciones

$$M_1 = \frac{P}{B_1} \frac{(B_1 - b)^2}{8}$$

$$M_1 = \frac{800}{1,60} \frac{(1,60 - 0,35)^2}{8} = 97,65 \text{ KNm} \quad (976,500 \text{ Kgcm})$$

$$M_2 = \frac{P}{B_2} \frac{(B_2 - b)^2}{8} = \frac{800}{2.70} \frac{(2.70 - 0.35)^2}{8} = 204.5 \text{ KNm} \quad (2045000 \text{ kgcm})$$

e.- Cálculo de armaduras

$$K_{01} = \frac{h}{\sqrt{\frac{J M_1}{c \beta_R}}} = \frac{0.93 \text{ m}}{\sqrt{\frac{1.75 \times 97.65}{0.40 \times 10.5 \times 1000}}} = 4.61 \rightarrow K_{z1} = 0.951$$

$$A_1 = \frac{J M_1}{K_{z1} h \beta_S} = \frac{1.75 \times 97.65 \times 10}{0.951 \times 0.93 \times 420} = 4.6 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \phi 10 \quad (4.71 \text{ cm}^2)$$

$$K_{02} = \frac{0.93 \text{ m}}{\sqrt{\frac{1.75 \times 204.5}{0.40 \times 10.5 \times 1000}}} = 3.18 \rightarrow K_{z2} = 0.926$$

$$A_2 = \frac{J M_2}{K_{z2} h \beta_S} = \frac{1.75 \times 204.5 \times 10}{0.926 \times 0.93 \times 420} = 9.89 \text{ cm}^2 \rightarrow 9 \phi 12 \quad (10.18 \text{ cm}^2)$$

Como K_{01} y K_{02} son mayores $K_0^* = 1,719$, queda verificada la altura a flexión.

Con las mismas consideraciones del ejercicio n° 1, calcularemos la separación:

$$S_1 = \frac{(B_2 - 0.10)}{n - 1} = \frac{(2.70 - 0.10)}{6 - 1} = 0.52 \text{ m (excesivo)}$$

Por ser B_2 muy próximo a 3,00 m, y a los fines demostrativos, distribuiremos, la armadura en un ancho $B_1 = 1,60 \text{ m}$, según la siguiente relación:

$$A_m = A_1 \frac{2 B_1}{(B_2 + B_1)} = 4.6 \text{ cm}^2 \times \frac{2 \times 1.60}{(2.70 + 1.60)} = 3.42 \text{ cm}^2 \quad (4 \phi 10)$$

$$S_1 = \frac{1.60}{4 - 1} = 0.53 \text{ m (excesivo)}$$

Con lo que demostramos, que solo para grandes dimensiones se justifica esta repartición.

Como la separación es excesiva ($0,53 \text{ m} > 0,20 \text{ m}$), adoptamos 14 hierros $\phi 8$ con una separación de

$$S_1 = \frac{(2.70 - 0.10)}{14 - 1} = 0.20 \text{ m}$$

En la dirección 1, queda 1 ϕ 8 c/20 cm
La separación en la dirección 2 será:

$$S_2 = \frac{(1.60 - 0.10)}{9 - 1} = 0.19 \text{ m}$$

fijamos 1 ϕ 12 c/19 cm

f.- Verificación al corte - punzonado

Como la relación entre lados de la base es $B_2/B_1 = 1.69 > 1.5$; se verifica, en una sección ubicada a $h/2$ del borde de la columna, en la dirección del lado mayor

Calcularemos primero la sección, en dicho punto:

$$\Omega = \frac{(B_1 + a)}{2} h'$$

sabemos que:

$$h' = \frac{B_2 - c - h}{2} \tan \alpha_1 + d$$

$$\tan \alpha_1 = \frac{2(d_0 - d_{min})}{B_2 - c} = \frac{2(1.00 - 0.20)}{2.70 - 0.40} = 0.696$$

$$d = d_{min} - r = 0.20 - 0.07 = 0.13$$

$$h' = \frac{2.7 - 0.4 - 0.93}{2} \times 0.696 + 0.13 = 0.607 \text{ m}$$

Por otra parte:

$$a = \left(\frac{B_1 - C_1}{B_2 - C_2} \right) h + C_2$$

$$a = \left(\frac{1.6 - 0.40}{2.7 - 0.40} \right) 0.93 + 0.40 = 0.885 \text{ m}$$

el área de verificación será, por lo tanto:

$$\Omega = \left(\frac{B_1 + a}{2} \right) h' = \left(\frac{1.6 + 0.88}{2} \right) \times 0.607 = 0.752 \text{ m}^2$$

La fuerza que produce el corte, es la que se encuentra fuera de la zona de punzonado, y utilizando las fórmulas deducidas en la introducción teórica; queda:

$$Q_R = \frac{1}{2} \left[P - \frac{P}{B_2} (b + 2h) \right]$$

46

$$Q_R = \frac{1}{2} \left[800 - \frac{800}{2.70} (0.35 + 2 \times 0.93) \right] = 72.6 \text{ KN}$$

La tensión de corte en la sección indicada es:

$$\tau_R = \frac{Q_R}{\Omega} = \frac{72.6 \text{ KN}}{0.752 \text{ m}^2} = 96.54 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad (0.965 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2})$$

Debemos compararla con $K_1 \cdot \tau_{011}$

A τ_{011} , lo obtenemos de las tablas correspondientes:

$$\tau_{011} = 350 \text{ KN/m}^2$$

$$K_1 = \left(\frac{0.2}{d'_0} + 0.33 \right)$$

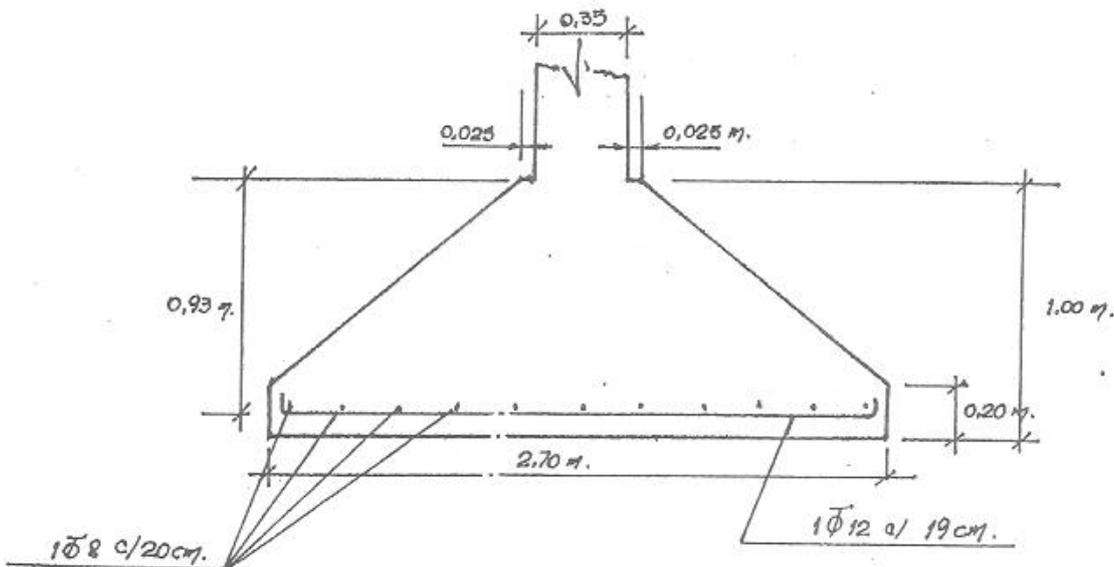
$$d'_0 = h' + r = 0.607 + 0.13 = 0.737 \text{ m}$$

$$K_1 = \left(\frac{0.2}{0.737} + 0.33 \right) = 0.60$$

$$96.54 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 350 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \times 0.60 = 210 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Por lo tanto no es necesario aumentar la altura, por el contrario, esta podría disminuirse, para lograr un mayor aprovechamiento seccional del hormigón y del acero.

A los fines del ejemplo se considerará esta altura como conveniente.



TRABAJO PRACTICO N° 3.-
=====

Bases vinculadas para dos columnas.-

Generalidades.-

Por distintos motivos conviene en ciertas ocasiones vincular dos

columnas con una base común para ambas. Si las columnas están muy cargadas y se encuentran muy próximas unas a otras en una cierta y determinada dirección, resulta más lógico y conveniente, en lugar de las fundaciones aisladas corrientes vincular las mediante una base común por medio de la cual la carga de estas, es repartida uniformemente en el sentido longitudinal, sobre una faja superficial de determinada magnitud.

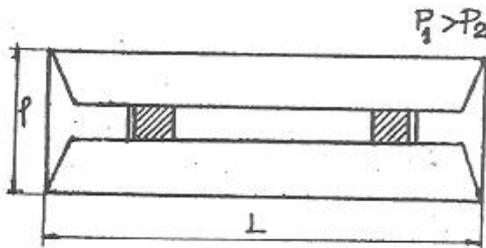
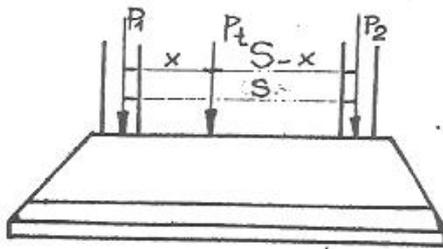
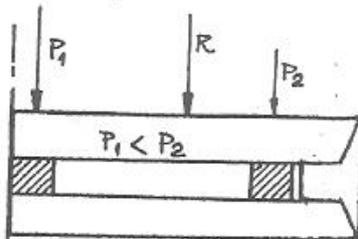
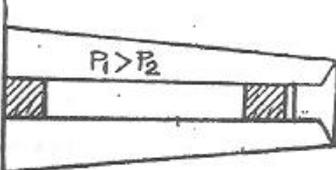


Fig. 1



Para columna medianera

Eje Medianero



Para columna medianera

Fig. N° 2

El caso más simple es el de dos columnas muy próximas que transmiten cargas iguales. Se dispone una base rectangular simétrica con respecto a las mismas; si las cargas son desiguales, el rectángulo de base se dispone simétrico con respecto a la resultante de las cargas de ambas.

Si las cargas son francamente diferentes puede conservarse la planta rectangular, con mayor voladizo en la columna más cargada, pero si este voladizo se hace excesivamente grande, o se interfiere con otros elementos de la construcción, se recurre a la planta trapezoidal (Ver fig. 1), buscando siempre que el centro de gravedad de la superficie de apoyo coincida con el centro de presiones.

Como una variedad especial de estos tipos de bases tenemos la solución para el caso de columnas de medianera o fachada en que se debe resolver el problema de no transponer la línea divisoria de propiedades o la línea de edificación en su caso. Difieren estas bases, de las usadas en los interiores, en que tienen un solo voladizo, coincidiendo el otro

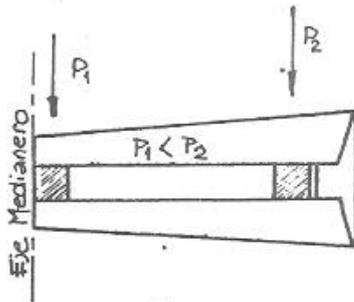


Fig. 3

que puedan considerarse despreciables las diferencias de asiento debidas a la flexión. No debe escatimarse en dimensiones debiendo tenderse hacia una gran rigidez, con lo que se consigue, no solo gran resistencia, sino también una buena repartición de las presiones, reduciéndose las diferencias de asiento de un extremo al otro de la base.

De lo que antecede se desprende que se tomará como hipótesis de cálculo la de la repartición uniforme de las tensiones en el suelo de fundación, cosa perfectamente admisible si se tiene en cuenta que estos tipos de fundaciones son, en general, relativamente profundas.

Con relación a la hipótesis de cálculo estático de este tipo de base, no se tienen en cuenta los vínculos de empotramiento con la estructura superior, colocándose en un plano más favorable que aquel en que se estiman vínculos hiperestáticos que dan soluciones más esbeltas y por lo tanto menos rígidas, y además con más complicaciones estructurales.

Supondremos, en consecuencia, que la viga de fundación actúa simplemente apoyada con dos voladizos extremos, con carga distribuida, que corresponda a la reacción del suelo, en posición invertida con respecto a las vigas comunes. Esto nos lleva a resultados de estructuras más robustas que, unido a la circunstancia de que en fundaciones trabajamos con tensiones de trabajo del hormigón bajas, aseguran la necesaria rigidez de la base de fundación.

Sección transversal de la base.

La forma más racional de la sección transversal de la base es la que muestra la figura 4o sea una T invertida. En efecto, en ella tenemos dos elementos, una losa de apoyo de dos alas que reparte las tensiones sobre el suelo y se empotran, en voladizo, en una viga central suficientemente rígida que se apoya simplemente sobre las dos columnas.

Como se observa esta viga se compone de un tramo central y dos voladizos (en la generalidad de los casos).

Las alturas de las losas para que se conserven rígidas, deberán observar las mismas exigencias que las que indicáramos para el caso de zapatas corridas para muros o tabiques.

La viga se calculará sometida a los momentos flexores que la solicitan.

Esta viga se calculará para su dimensionamiento, como una viga de forma rectangular cuyo ancho b_0 es en general superior en 5 cm. al ancho de la

extremo con el paramento externo de la columna, pudiendo adoptarse la solución rectangular, como la de forma trapecial.

Hipótesis de cálculo.

En general, las bases compuestas serán lo suficientemente rígidas para

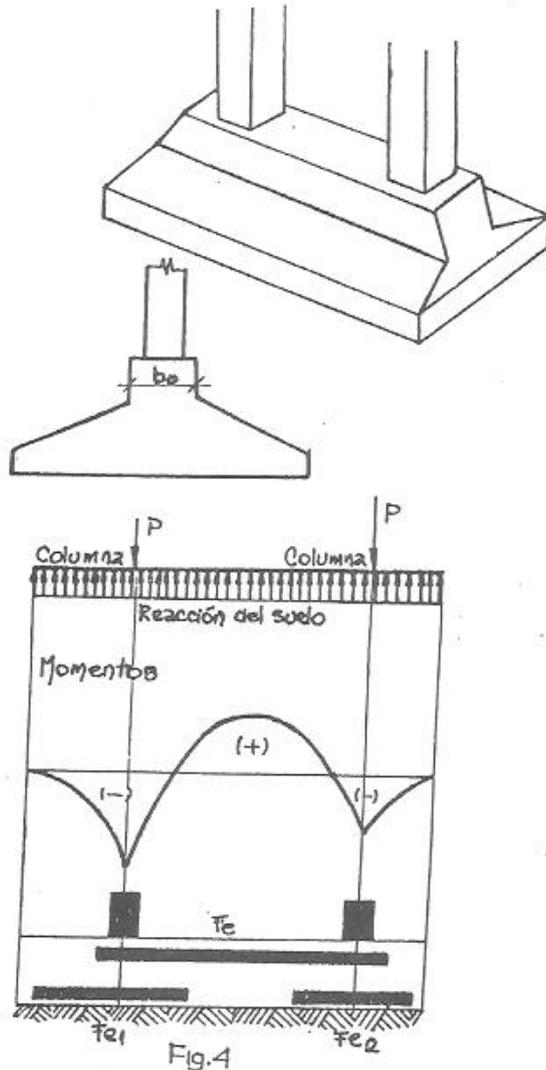


Fig. 4

damente en magnitud iguales a los negativos, dimensionar la base con voladizos que proporcionen tal resultado, recurriendo a varios tanteos aproximativos. Voladizos largos dan losas de apoyo angostas y delgadas y momentos negativos en la viga muy grandes con sobredimensionamiento de la misma. Voladizos cortos dan longitudes largas de las losas laterales y en consecuencia, mayor volumen de hormigón y momentos muy reducidos de signo negativo en la viga en contraposición con un valor excesivo del momento positivo.

Algunos autores aconsejan llevar los voladizos a longitudes que varíen entre $1/5$ y $1/3$ de la luz entre columnas como hipótesis óptima. Por otra parte la altura más adecuada de la viga oscilará alrededor de $1/5$ a $1/3$ de "S" (distancia entre ejes de columnas) para que el conjunto se comporte con la necesaria rigidez.

a) Planta rectangular y cargas desiguales.

Si las cargas fueran iguales el método es similar, con las simplificaciones del caso.

columna.

Pero conviene hacer tres aclaraciones complementarias:

1.- Como se observa, el diagrama de momentos flexores de la viga, en los voladizos, varía desde un máximo en el apoyo hasta anularse en el extremo. Esto permite disminuir progresivamente la altura de la viga desde el máximo en el apoyo hasta el valor mínimo calculado para las losas laterales en el extremo (15 a 20 cm). -

2.- En el tramo central, las fibras traccionadas son las que se encuentran en el plano superior, donde se aloja la armadura calculada. La parte inferior tendrá sus fibras comprimidas. Esta circunstancia permite hacer colaborar a la losa de apoyo con la viga, para soportar los esfuerzos de compresión trabajando el conjunto viga-losa como una viga T. Sin embargo a los fines prácticos se calcula como una viga rectangular.

3.- Es menester, por otra parte, y a los fines de que los momentos flexores positivos sean aproximadamente

Proceso de cálculo.

1.- Carga total: Es la suma de las cargas de cada columna ($P_1 + P_2$) incrementada en el peso propio de la base, y el peso de las tierras (P_s) que gravitan sobre ella. El incremento por peso propio se puede obtener de un pre dimensionado, o bien agregando un 5 % o 7 % a las cargas de las columnas. El peso de suelo se puede tomar como el 1 % o 2 % de las cargas de las columnas. Con lo que queda:

$$P_T \cong (P_1 + P_2) \times 1.05 + P_s \cong 1.07 (P_1 + P_2)$$

2.- Superficie de apoyo y dimensiones de la base.

La superficie de apoyo la obtenemos dividiendo la carga total por la tensión admisible del terreno, o la tensión de trabajo que adoptemos:

$$S = \frac{P_T}{\sigma_t}$$

Si los dos lados de la base fueran conocidos restaría verificar si dicha superficie es suficiente para no superar las tensiones en el suelo. Si sólo se conociese un lado, el restante se despejará de la ecuación:

$$L \times l = S \quad , \text{ recordando que conviene}$$

$$L < 3 l$$

Por el contrario, si estos valores pueden ser fijados por el proyectista, se procede de la siguiente manera:

2.1.- Se tratará que el centro de la base, que en una base rectangular coincide con su centro de gravedad, se ubique en la misma posición que la resultante, o sea en el centro de presiones, de tal manera podremos aceptar una distribución uniforme de presiones en el suelo. Hecho este que no siempre verifica, si tenemos las dimensiones fijadas de antemano.

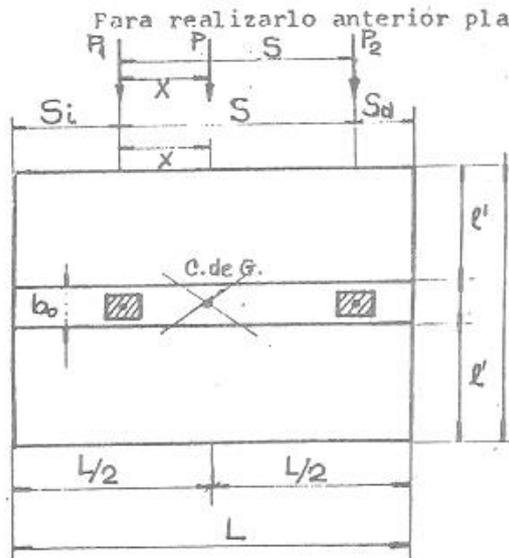


Fig. 5

$$P = P_1 + P_2 \quad ; \quad P_1 > P_2$$

$$P_2 \cdot S = P \cdot x \quad x = \frac{P_2 \cdot S}{P}$$

De la figura:

$$L/2 = (S_i + x), y, L/2 = [S_d + (S-x)]$$

Fijamos el voladizo de mayor dimensión o sea el correspondiente a la carga mayor, y siguiendo las recomendaciones ya efectuadas, conviene tomarlo aproximadamente como $1/4$ o $1/3$ de "S".

$$S_i = 1/4 S$$

Con esto calculamos $L/2 = 1/4 S + x$

Conociendo $l/2$, conocemos L , y deducimos, $S_d = L - (S + d_i)$

El lado menor "l", queda determinado por: $l = S/l$

Considerando al ancho de la viga central, como 5 cm más que el ancho de la columna: $b_0 = b + 5 \text{ cm}$

Podemos hallar el voladizo de la losa: $l' = \frac{l - b_0}{2}$

3.- Cálculo de las losas laterales.

Se realizan los dimensionamientos y verificaciones de acuerdo a lo visto en el T.P. N° 1, "zapata corrida con viga central". La única particularidad de estas zapatas vinculadas se presenta en la verificación al punzonado-corte. Si el nervio central es lo suficientemente rígido (por ej.: con una altura superior a las losas laterales en un 50 % ó más) como para poder considerar que la carga concentrada de las 2 columnas se transmite a través del nervio central como carga repartida uniforme, la verificación al corte se hace como en el T.P. N° 1. Si el nervio central no es lo suficientemente rígido, o está incluido en la altura de la losa, el CIRSOC pide verificar al punzonado en el extremo (voladizo). En esa zona debe considerarse un círculo con centro en la columna, al igual que en zapatas aisladas, y verificar el punzonado con la carga de la columna, del mismo modo que en el T.P. N° 2.

Esta también es aplicable a bases para tabiques portantes y bases flexibles.

Para esta verificación se considera una base ficticia con carga centrada en la columna, y rectangular de lados "b" y "b₁" (ver fig. 6)

$$b_1 = 2 c_1 + c$$

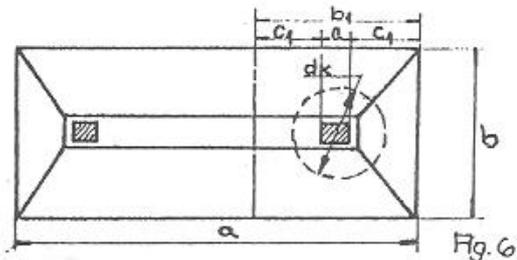


Fig. 6

4.- Cálculo del nervio central.

Como habíamos dicho, se supone una viga simplemente apoyada con 2 voladizos, y carga uniformemente repartida "p/cm". La carga "p/cm" es la reacción del suelo (\sqrt{t}^*) aplicada a todo el ancho "l" de la base. Dicha reacción \sqrt{t}^* , es la producida por las cargas actuantes, sin considerar el peso del suelo que gravita sobre la base, ni el peso propio de la misma.

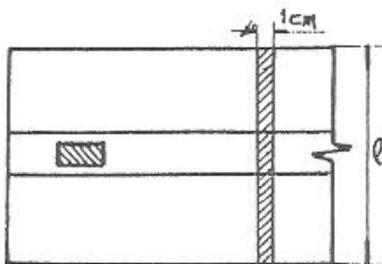


Fig. 7

$$p \text{ (Kg/cm)} = \underline{q} \text{ cm} \times 1 \text{ cm} \times \sqrt{t}^* \text{ Kg/cm}^2$$

4.1.- Cálculo de Mom. Flectores.

Calcularemos el momento máximo en el tramo central, y en cada voladizo, para poder obtener el diagrama de momentos flectores que nos servirá para el dimensionado.

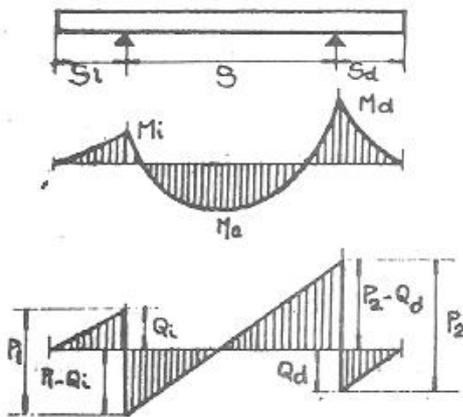


Fig. 8

$$M_i = \frac{P S_i^2}{2} ; \quad M_d = \frac{P S_d^2}{2}$$

El momento máximo en el tramo central se calcula analíticamente, mediante el conocimiento del punto de esfuerzo de corte nulo.

4.2.- Diagrama de esfuerzo de corte.

El diagrama de esfuerzo de corte, no es otra cosa que la composición de las fuerzas que actúan a izquierda y derecha de cada sección, o sea reacción del suelo y cargas de columnas.

En el extremo del voladizo izquierdo $Q = 0$

En el eje de la columna:

$$Q_i = P \cdot S_i$$

En el tramo central

$$Q'_i = Q_i - P_1$$

$$Q'_d = Q'_i + P \cdot S = Q_d + P_2$$

En el voladizo derecho

$$Q_d = Q'_d - P_2$$

Siendo P_1 y P_2 , las cargas ^{no} mayoradas, ^{no} considerando ya el peso propio. Debido a que la carga es uniforme, la variación de esfuerzo de corte es lineal y es fácil la determinación del punto de esfuerzo de corte nulo.

4.3.- Dimensionamiento del nervio.

Conocidos el tipo de hormigón a emplear, y la calidad del acero, podemos determinar la altura de la viga, como un dimensionado libre, siempre que no sea inferior a la altura de las losas laterales, o 1/5 de la separación entre columnas.

Por lo tanto:

$$h_v = K_o \sqrt{\frac{M_m \cdot \gamma}{b_o \cdot \beta_R}}$$

$$H = h_v + 5 \text{ cm}$$

Las armaduras del nervio se determinan mediante la fórmula:

$$\lambda = \frac{H}{K \lambda_v h_v \beta_s}$$

y se distribuyen de acuerdo al diagrama de momentos.

La longitud, doblado, y separación de barras debe respetar las recomendaciones de los reglamentos vigentes, (CIRSOC 201).

En lo posible debe preferirse, utilizar barras de secciones grandes y en número no inferior a 6. Si la cantidad fuera excesiva, se puede disponer en 2 camadas.

4.3.1.- Verificación al corte. Tramo central.

Con los esfuerzos de corte conocidos, se determina las tensiones de corte a los fines de verificación, o sea a una distancia $h/2$ del borde de la columna,

$$\tau_o = \frac{Q (h/2)}{b_o \cdot z}$$

En los voladizos se considerará el esfuerzo de corte disminuido por variación de altura. y se compara τ_o con τ_{o12} , τ_{o2} y τ_{o3} , dadas por el reglamento CIRSOC 201. Si τ_o , es inferior a τ_{o12} , no es necesario colocar armaduras de corte y sólo se podrán estribos de acuerdo a la relación:

$$A_{est} = \frac{b_{o nec} (cm)}{8} \times \frac{\tau_o (cm^2/m)}{\tau_{o12}}$$

no siendo conveniente que la separación entre estribos sea mayor que $h/2$ y el diámetro mínimo aconsejado es 8 mm.

Si τ_o , estuviese comprendido entre τ_{o12} y τ_{o2} , se calculará la armadura necesaria para resistir al corte pero minorándola, mediante el coeficiente

$$\eta = \frac{\tau_o}{\tau_{o2}} \geq 0.4$$

$$A_{est} = \eta \frac{\tau_o \times \Delta l \times b_o}{\sigma_e} = \frac{\Delta H}{\sigma_e}$$

6

$$A_{b.dob} = \eta \frac{\tau_o \times \Delta l \times b_o}{\sqrt{2} \times \sigma_e} = \frac{\Delta H}{\sigma_e \cdot \sqrt{2}}$$

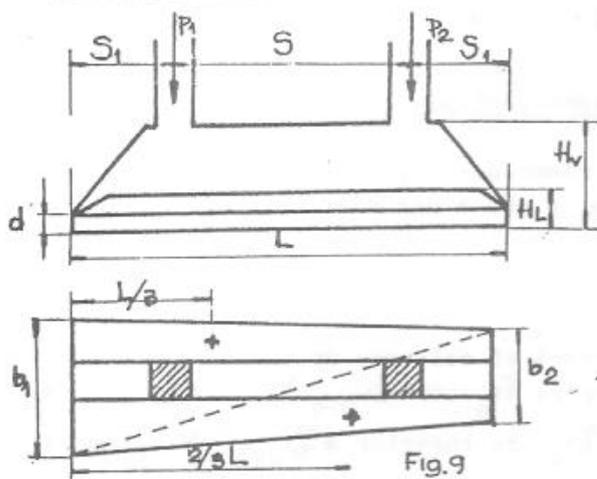
siendo $\sigma_e = \frac{\beta_s}{\sqrt{2}}$ (tensión admisible del acero).

Se puede tomar parte del esfuerzo con estribos y parte con barras dobladas. Tratando de tomar todo el esfuerzo con estribos, para evitar complicaciones de armado.

Si σ_0 , tuviese un valor superior a σ_{02} , pero inferior a σ_{03} , se se deberá calcular armadura de corte sin minorar, con las fórmulas vistas anteriormente, sin el coef. "7".

Por el contrario si σ_0 fuese superior a σ_{03} , se procederá al redimensionamiento de la sección, en general aumentando la altura.

b.- Planta trapezoidal y cargas desiguales.



Se parte de la hipótesis de distribución uniforme de la reacción del suelo, que como dijimos se logra cuando el centro de presiones, coincide con el centro de reacciones.

Al igual que en el caso anterior nos referiremos a estructuras rígidas por lo que las recomendaciones hechas en zapatas combinadas rectangulares son válidas.

Para nuestro análisis se supondrá que $P_1 > P_2$, y que se conoce la

separación "S". Además si se puede determinar libremente la distancia L, conviene fijar la longitud del voladizo en $1/4 S$. Puede resultar que no tenga voladizo en uno o los dos extremos (caso de medianeras). Pero en el caso más general :

$$L = S + 2S_1$$

A continuación se describen los pasos a seguir para el cálculo:

1.- Dimensionamiento de la planta trapezoidal.

Conocido P_1 y P_2 y estimado el peso propio, obtenemos el peso total, sumándola el peso del suelo sobre la fundación:

$$P_t = 1.05 (P_1 + P_2) + P_s$$

La superficie de apoyo será:

$$S = \frac{P_t}{\sigma_t}$$

Conocida la longitud $L = S + 2S_1 = S + \frac{1}{2} S = 1.5S$; o con los voladizos S_1 , que el ordenamiento estructural nos permita, podemos deducir el ancho medio de la base (b_m)

$$b_m = \frac{S}{L}$$

Para determinar b_1 y b_2 , lo haremos mediante el auxilio de las ecuaciones de equilibrio, de fuerzas y momentos, suponiendo siempre que las cargas se distribuyen uniformemente sobre el plano de apoyo.

Se divide la base en 2 triángulos, como los indicados en la figura 9

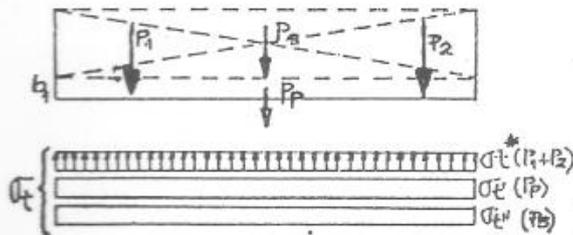


Fig. 10

Tomamos momento respecto a uno de los bordes, por ejemplo b_1 , de todas las fuerzas actuantes. Estas fuerzas actuantes, son las cargas de las columnas y la reacción del suelo. En esta reacción del terreno, no debe tenerse en cuenta el peso propio de la base ni el peso del suelo por encima, ya que estos momentos

se anulan con las cargas correspondientes.

Por lo tanto trabajaremos con una tensión del terreno σ_t^* , que es debida sólo a las cargas exteriores.

$$\sigma_t^* = \frac{(P_1 + P_2)}{S} = \frac{P_t}{S}$$

Las cargas de las columnas se consideran aplicadas en el centro de las mismas y las reacciones del terreno en los centros de gravedad de los 2 triángulos en que dividimos la base (ver figura 9).

$$\frac{b_1 \cdot L}{2} \cdot \sigma_t^* \frac{L}{3} + \frac{b_2 \cdot L}{2} \sigma_t^* \frac{2L}{3} = P_1 S_1 + P_2 (S + S_1)$$

Desarrollando queda:

$$\frac{b_1 L^2 \sigma_t^*}{6} + \frac{2 b_2 L^2 \sigma_t^*}{6} = P_1 S_1 + P_2 S + P_2 S_1$$

$$\frac{L \sigma_t^*}{6} (b_1 + 2 b_2) = S_1 (P_1 + P_2) + P_2 S$$

$$b_1 + 2 b_2 = \frac{S_1 P_t - S P_2 \cdot 6}{L^2 \sigma_t^*} \quad (1)$$

Pero $b_m = \frac{b_1 + b_2}{2}$, por lo tanto $b_1 + b_2 = 2 b_m$, y sumando a ambos miembros

b_2 , queda:

$$b_1 + 2 b_2 = 2 b_m + b_2 \quad (2)$$

reemplazando (2) en (1).

$$2 b_m + b_2 = \frac{S_1 P_t + S P_2 \cdot 6}{L^2 \sigma_t^*}$$

$$b_2 = \frac{S_1 P_t + S P_2 \cdot 6 - 2 b_m}{L^2 \sigma_t^*} \quad (3)$$

Si hacemos $b_2 = \varphi b_m$ $\varphi = \frac{b_2}{b_m}$ (4)

reemplazando en (4) b_2 , por su igual en (3)

$$\varphi = \frac{\left(\frac{S_1 P_1}{L^2 \sigma_t} + \frac{S P_2}{\sigma_t} \right) \cdot 6 - 2 b_m}{b_m} = \left[\frac{\left(\frac{S_1 P_1}{L^2 \sigma_t} + \frac{S P_2}{\sigma_t} \right) \cdot 6}{b_m} \right] - 2 \quad (5)$$

pero $b_m = \frac{S}{L} = \frac{P}{\sigma_t \cdot L}$ (6)

reemplazando el valor de b_m en la (5)

$$\varphi = \left[\frac{\left(\frac{S_1 P_1}{L^2 \sigma_t} + \frac{S P_2}{\sigma_t} \right) \cdot 6}{\frac{P}{\sigma_t \cdot L}} \right] - 2 = \left[\frac{\left(\frac{S_1 P_1}{L P_t} + \frac{S P_2}{P_t} \right) \cdot 6}{L} \right] - 2$$

$$\varphi = \frac{6 S_1}{L} + \frac{6 S P_2}{L P_t} - 2$$

$$\varphi = \left[\frac{6}{L} \left(S_1 + \frac{S P_2}{P_t} \right) \right] - 2$$

Con este valor φ , hallamos $b_2 = \varphi b_m$, y con b_2 calculamos el valor de $b_1 = 2 b_m - b_2$

2.- Cálculo de las losas laterales.

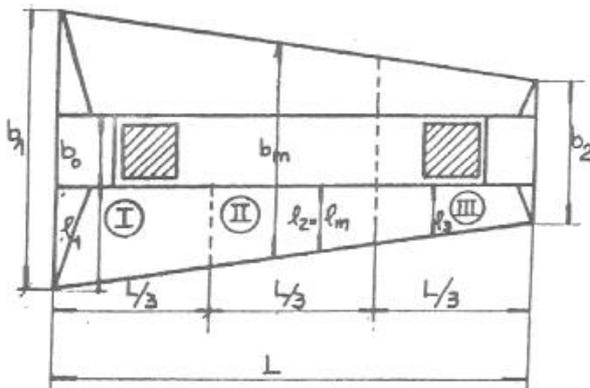


Fig. 11

Estas losas, son elementos empujados en el nervio central y por lo tanto se calculan como voladizos.

Se trata de losas de longitud variable, por lo que, si la calculáramos con la luz mayor (l_1), nos llevaría a un sobredimensionamiento. De calcularla con la luz menor (l_3), nos encontraríamos, con un subdimensionamiento muy peligroso, y por último si la calculáramos con la luz media, tendríamos una zona subdimensionada y otra superdimensionada.

Por lo tanto, a los fines prácticos es conveniente dividirla en 3 o más zonas, de acuerdo a la longitud y variación entre las luces, máxima y mínima.

En general con tres tramos es suficiente, y consideraremos esta posibilidad. Nos quedan entonces 3 zonas (I, II y III) con tres luces distintas, pero por obvias razones constructivas, todas con la misma altura. Es por esto último que la variante en el dimensionado de una zona u otra se produce en la armadura

Los momentos serán:

$$M_1 = \frac{q l_1^2}{2} \quad ; \quad M_2 = \frac{q l_m^2}{2} \quad ; \quad M_3 = \frac{q l_3^2}{2}$$

siendo $q = 100 \times 1 \times \sigma_t^*$

Con el mayor momento (M_1) calculamos la altura útil de la losa

$$h_L = K_o^* \sqrt{\frac{M_1 \times \nu}{100 \times \beta_R}} \quad H_L = h_L + 5 \text{ cm}$$

Se debe comparar con las alturas por rigidez y constructiva, y tomar la mayor. Con esta altura y cada momento calculamos las armaduras correspondientes a cada tramo.

$$I) \quad A_I = \frac{\nu \cdot M_1}{K_z^* h_L \beta_s} \quad II) \quad K_{o2} = \frac{h_L}{\sqrt{\frac{M_2 \cdot \nu}{100 \times \beta_R}}} \rightarrow K_{zII} \quad A_{II} = \frac{M_2 \cdot \nu}{K_{zII} h_L \beta_s}$$

$$III) \quad K_{o3} = \frac{h_L}{\sqrt{\frac{M_3 \cdot \nu}{100 \times \beta_R}}} \rightarrow K_{zIII} \quad A_{III} = \frac{\nu \cdot M_3}{K_{zIII} h_L \beta_s}$$

La distribución de armaduras se hará con las mismas consideraciones que en el caso de zapata rectangular.

La verificación al corte se realizará de acuerdo a lo expuesto en la figura 6.-

3.- Cálculo del nervio central.

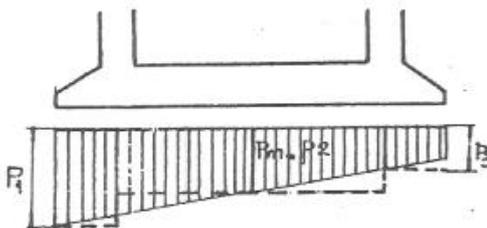


Fig. 12

La única particularidad de este nervio, frente a lo visto a bases rectangulares, es el diagrama de cargas que, por ser el ancho variable, será trapezoidal.

Los valores extremos P_1 y P_2 serán

$$P_1 = b_1 \cdot 1 \text{ cm} \times \sigma_t^*$$

$$P_2 = b_2 \cdot 1 \text{ cm} \times \sigma_t^*$$

Con esta carga trapezoidal, sobre el nervio, el diagrama de momentos será una parábola cúbica y el de esfuerzos de corte una parábola de 2º grado, lo cual complica innecesariamente los cálculos. A los fines de simplificar, y considerando que no se introduce un error apreciable, se adopta un diagrama de carga uniforme en cada tramo de la viga (voladizos y tramo con

tral) siendo sus ordenadas:

en el voladizo izq.: P_1
 " " tramo central: P_m
 " " voladizo der.: P_3

Con estas cargas podemos calcular, los momentos flectores y los esfuerzos de corte. Lo que nos servirá para la distribución de armaduras. El momento máximo en el tramo central, se calculará analíticamente, en el punto donde el corte es igual a cero.

El dimensionamiento, armaduras y verificaciones se hacen, de la misma forma que en bases rectangulares.

c.- Acción conjunta de cargas verticales y momentos.

Si se tuviese la acción combinada de cargas verticales y momentos de vuelco, se podrá suponer una distribución uniforme o lineal de tensiones del terreno, siempre que la rigidez de la base sea lo suficientemente grande.

En esa condición la variación de tensiones se expresa como:

$$\sigma = \frac{\sum N}{\Omega} + \frac{\sum M}{W}$$

Siendo " Ω " la sección de la base y " W ", el momento resistente $(\frac{I}{y})$

de la sección de la base.

Al igual que en el caso de cargas verticales, es conveniente que el baricentro de la base, coincida con la resultante de las cargas. Por lo que se plantea la ecuación de momentos respecto a un punto, en nuestro caso la carga P_2 (ver figura), para hallar el punto de paso de la resultante (P)

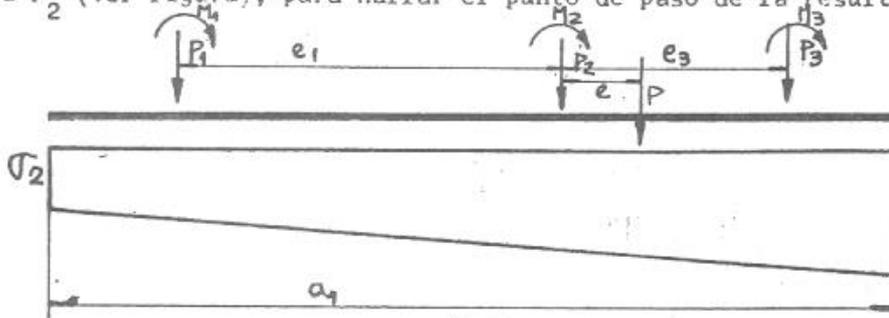


Fig. 13

$$P = P_1 + P_2 + P_3 + P_p + P_s$$

P_p = peso propio de la base.

P_s = peso del suelo sobre la base.

$$e = \frac{N_3 \cdot e_3 - N_1 \cdot e_1 + M_1 + M_2 + M_3}{P}$$

luego las tensiones del terreno serán:

$$\begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{matrix} = \frac{P}{a_1 \cdot a_2} \left(1 \pm \frac{6e}{a_1} \right) \quad a_1 \text{ y } a_2: \text{ dimensiones de la base.}$$

siendo:

$$\sigma_1 \leq \sigma_{\text{adm.}}$$

Si los momentos de vuelco no son producidos por cargas permanentes, por ejemplo si M_1 , M_2 , M_3 son debidos a la acción del viento, o sismo, es más beneficioso para el terreno que la base esté centrada respecto de la resultante debida unicamente a cargas verticales permanentes y sobrecargas accidentales, sin considerar el viento o sismo.

Las sollicitaciones en las losas, se hallan de la misma forma que para bases combinadas sin momentos flectores.

Es importante señalar que para el cálculo de la viga no deben obtenerse las sollicitaciones, resolviendo una viga continua apoyada en las columnas, ya que en este caso se conocen de antemano las reacciones de apoyo, calculándose por lo tanto "M" y "Q" suponiendo la viga cargada con un diagrama $q_i = \frac{P_i}{a_2}$, y con las cargas de las columnas como reacción.

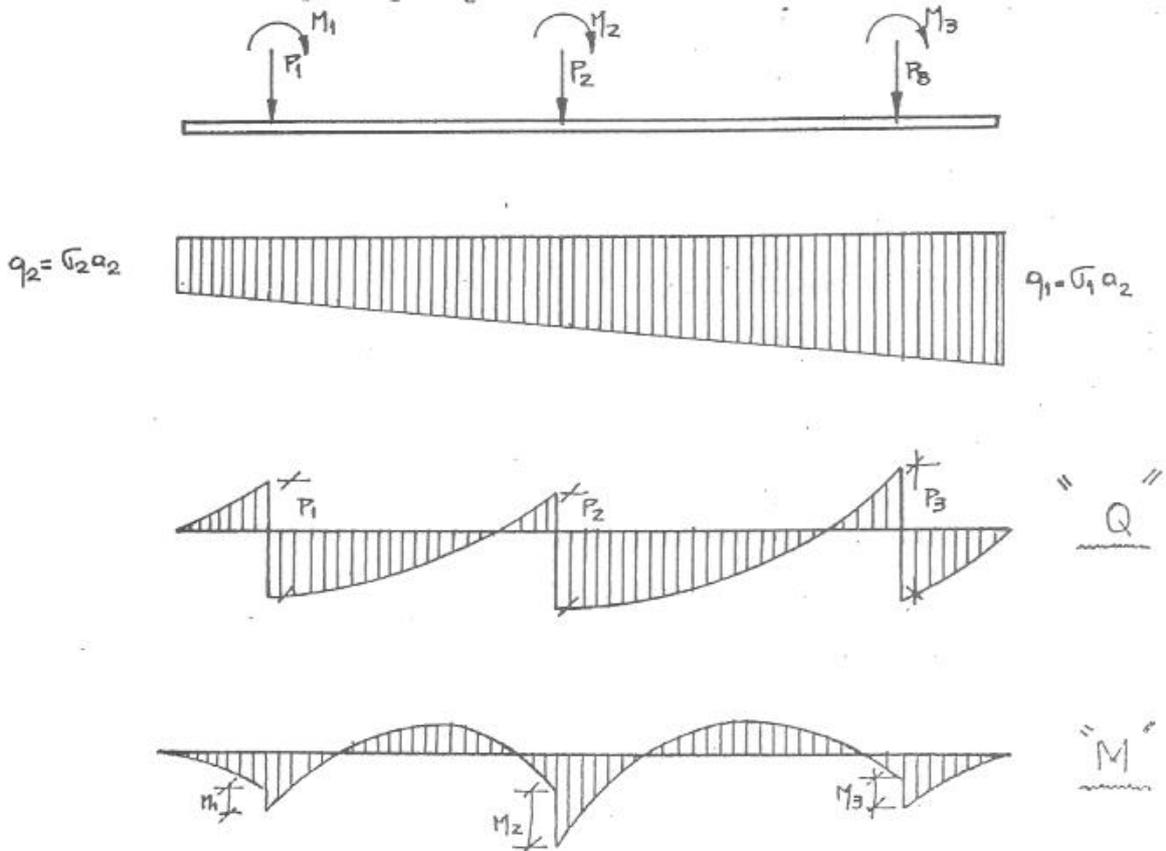


Fig. 14

Para evitar el trabajo con parábolas de tercer grado se puede operar de igual manera que lo visto para nervio de bases trapeziales.

d.- Bases vinculadas flexibles:

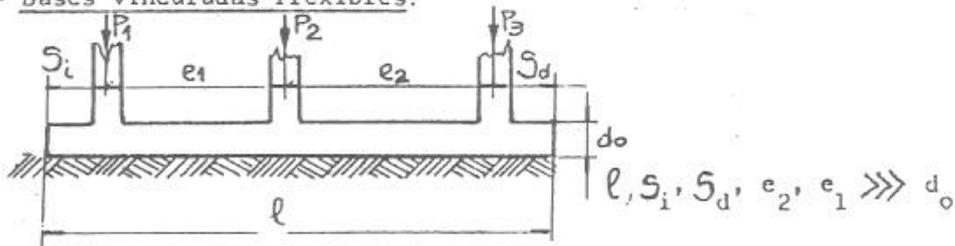


Fig. 15

En los puntos desarrollados precedentemente, se analizó la vinculación de columnas mediante una estructura rígida.

En ciertos casos debido a la gran separación entre columnas, una estructura muy rígida resulta onerosa, es por ello que se realizan bases que no cumplen con las alturas mínimas que garantizan dicha rigidez, o no poseen viga central.

Debido a estas cuestiones, la distribución de cargas en el terreno no es uniforme, ni lineal, produciéndose, por lo tanto, asentamientos diferenciales.

El cálculo de este tipo de bases se realiza con la idealización del suelo como material elástico, y con las mismas hipótesis que para el análisis de plateas.

TRABAJO PRACTICO N° 3.-
=====

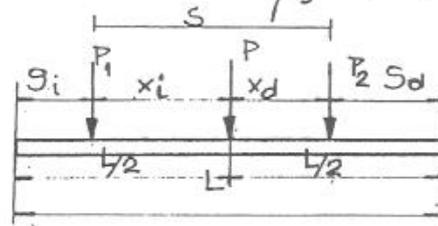
Ejemplo 1°: Calcular una base común para 2 columnas con cargas desiguales.
Forma rectangular.

Datos:

$b_o = 0.35$ m (columna cuadrada)
 $P_1 = 800$ kN
 $P_2 = 920$ kN
 $\sigma_t^2 = 200$ kPa (arena fina compacta)
 $S = 3,50$ m

Datos Generales:

Hormigón H-13 - $\beta_r = 10.5$ MPa
 Acero AB - 420 - $\beta_s = 420$ MPa



a.- Carga total.

$$P_t = 1.07 (800 + 920) \text{ kN} = 1840,4 \text{ kN}$$

b.- Superficie de Apoyo.

$$S = \frac{P_t}{\sigma_t} = \frac{1840 \text{ kN}}{200 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 9,2 \text{ m}^2$$

c.- Dimensiones Geométricas de la base.

c.1.- Ubicación de la resultante con respecto a la fuerza P_1 .

$$X_i = \frac{P_2 \cdot S}{(P_1 + P_2)} = \frac{920 \times 3,50}{1720} = 1,87 \text{ m (adopto 1,90 m)}$$

Fijamos el voladizo derecho (mayor)

$$S_d \cong 1/4 S = 1/4 \times 3,50 \text{ m} = 0,875 \text{ m (adoptamos 0,90 m)}$$

$$L/2 = S_d + X_d = 0,90 + (3,50 - 1,90) = 2,50 \text{ m}$$

$$L = 2 \times 2,50 \text{ m} = 5,00 \text{ m}$$

$$S_i = L - (S + S_d) = 5,00 - (3,5 + 0,9) = 0,6 \text{ m}$$

El otro lado de la base rectangular:

$$l = \frac{S}{L} = \frac{9,2 \text{ m}^2}{5,00 \text{ m}} = 1,84 \text{ m, (adoptamos 1,85)}$$

$$S = 5,00 \times 1,85 = 9,25 \text{ m}^2$$

$$L = 5,00 \text{ m} < 3 l = 3 \times 1,85 = 5,55 \text{ m}$$

Asignamos al nervio un ancho $b = b_0 + 5 \text{ cm} = 0.35 + 0.05 = 0.40 \text{ m}$

Luces de las losas laterales.

$$l' = \frac{l - b}{2} = \frac{1.85 - 0.40}{2} = 0.725 \text{ m}$$

d.- Cálculo de las losas laterales.

d.1.- Momento flector en el paramento de la viga.

$$M_L = \frac{q \cdot l'^2}{2}$$

$$q = 1.00 \text{ m} \times 1 \times \sigma_t^* \quad \sigma_t^* = \frac{(P_1 + P_2)}{S} = \frac{1720 \text{ kN}}{9.25 \text{ m}^2} = 186 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$M_L = \frac{186 \times 0.725^2}{2} = 48.88 \text{ kNm} \quad (488.800 \text{ kg cm})$$

d.2.- Altura de las losas.

$$d_0 \gg \frac{l'}{2} = \frac{0.725}{2} = 0.367 \text{ m}$$

$$d_0 \leq (0.15 \text{ m} + l' \cdot \text{tg } 40^\circ) = 0.15 + 0.725 \times 0.83 = 0.75 \text{ m}$$

$$\text{fijamos } d_0 = 0.40 \text{ m} \quad h = d_0 - 0.07 \text{ m} = 0.33 \text{ m}$$

$$d = 0.15 \text{ m}$$

d.3.- Armaduras de la losa.

$$K_o = \frac{h}{\sqrt{\frac{J \cdot M}{b \cdot \beta_R}}} = \frac{0.33}{\sqrt{\frac{1.75 \times 48.88 \text{ kNm}}{1.00 \text{ m} \times 10.5 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \cdot 1000 \frac{\text{kN}}{\text{MN}}}}} = 3.66$$

$$K_o = 3.66 \quad \rightarrow \quad K_z = 0.937$$

$$A_L = \frac{J \cdot M}{K_z \cdot h \cdot \beta_s} = \frac{1.75 \times 48.88 \text{ kNm} \times 10000 \text{ cm}^2/\text{m}}{0.937 \times 0.33 \text{ m} \times 420 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \times 1000 \frac{\text{kN}}{\text{MN}}} = 6.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptamos $9 \text{ } \phi 10 \text{ c/m}$ (7.07 cm^2) $\rightarrow 1 \text{ } \phi 10 \text{ c}/12.5 \text{ cm}$.

Transversalmente, en las losas colocaremos una armadura de distribución de $1 \text{ } \phi 8 \text{ c}/30 \text{ cm}$.

d.4.- Verificación al corte en el paramento de la viga. *

$$Q_L = q l' = 186 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 1 \text{ m} \times 0.725 \text{ m} = 134.85 \text{ kN} \quad (13.4 \text{ tn})$$

* La verificación se hace como en el T.P. N° 1, porque la rigidez que tendrá el nervio ($H = 80 \text{ cm}$) lo hace válido.-

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d_o - d}{l'} = \frac{0.40 - 0.15}{0.725} = 0.344$$

$$Q_R = Q_L - \frac{M_t}{h} \operatorname{tg} \alpha = 134.85 - \frac{48.88}{0.33} \cdot 0.344 = 83.77 \text{ kN (8.3 tn)}$$

$$\sigma_R = \frac{Q_R}{1 \times k_2 \times h} = \frac{83.77}{1 \times 0.94 \times 0.33} = \frac{270 \text{ kN}}{\text{m}^2} \quad (2.7 \text{ kg/cm}^2)$$

$$k_2 = \left(\frac{0.12}{h(\text{m})} + 0.6 \right) = \left(\frac{0.12}{0.33} + 0.6 \right) = 0.963 \quad 1 > 0.963 > 0.7$$

$$\sigma_{011} \times k_2 = 350 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 0.963 = 337 \text{ kN/m}^2 > \sigma_r = 270 \text{ kPa} \quad \text{verifica.}$$

e.- Cálculo del nervio.

Conocidas las dimensiones de la base, podemos calcular la carga uniforme que actúa sobre el nervio.

$$p = 1 \times l \times \sigma_t^* = 186 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 1.85 \text{ m} = 344.10 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (34.4 \text{ tn/m})$$

e.1.- Cálculo de los momentos flectores.

$$M_i = \frac{p \cdot S_i^2}{2} = \frac{344.1 \times 0.6^2}{2} = 61.60 \text{ kN m (6.16 tn m)}$$

$$M_d = \frac{p \cdot S_d^2}{2} = \frac{344.1 \times 0.9^2}{2} = 139.36 \text{ kNm (13.9 tn m)}$$

Para calcular el máximo momento de tramo, encontraremos el punto de esfuerzo de corte nulo, desde la columna izquierda.

$$0 = p \cdot S_i + p \cdot x - P_1 \quad x = \frac{P_1 - p S_i}{p} = \frac{P_1}{p} - S_i$$

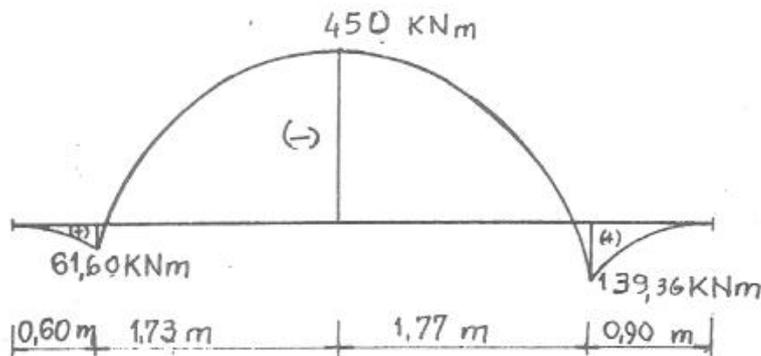
$$x = \frac{800}{344.1} - 0.6 = 1.73 \text{ m}$$

El momento máximo será:

$$M_{\text{máx}} = \frac{p (S_i + x)^2}{2} - P_1 \cdot x = \frac{344.1 (0.6 + 1.73)^2}{2} - 800 \times 1.73 =$$

$$= 934 - 1384 = -450 \text{ kNm (45.0 tn m)}$$

Diagrama de momentos:



e.2.- Cálculo de los esfuerzos de corte.

A la izquierda de P_1 :

$$Q_i = p \cdot S_i = 344.7 \times 0.6 = 206,46 \text{ KN}$$

A la derecha del P_1 :

$$Q_i' = p \cdot S_i - P_1 = 206,46 - 800 = -593,54 \text{ KN}$$

A la izquierda de P_2 :

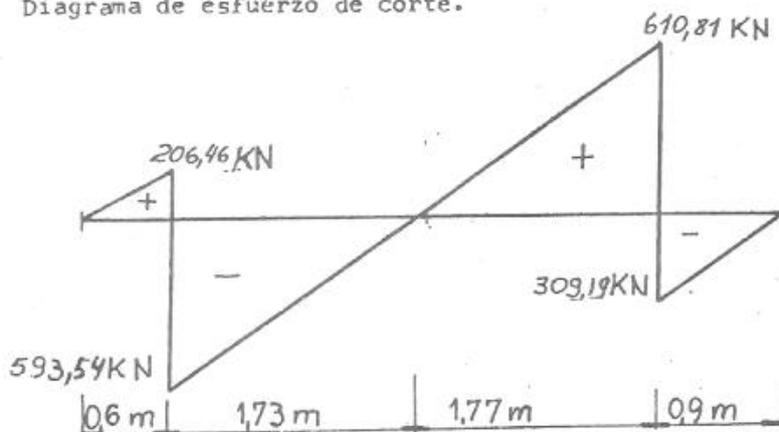
$$Q_d = p(S_i + S) - P_1 = 344.7(0.6 + 3.5) - 800 = 610,81 \text{ KN}$$

A la derecha de P_2 :

$$Q_d' = Q_d - P_2 = 610,81 - 920 = -309,19$$

El punto de esfuerzo de corte nulo está a 1.73 m de la columna izquierda.

Diagrama de esfuerzo de corte.



e.3.- Dimensionamiento del nervio:

Por razones de rigidez tomamos la altura como:

$$H = \frac{S}{5} = \frac{3.50}{5} = 0.70 \text{ m} \quad h = 0.70 - 0.05 = 0.65 \text{ m}$$

Por dimensionado; calculamos la altura crítica con el mayor momento, para no utilizar doble armadura.

$$h = k_o^* \sqrt{\frac{\gamma M}{b_o \beta_R}} = 1.719 \sqrt{\frac{1.75 \times 450 \times 10000}{0.40 \times 10.5 \times 1000}} = 75 \text{ cm}$$

Por lo que adoptamos:

$$H = 0.80 \text{ m} : h = 0.75 \text{ m} , b = 0.40 \text{ m}$$

e.3.1.- Cálculo de Armaduras: $A = \frac{\gamma M}{k_z h \beta_s}$

En el voladizo izquierdo;

$$k_{ri} = \frac{\gamma M_i}{b \times h^2 \times \beta_R} = \frac{1.75 \times 61.60 \times \text{kN m}}{0.40 \text{ m} \times 0.75^2 \text{ m}^2 \times 10.5 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \times 1000 \frac{\text{kN}}{\text{MN}}} = 0.045$$

$$k_{ri} = 0.045 \longrightarrow k_z = 0.956$$

$$A_i = \frac{1.75 \times 61.60 \times 10}{0.956 \times 0.75 \times 420} = 3.58 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2 \text{ } \phi \text{ } 20$$

En el voladizo derecho:

$$k_{rd} = \frac{\gamma M_d}{b \times h^2 \times \beta_R} = 0.045 \times \frac{139.36}{61.60} = 0.10$$

$$k_{rd} = 0.10 \longrightarrow k_z = 0.925$$

$$A_d = \frac{1.75 \times 139.36 \times 10}{0.925 \times 0.75 \times 420} = 8.36 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3 \text{ } \phi \text{ } 20$$

En el tramo central

$$k_r^* = 0.338 \longrightarrow k_z^* = 0.776$$

$$A_c = \frac{1.75 \times 450 \times 10}{0.776 \times 0.75 \times 420} = 32.2 \text{ cm}^2 \longrightarrow 10 \text{ } \phi \text{ } 20$$

Como la capacidad máxima de barras en una sola capa para este ancho de viga y este diámetro es de 9 barras colocaremos dos capas una de 8 hierros, y otra de 2 hierros.

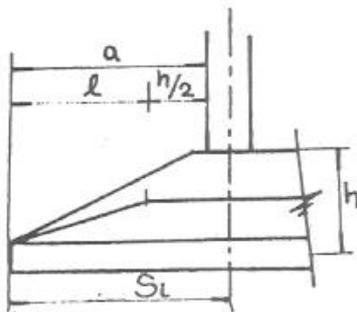
Vemos la gran variación de armaduras entre el tramo y los apoyos, eso se podría corregir aumentando un poco la longitud de los voladizos, de tal modo que se equilibren con el tramo. Pero lo mejor sería aumentar la altura, con lo que ganaríamos, en rigidez, mayor sección para el corte, y menores armaduras.

En general esta altura es libre de elegirse, pero a los fines del práctico continuaremos, suponiendo que por razones arquitectónicas esta altura no se puede cambiar.

e.3.2.- Verificación al corte:

Verificaremos, secciones ubicadas a una distancia $h/2$ de cada columna. Supondremos que se levantan 3 \emptyset 20 en cada apoyo y que tenemos estribos \emptyset 8 de 2 ramas.

Voladizo izquierdo.



$$a = S_i - \frac{b}{2} = 0.60 - \frac{0.35}{2} = 0.42 \text{ m}$$

$$\text{la relación } \frac{a}{z} = \frac{0.42}{0.85 \times 0.75} = 0.65, \text{ nos co-}$$

locaría en el caso de una ménsula corta.* La armadura de tracción ya está cubierta por el cálculo a flexión, y sólo restaría verificar el hormigón comprimido (De acuerdo a norma CIRSOC 201 - Ver H°A° I).

$$b_{nec} \geq \frac{11 \times D}{h \cdot \beta_R}$$

$$* \frac{a}{z} \leq 1.$$

$$D = \frac{P \cdot a^2}{2 X}$$

$$X = \frac{0.85 \times h \times a}{\sqrt{0.72 \times h^2 + a^2}}$$

Por lo tanto:

$$X = \frac{0.85 \times 0.75 \times 0.42}{\sqrt{0.72 \times 0.75^2 + 0.42^2}} = 0.35 \text{ m}$$

$$D = \frac{P \cdot a^2}{2 X} = \frac{344.1 \times 0.42^2}{2 \times 0.35} = 86.71 \text{ kN}$$

$$b_{nec} = \frac{11 \times 86.71}{0.75 \times 10.5 \times 1000} = 0.12 \text{ m}$$

$$b > b_{nec} \quad ; \quad 0.40 \text{ m} > 0.12 \text{ m} \quad \text{Verifica}$$

Si la long. del voladizo, hubiese sido mayor, se debería haber verificado al corte, como la haremos en el voladizo derecho.

Voladizo derecho.

$$a = S_d - \frac{b}{2} = 0.90 - \frac{0.35}{2} = 0.725 \text{ m}$$

$$z = 0.85 \times 0.75 = 0.64$$

No es ménsula corta.

$$\frac{a}{z} = \frac{0.725}{0.64} = 1.13$$

Calcularemos el corte a $h/2$ del borde de la columna.

$$Q_1 = p \cdot l \quad l = a - \frac{h}{2} = 0.725 - \frac{0.75}{2} = 0.35 \text{ m}$$

$$Q_1 = 344.1 \times 0.35 = 120.4 \text{ kN} \quad (12.0 \text{ tn})$$

$$Q_R = Q_1 - \frac{M'}{h'} \quad \text{tg } \alpha = \frac{H - d}{a} = \frac{0.80 - 0.15}{0.725} = 0.89$$

$$M' = \frac{p \cdot l^2}{2} = \frac{344.1 \times 0.35^2}{2} = 21.0 \text{ kN m} \quad ; \rightarrow k_r = 0.015 \Rightarrow k_z = 0.973..$$

$$H = \text{tg } \alpha \cdot l + d = 0.89 \times 0.35 + 0.15 = 0.46 \text{ m}$$

$$h' = H - 0.05 \text{ m} = 0.46 - 0.05 = 0.41 \text{ m}$$

$$Q_R = 120.4 - \frac{21.0}{0.41} \times 0.89 = 74.8 \text{ kN} \quad (7.5 \text{ tn})$$

$$\tau_R = \frac{Q_R}{b \cdot z} = \frac{74.8}{0.40 \times 0.973 \times 0.75} = 256.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ no hacen falta armaduras de corte.}$$

Tramo central.

Apoyo izquierdo:

$$Q_{h/2} = Q_1' - p \cdot \frac{h}{2} = 595 \text{ kN} - 344.1 \cdot \frac{0.75}{2} = 466 \text{ kN}$$

$$\tau_o = \frac{Q_{h/2}}{b \cdot z} = \frac{466}{0.40 \times 0.956 \times 0.75} = 1625 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\tau_{o12} < \tau_o = 1625 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} > \tau_{o2} = 1200 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \rightarrow \eta = 1$$

la fuerza de corte ΔH es:

$$\Delta H = \tau_o \times b \times \Delta l = 1625 \times 0.40 \times 0.75 = 488 \text{ kN}$$

tenemos 3 barras $\phi 20$ ($0.42 \text{ cm}^2 = \Lambda$)

La fuerza que absorben las barras dobladas es:

$$\Delta H_d = \frac{\Lambda \times \beta_s \times \sqrt{2}}{\nu} = \frac{9.42 \times 420 \times 1000 \times \sqrt{2}}{1.75 \times 10000} = 318.9 \text{ kN} \quad (31.9 \text{ tn})$$

La fuerza que deben absorber los estribos será:

$$\Delta H_{\text{est}} = 488 - 318.9 = 169.5 \text{ kN}$$

70

$$A_{est} = \frac{\Delta H_{est} \times v}{\beta_s} = \frac{169.5 \times 1.75 \times 10000}{420 \times 1000} = 7.06 \text{ cm}^2$$

Con estribos $\phi = 8$ mm c/ 7.5 cm de 2 ramas, la sección es 1 cm^2 c/es tribo, tenemos 10 cm^2 en un tramo $\Delta l = h$. Con lo que tendríamos cubierto este esfuerzo.

Apoyo derecho:

$$Q_{h/2} = Q_d - p \cdot \frac{h}{2} = 603 - 344.1 \times \frac{0.75}{2} = 474 \text{ kN}$$

$$\tau_o = \frac{Q_{h/2}}{b \cdot \gamma} = \frac{474}{0.40 \times 0.925 \times 0.75} = 1708 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\tau_{o12} < \tau_o = 1708 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} > \tau_{o2} = 1200 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \rightarrow \eta = 1$$

la fuerza de corte H es:

$$\Delta H = \tau_o \times b \times \Delta l = 1708 \times 0.40 \times 0.75 = 513 \text{ kN (Si.B.in)}$$

Tenemos 3 barras $\phi 20$

$$\Delta H_{bd} = \frac{\Lambda \times \beta_s \times \sqrt{2}}{v} = \frac{9.42 \times 420 \times \sqrt{2}}{1.75 \times 10} = 318.9 \text{ kN}$$

$$\Delta H_{est} = 513 - 318.9 = 194.1 \text{ kN}$$

$$A_{est} = \frac{194.1 \times 1.75 \times 10}{420} = 8.1 \text{ cm}^2$$

Con est. $\phi 8$ de 2 ramas c/7.5 cm estamos cubierto, por lo que armamos toda la viga con est. $\phi 8$ c/7.5 cm.

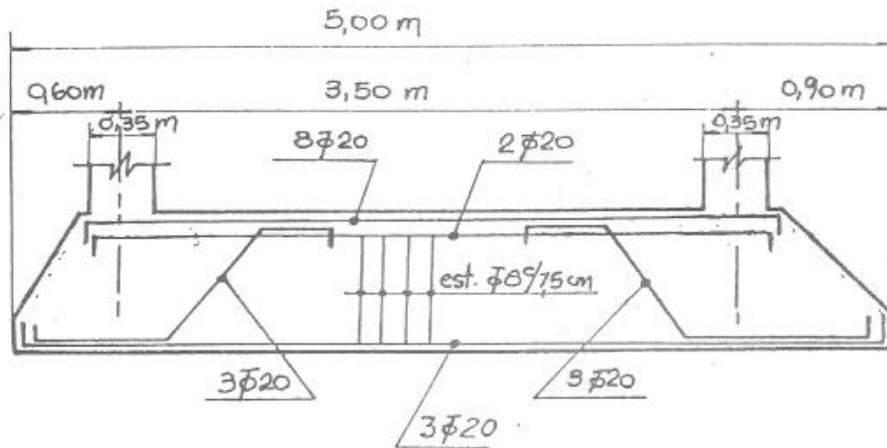
Para saber si podemos doblar las barras, calculamos el momento flector decalado, ya la armadura en esa zona, ubicada a $h + v = h + (0.75 h) = 1.75 h$.

Verificamos el apoyo izquierdo que es el más desfavorable en este caso:

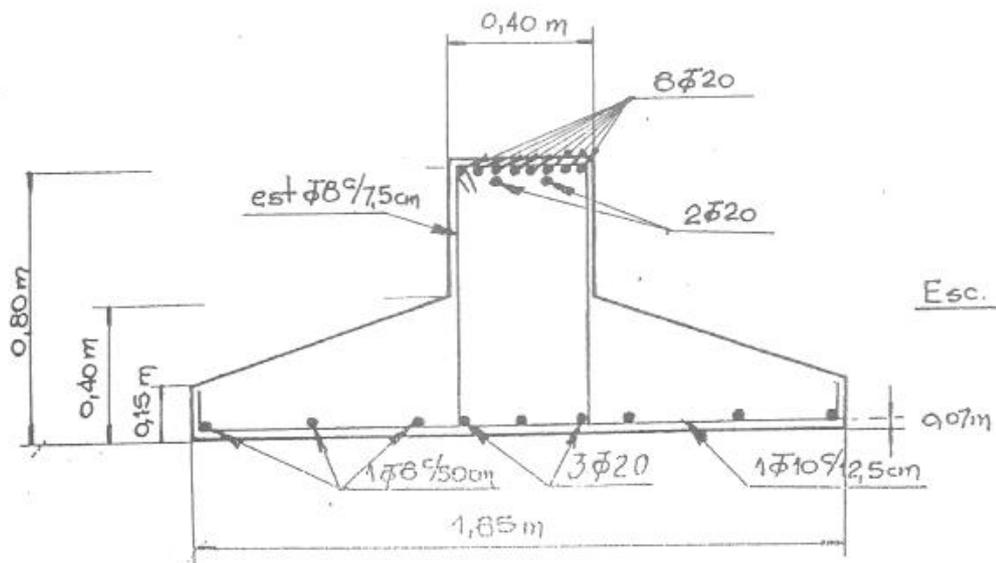
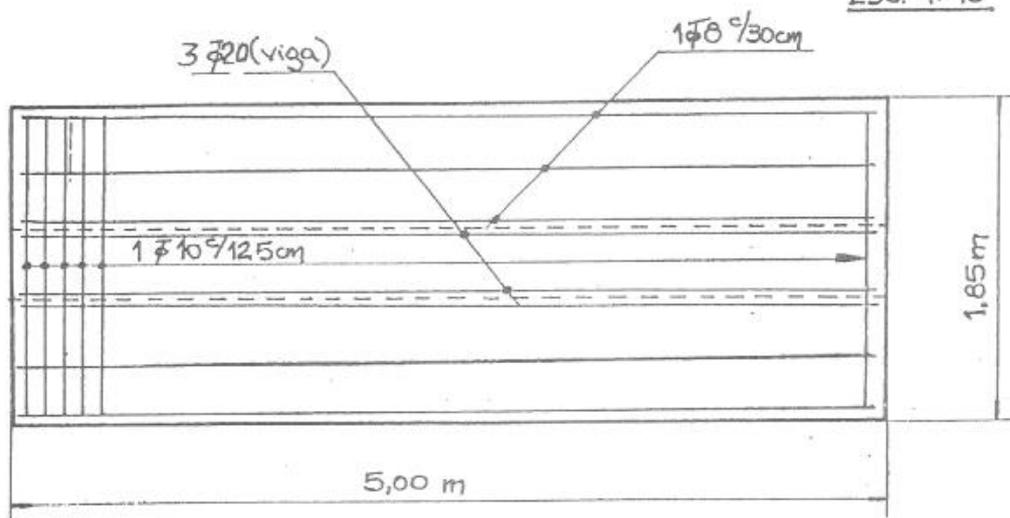
$$\begin{aligned} M_{dec} &= P_1 \times 1.75 \times h - p \frac{(S_i + 1.75 h)^2}{2} = \\ &= 800 \times 1.75 \times 0.75 - 344.1 \frac{(0.6 + 1.75 \times 0.75)^2}{2} = \\ &= 420.70 \text{ kN m} \rightarrow 27 \text{ cm}^2 \quad (9 \phi 20) \end{aligned}$$

Por lo que no podemos bajar barras. Tampoco se pueden levantar las barras inferiores porque se descubriría el diagrama de momentos. De tal modo las barras dobladas deberán ser adicionales 3 $\phi 20$.

71



Esc. 1:40



Esc. 1:20

NOTA:

Una solución más económica y técnicamente aceptable, hubiera sido a largar los voladizos y aumentar la altura de la viga central.

Ejemplo 2: Calcular una base trapezoidal para 2 columnas desigualmente carga das., utilizando los mismos datos que el Ejemplo 1.-

a.- Carga total:

$$P_t = 1.07 (800 + 920) \text{ kN} = 1840 \text{ kN}$$

b.- Dimensiones geométricas de la base.

$$S = \frac{1840 \text{ kN}}{200 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 9.2 \text{ m}^2$$

fijamos $S_1 = 105 \text{ cm}$

$$L = S + 2S_1 = 3.50 \text{ m} + 2 \times 1.05 = 5.6 \text{ m}$$

$$b_m = \frac{9.2 \text{ m}^2}{5.6 \text{ m}} = 1.64 \text{ m}$$

$$\varphi = \left[\frac{6}{5.6} \left(1.05 + \frac{3.5 \times 920}{1720} \right) \right] - 2 = 1.13$$

$$b_2 = \varphi \cdot b_m = 1.13 \cdot 1.64 = 1.85 \text{ m}$$

$$b_1 = 2 b_m - b_2 = 2 \times 1.64 - 1.85 = 1.43 \text{ m} \quad \text{adopto} = 1.45 \text{ m}$$

la superficie real será:

$$S^* = \frac{(b_1 + b_2)}{2} \times L = \frac{(1.45 + 1.85)}{2} \times 5.6 = 9.24 \text{ m}^2$$

la tensión de cálculo será:

$$\sigma_t^* = \frac{1720}{9.24} = 186 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * < \sigma_{adm} \quad (\text{verifica}) \quad * 1.06 \text{ kg/cm}^2$$

c.- Dimensionado de las losas laterales.

El ancho de la viga será $b_0 = 40 \text{ cm}$

Dividimos la losa en tres tramos de igual longitud (I, II, III) y las

luzes de cálculo serán:

$$\begin{aligned} \text{I)} \quad l_1 &= \frac{b_1 - b_0}{2} = \frac{1.45 - 0.40}{2} = 0.52 \text{ m} \\ \text{II)} \quad l_2 &= \frac{b_m - b_0}{2} = \frac{1.64 - 0.40}{2} = 0.62 \text{ m} \\ \text{III)} \quad l_3 &= \frac{b_2 - b_0}{2} = \frac{1.85 - 0.40}{2} = 0.72 \text{ m} \end{aligned}$$

c.1.- Cálculo de momentos flectores por tramo.

$$q = \sigma_t^* \times l_m = 186 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{tramo I:} \quad M_1 = \frac{q l_1^2}{2} = \frac{186 \times 0.52^2}{2} = 25.1 \text{ kN m (251.000 Kgcm)}$$

$$\text{II:} \quad M_2 = \frac{q l_2^2}{2} = \frac{186 \times 0.62^2}{2} = 35.7 \text{ kN m (357.000 Kgcm)}$$

$$\text{III:} \quad M_3 = \frac{q l_3^2}{2} = \frac{186 \times 0.72^2}{2} = 48.2 \text{ kN m (482.000 Kgcm)}$$

c.2.- Determinación de las alturas.

$$\text{Fijamos } d_0 = 45 \text{ cm} ; \quad h = 40 \text{ cm}$$

esta altura la elegimos por condiciones de rigidez, y construcción, (ver ejemplo N° 1).

c.3.- Cálculo de Armaduras.

$$A = \frac{\sigma M}{K_z h \beta_s}$$

tramo III:

$$K_o = \frac{h}{\sqrt{\frac{\sigma \times M}{b \times \beta_R}}} = \frac{0.40}{\sqrt{\frac{1.75 \times 48.2}{1.00 \times 10.5 \times 1000}}} = 4.45$$

$$K_o = 4.45 \longrightarrow K_z = 0.95$$

$$A_3 = \frac{1.75 \times 48.2 \times 10}{0.95 \times 0.4 \times 420} = 5.32 \text{ cm}^2 \longrightarrow (7 \phi 10) \quad 1 \phi 10 \text{ c/ 26 cm}$$

tramo II:

$$K_o = \frac{0.40}{\sqrt{\frac{1.75 \times 35.7}{1 \times 10.5 \times 1000}}} = 5.17$$

$$K_o = 5.12 \longrightarrow K_z = 0.955$$

$$A_2 = \frac{1.75 \times 35.7 \times 10}{0.955 \times 0.4 \times 420} = 3.92 \text{ cm}^2 (5 \phi 10) \quad 1 \phi 10 \text{ c/31 cm}$$

tramo I:

$$K_o = \frac{0.40}{\sqrt{\frac{1.75 \times 25.1}{1 \times 10.5 \times 1000}}} = 6.15$$

$$K_o = 6.15 \longrightarrow K_z = 0.965$$

$$A_1 = \frac{1.75 \times 25.1 \times 10}{0.955 \times 0.4 \times 420} = 2.75 \text{ cm}^2 \rightarrow (4 \text{ } \phi 10) \text{ 1 } \phi 10 \text{ c/37 cm}$$

En toda la zapata pondremos $1 \phi 10 \text{ c/20}$; mínimo.-

c.4.- Verificación al corte. (Verificamos sólo el tramo III)

Se hace como en el T.P. N° 1, puesto que el nervio central será muy rígido.-

$$Q_L = q \cdot l_3 = 187 \times 0.72 \text{ m} = 135 \text{ kN} \quad (13.4 \text{ tn})$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{d_o - d}{l_3} = \frac{0.45 - 0.15}{0.72} = 0.42$$

$$Q_R = Q_L - \frac{M}{h} \text{tg } \alpha = 135 - \frac{48.2}{0.40} \times 0.42 = 84.4 \text{ kN} \quad (8.4 \text{ tn})$$

$$\sigma_R = \frac{Q_R}{b \times z} = \frac{84.4}{1.00 \times 0.95 \times 0.40} = 221 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (2.2 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$K_2 = 0.96 \quad ; \quad \sigma_{011} \times K_2 = 336 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (3.3 \text{ Kg/cm}^2)$$

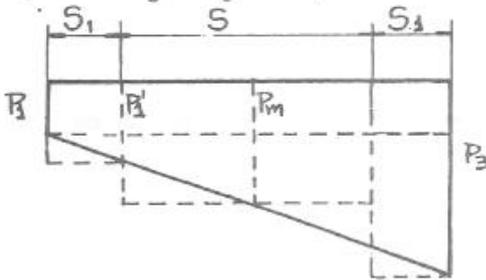
$$221 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 336 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{verifica}).$$

d.- Dimensionado del nervio central.

d.1.- Diagrama de cargas.

$$P_1 = b_1 \times \sigma_t^* = 186 \times 1.45 = 270 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_3 = b_3 \times \sigma_t^* = 186 \times 1.85 = 344 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



$$\frac{P_1' - P_1}{S_1} = \frac{P_3 - P_1}{L}$$

$$P_1' = \left(\frac{P_3 - P_1}{L}\right) S_1 + P_1 = 282 \text{ kN}$$

$$P_m = \frac{344 + 270}{2} = 307 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (30.7 \frac{\text{tn}}{\text{m}})$$

d.2.- Determinación de los Momentos flectores.

Voladizo izquierdo.

$$M_i = \frac{P_l \cdot S_l^2}{2} = \frac{232 \times 1.05^2}{2} = 155.4 \text{ kNm} \quad (1554000 \text{ Kgcm})$$

Voladizo derecho;

$$M_d = \frac{P_d \cdot S_d^2}{2} = \frac{344 \times 1.05^2}{2} = 190.0 \text{ kNm} \quad (1900000 \text{ Kgcm})$$

Para calcular el momento flector máximo en el tramo encontraremos el punto de esfuerzo de corte nulo, desde la columna izquierda

$$0 = P_l S_l + P_m X - P_1$$

$$X = \frac{P_1 - P_l S_l}{P_m} = \frac{800 - 270 \times 1.05}{307} = 1.69 \text{ m}$$

el momento máximo valdrá:

$$M_{\text{máx}} = P_l S_l \left(\frac{S_l}{2} + X \right) + \frac{P_m X^2}{2} - P_1 \cdot X$$

$$M_{\text{máx}} = 270 \times 1.05 \left(\frac{1.05}{2} + 1.69 \right) + \frac{307 \cdot 1.69^2}{2} - 800 \times 1.69 =$$

$$M_{\text{máx}} = -285.6 \text{ kNm} \quad (2.856.000 \text{ Kgcm})$$

d.3.- Determinación de la altura.

Fijamos una altura de 1.30 m, que es superior a la de rigidez, y a la debida a flexión.

$$H = 1.30 \text{ m} \quad \text{y} \quad h = 1.25 \text{ m}$$

d.4.- Armaduras:

Voladizo izquierdo:

$$K_o = \frac{1.25}{\sqrt{\frac{1.75 \times 155.4}{0.40 \times 10.5 \times 1000}}} = 4.9 \quad \longrightarrow \quad K_z = 0.957$$

$$A_i = \frac{M}{K_z \cdot h \cdot \beta_s} = \frac{1.75 \times 155.4 \times 10}{0.957 \times 1.25 \times 420} = 5.41 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad 4 \phi 14$$

Voladizo derecho:

$$K_o = \frac{1.25}{\sqrt{\frac{1.75 \times 190.0}{0.40 \times 10.5 \times 1000}}} = 4.4 \quad \longrightarrow \quad K_z = 0.95$$

76

$$A_d = \frac{\sqrt{M}}{k_z h \beta_s} = \frac{1.75 \times 190.0 \times 10}{0.95 \times 1.25 \times 420} = 6.7 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 14$$

tramo central:

$$k_o = \frac{1.25}{\sqrt{\frac{1.75 \times 285.6}{0.4 \times 10.5 \times 1000}}} = 3.62 \rightarrow k_z = 0.935$$

$$A_t = \frac{1.75 \times 285.6 \times 10}{0.935 \times 1.25 \times 420} = 10.2 \text{ cm}^2 \rightarrow 7 \phi 14$$

d.5.- Verificación al corte.

Los voladizos, por la relación entre largo y altura, se verifican como ménsulas cortas. Verificaremos sólo el más cargado, o sea el derecho.

$$a = S_1 - \frac{b}{2} = 1.05 - \frac{0.35}{2} = 0.875$$

$$z = 0.85 \times 1.25 = 1.06 \text{ m} ; \frac{a}{z} = \frac{0.875}{1.06} < 1 \Rightarrow \text{trabaja como mensula corta...}$$

$$x = \frac{0.85 \times 1.25 \times 0.875}{\sqrt{0.72 \times 1.25^2 + 0.875}} = 0.66 ; D = \frac{344 \times 0.875^2}{2 \times 0.66} = 199.5 \text{ kN}$$

$$b_{\text{nec}} = \frac{11 \times 199.5}{0.75 \times 10.5 \times 1000} = 0.28 \text{ m}$$

$$0.40 \text{ m} > 0.28 \text{ m} \quad (\text{verifica})$$

Tramo Central:

Calcularemos el corte a la izquierda del voladizo derecho:

$$Q_d = P_3 \times S_1 - P_1 = 344 \times 1.05 - 800 = -438.8 \text{ kN} \quad (-438.8 \text{ t.n.})$$

$$Q_{h/2} = Q_d + P_m \frac{h}{2} = -438.8 + 307 \times \frac{1.25}{2} = -246 \text{ kN}$$

$$\tau_o = \frac{Q_{h/2}}{b \cdot z} = \frac{246}{0.40 \times 0.95 \times 1.25} = 517 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (5.17 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\tau_{ot2} = 500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 517 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 1200 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = \tau_{o2} \rightarrow 1 > \eta > 0.4$$

$$\eta = \frac{517}{1200} = 0.43$$

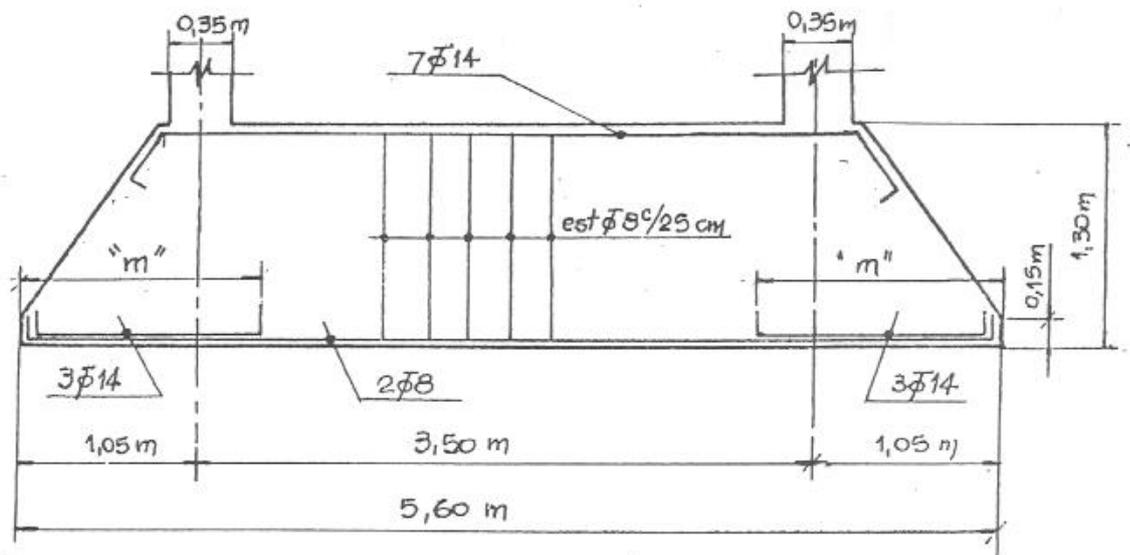
La fuerza de corte ΔH para $\Delta l = 1,00$ m, será:

$$\Delta H = \bar{\sigma}_0 \times b \times \Delta l = 517 \times 0,40 \times 1,00 = 207 \text{ kN}$$

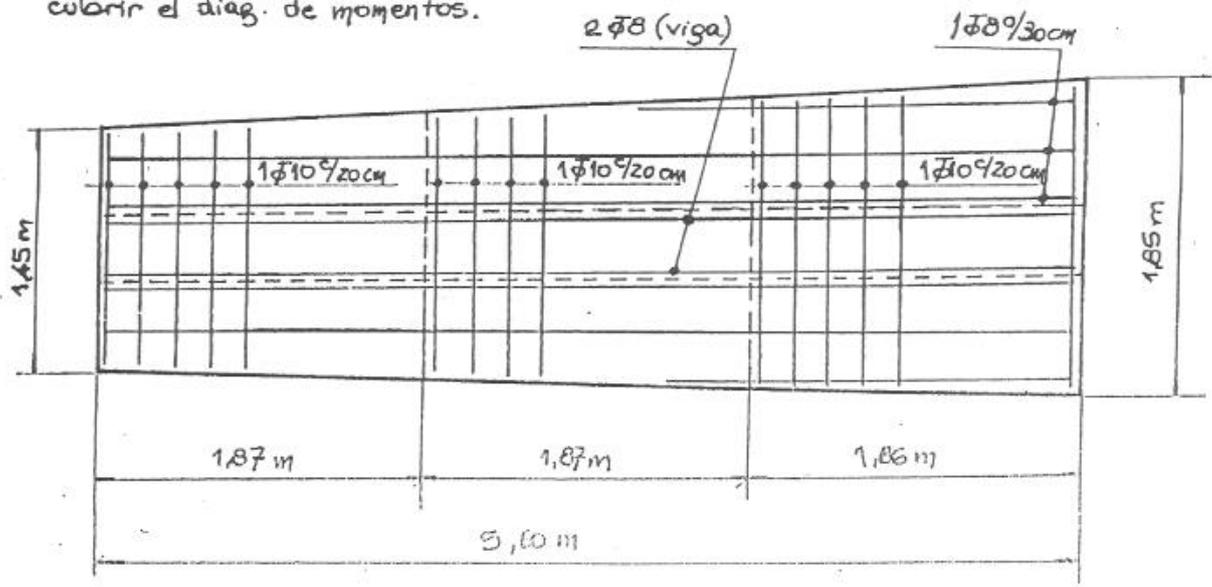
Absorberemos el esfuerzo de corte sólo con estribos

$$A_{est} = \frac{\Delta H \times v \times l}{\beta_B} = \frac{207 \times 1,75 \times 0,43 \times 10}{420} = 3,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

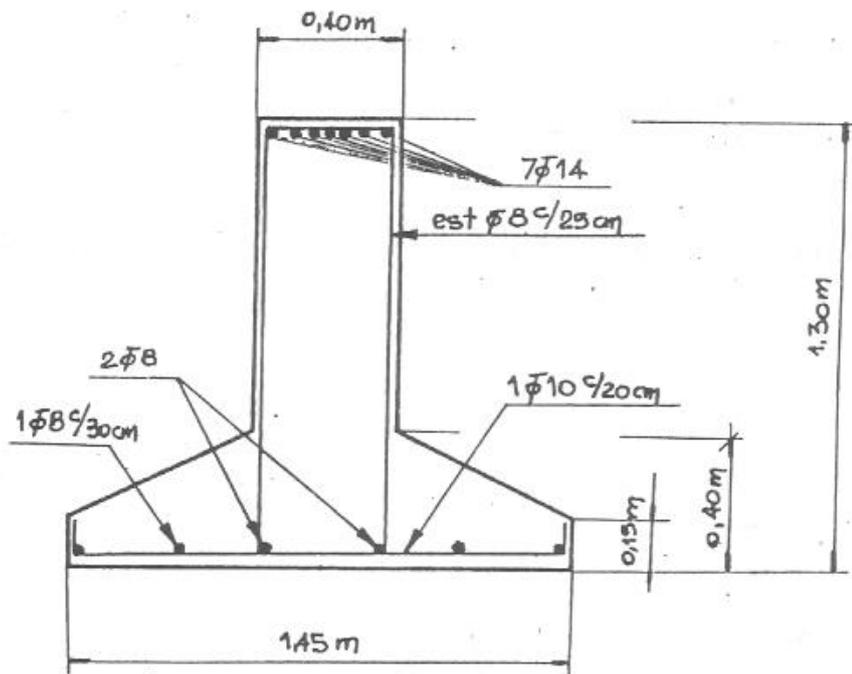
Fijamos estribos de 2 ramas 8, separados 25 cm con lo que obtenemos $4 \text{ cm}^2/\text{m} > 3,7 \text{ cm}^2/\text{m}$ (Verifica)



Nota: la long. "m" debe garantizar el anclaje y cubrir el diag. de momentos.



78



TRABAJO PRACTICO N° 4.-

BASES DE HORMIGÓN ARMADO PARA COLUMNAS MEDIANERAS.-

Advertencia previa. Para resolver la fundación de columnas que sean contiguas o muy próximas a la línea medianera separativa de distintos predios, se debe tener en cuenta que las disposiciones legales vigentes obligan, de hecho, a ejecutar la totalidad de las estructuras de hormigón armado sin avanzar sobre la propiedad colindante, es decir que estas estructuras deben ser construídas íntegramente en terreno propio.

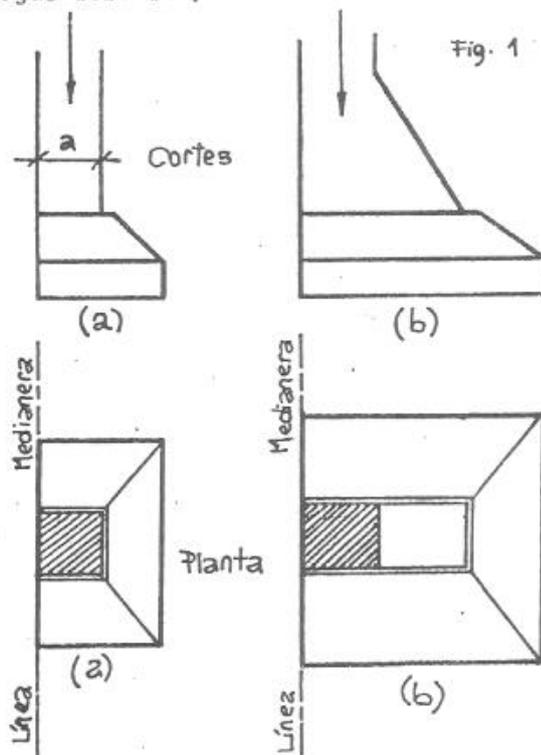
Distintas soluciones. Las fundaciones de columnas medianeras por medio de bases de hormigón armado pueden clasificarse así:

- I.- Por base excéntrica vinculada, mediante tensor.
- II.- Por columna y base desplazadas.
- III Por base combinada para dos columnas, con viga de vinculación.
- IV.- Por base desplazada con viga de equilibrio..
- V.- Por base excéntrica con viga de vinculación.

I.- Por base excéntrica vinculada mediante tensor.

I.1.- Base excéntrica central.

Las zapatas de columnas medianeras solo pueden repartir la carga hacia tres lados de la columna, como lo indican las figuras "1-a" y "1-b"; en el caso especial de columnas medianeras esquineras esta repartición de cargas sólo se puede hacer hacia dos lados de la columna, como lo indican

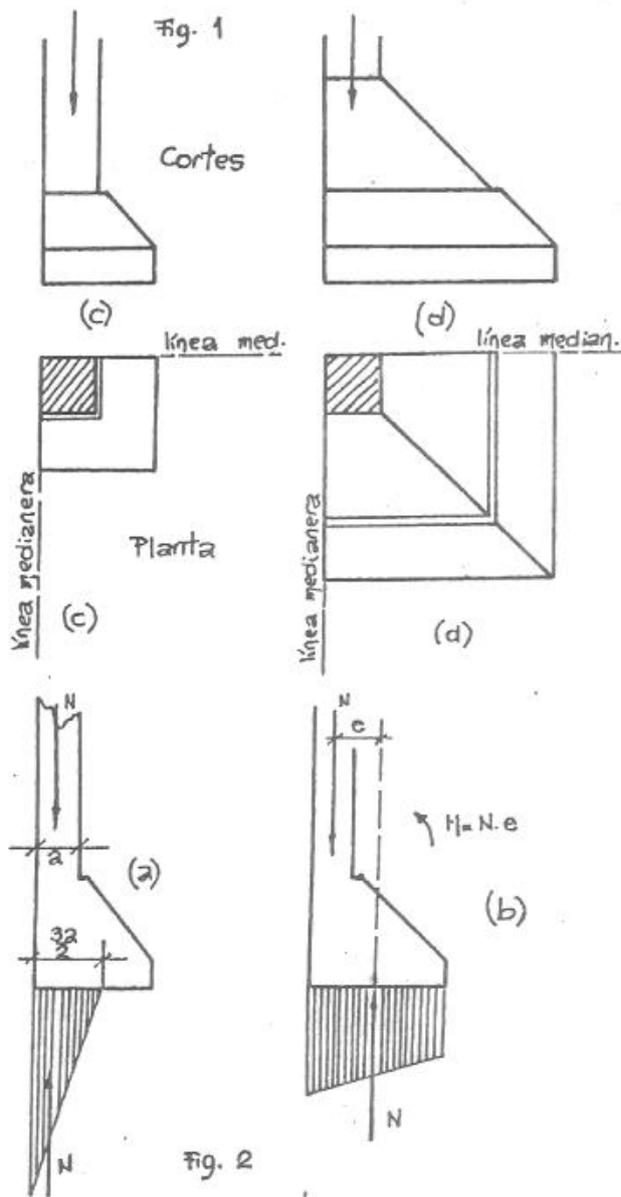


las figuras "1-c" y "1-d". Conviene construir este tipo de zapatas con su mayor dimensión paralela a la línea medianera, a fin de reducir al mínimo la excentricidad, siendo aconsejable no superar la relación 1:2 entre ambos lados de la base.

Si la columna es flexible, se lo participa un ancho activo de la zapata igual a $3 \frac{a}{2}$, pues

en el resto del ancho de la zapata aparecen tensiones de tracción que tienden a separarla del suelo (figura "2-a").

Si se quiere que intervenga un ancho mayor de la zapata, resulta necesario dimensionar la columna a la flexión compuesta, a fin de que la misma



columna absorba el valor del momento $M = N.e$ que se produce al no coincidir las rectas de acción de las fuerzas N de la carga y de la reacción, tal como se muestra en las fig. "2-b" y "2-c". (9)

El valor de la excentricidad "e" entre las rectas de acción de la carga y de la reacción depende de la distribución de tensiones que se produzca entre la zapata y el suelo, la cual puede corresponder a diagramas de tipo triangular, trapecial o rectangular. Con esta excentricidad aparece un momento $M = N.e$ que además de flexionar la columna debe ser equilibrado por otro momento. Este momento lo brinda el par formado por la fuerza F , de fricción entre suelo y fundación, y otra fuerza que aparece en el tensor. De acuerdo a la ubicación del tensor, podemos distinguir 2 casos:

- El tensor coincide con la viga de entre piso.
 - El tensor se encuentra a nivel de la fundación.
- a) Tensor en viga de entre piso: (fig. 3).-

La variación del momento flector a lo largo de la columna es lineal y la posición del punto de momento nulo depende la rigidez relativa entre viga y columna.

En general podemos decir que si la altura de la columna es h , este punto se ubica a una distancia $\eta.h$, siendo η un coeficiente que vale entre $2/3$ y 1 . Vale 1 cuando se supone que la viga no ofrece ningún empotramiento (muy flexible) a la columna, y por lo

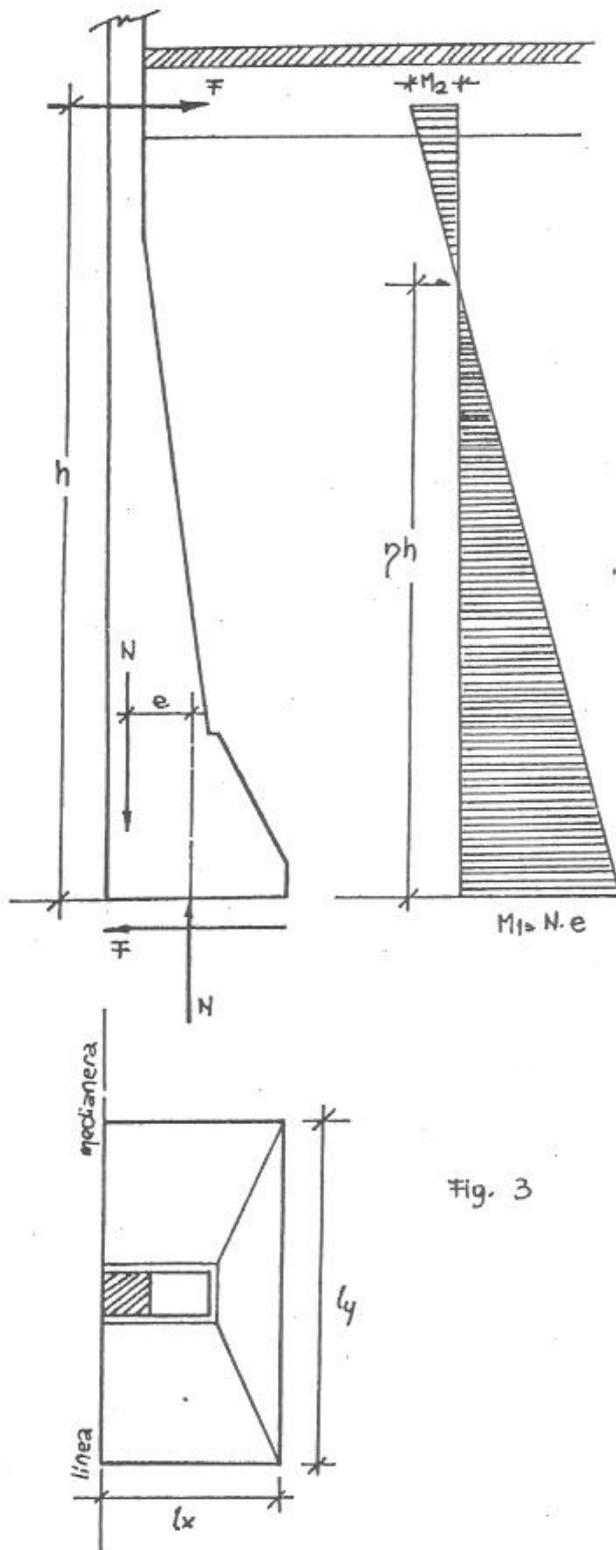


Fig. 3

tanto funciona como una articulación, en dicho caso el momento M_2 es nulo y la variación es triangular.

Tiene el valor $2/3$ cuando la viga brinda un empotramiento a la columna, y la magnitud de M_2 es igual a la mitad de M_1 ($M_2 = M_1/2$).

De tal modo la ecuación de equilibrio de momentos queda:

$$M_1 = N.e = F.\eta .h$$

b.- Tensor a nivel de fundación.
(Fig 4)

En este caso, como se ve en la figura 4, la estructura queda dividida en 2, una en la fundación propiamente dicha y la otra, del tensor hasta el entrepiso, o sea la columna. Debido a la rigidez de la fundación, se considera la zona de altura h_1 , como empotrada, con un valor $M_1 = N.e$, en la junta cimiento-suelo y $M_2 = M_1/2$, en el tensor, estando el punto de momento nulo a una altura $2/3 h_1$.

En la zona de columna tenemos el mismo esquema del punto "a", o sea un diagrama variable de acuerdo a la rigidez de la unión columna-viga.

En esta parte el momento varía desde $M_2 = M_1/2$ en el tensor, hasta $M_3 = 0$, si " $\eta = 1$ ", y $M_3 = M_1/4$ si " $\eta = \frac{2}{3}$ ".

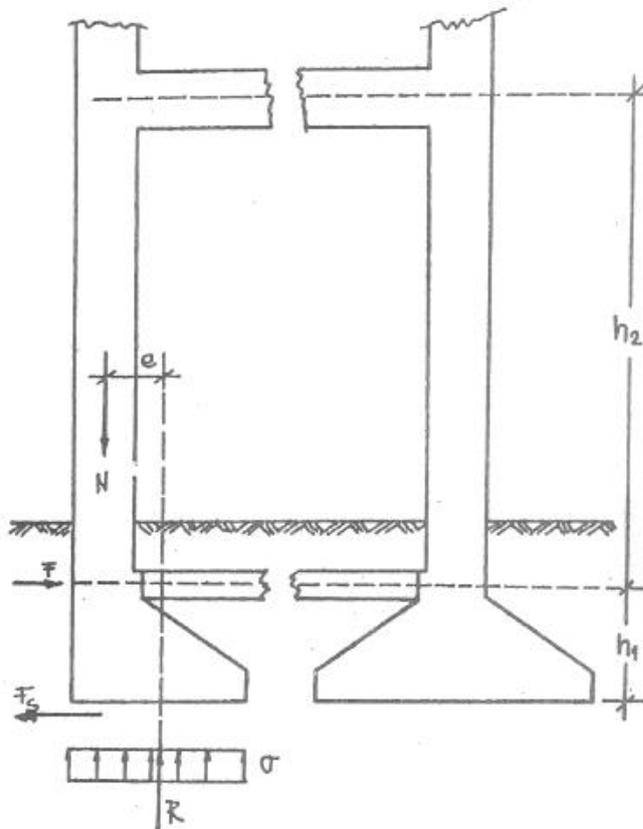
En este esquema estructural si $\eta = 1$ el valor de la fuerza

resulta:

$$F_{II} = 1.5 \frac{M_1}{h_1} + \frac{M_1}{2 h_2}$$

y si $\eta = \frac{2}{3}$, resulta:

$$F_I = 1.5 \frac{M_1}{h_1} + 0.75 \frac{M_1}{h_2} \dots$$



Verificación al deslizamiento.

La fuerza F , produce tracción en el tensor, y tiende a deslizar la base.

A este deslizamiento se opone una componente friccional, y otra de adherencia (cohesión) (F_s) .

La componente de fricción es igual a $N \operatorname{tg} \phi$, en la cual " ϕ " es el ángulo de fricción entre suelo y fundación.

La componente de adherencia, en el caso de suelos cohesivos, debe ser tal que su valor no supere el producto de la adherencia "a" del suelo multiplicada por la superficie de la zapata. Los valores de "a" y " ϕ " se obtienen del T.P.Nº "pozos de fundación".

El estado que hemos analizado; es el límite, o sea el que se produce exactamente en el deslizamiento, es por ello que para comparar con la fuerza F actuante debemos dividirlo por un coeficiente seguridad que en general se adopta como 1.5.

$$F_{sadm} = \frac{N \cdot \operatorname{tg} \phi}{1.5} + \frac{a (l_x \cdot l_y)}{1.5}$$

Lo que a nosotros nos interesa es que F sea menor que F_{sadm} . Para ello averiguaremos cual es la máxima excentricidad entre acciones y reacciones, compatible con las características del terreno de fundación, y en ese instante las fuerzas se equilibraran $F = F_{sadm}$. Para el caso en que el tensor coincida con la viga de entre piso (caso "a")

$$F \eta h = N \cdot e$$

$$\text{Si } F = F_{sadm}$$

$$F_{sadm} \cdot \eta \cdot h = N \cdot e_{\max}$$

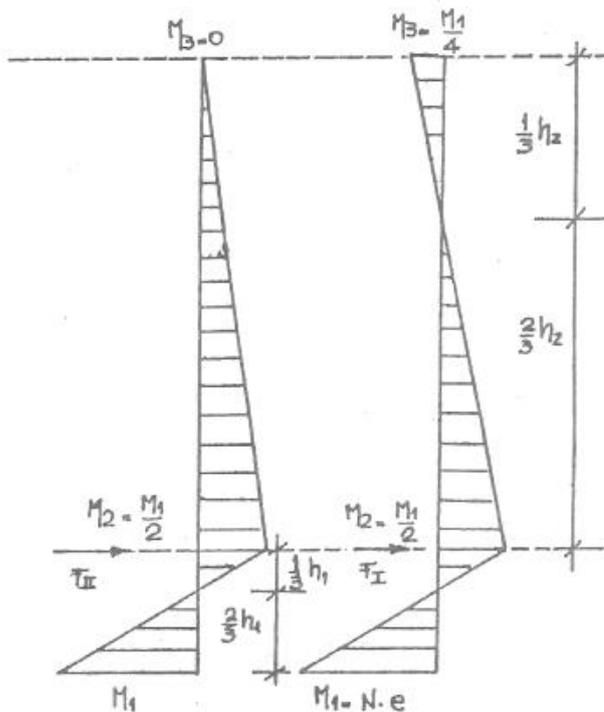


Fig. 4

Tabla para el cálculo de adherencias

α	1	1	0,9	0,8	0,7	0,5	0,45	0,3
c [KN/m ²]	10	20	25	35	50	80	100	200

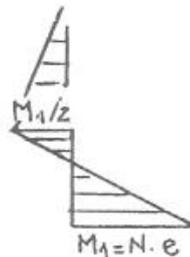
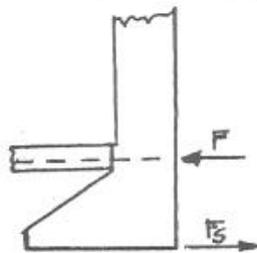
$$a = \alpha c$$

$$\frac{N \cdot e_{\max}}{\eta \cdot h} = F_{sadm} \ll [N \cdot \operatorname{tg} d + a (l_x \cdot l_y)] \frac{1}{1.5}$$

De esta expresión podemos decir que en el límite:

$$e_{\max} = \frac{\eta \cdot h}{1.5} \left[\operatorname{tg} d + \frac{a \cdot (l_x \cdot l_y)}{N} \right]$$

Si el tensor se encuentra a nivel de fundación (caso "b"), no influye el empotramiento con la viga de entrepiso, ya que para cualquier caso el punto de inflexión bajo el tensor está a $\frac{2}{3} h_1$:



$$\begin{aligned} & \Gamma_I \text{ o } \Gamma_{II} \\ & F_s = \frac{M_1}{h_1} + \frac{M_1}{2h_1} = 1,5 \frac{M_1}{h_1} \end{aligned}$$

de donde:

$$F_{sadm} = 1.5 \frac{N \cdot e_{\max}}{h_1}$$

$$\frac{1}{1.5} \left[N \operatorname{tg} d + a (l_x \cdot l_y) \right] = N \cdot e_{\max} \cdot \frac{1.5}{h_1}$$

por lo tanto:

$$e_{\max} = \frac{h_1}{2,25} \left[\operatorname{tg} d + \frac{a (l_x \cdot l_y)}{N} \right]$$

Proceso de cálculo.

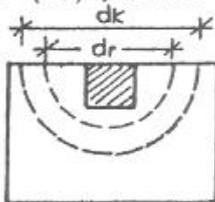
a.- Se predimensiona la columna.

b.- Se eligen dimensiones previas l_x y l_y para la zapata, pudiéndose suponer como casos extremos que las tensiones σ_t se distribuyen según un triángulo o uniformes, pero siempre verificándose que $\sigma_t \ll \sigma_{adm}$. Se recomienda utilizar un diagrama uniforme de tensiones, que nos brindará la excentricidad más desfavorable.

c.- Utilizando la fórmula correspondiente al tipo de estructura, se verifica si la " $e_{\text{máx}}$ " admisible es mayor que la excentricidad entre acciones y reacciones.

d.- Con los valores de fuerza normal y momentos flectores correspondientes a cada tipología estructural (rígida o flexible), se dimensiona la columna a flexión compuesta de acuerdo a lo visto en el curso de H°A°I. Es fundamental este dimensionamiento, ya que si la columna no pudiese absorber estos esfuerzos, nos encontraríamos en el caso de columna muy flexible, con un bajo aprovechamiento de la zapata y elevadas sollicitaciones en el terreno, tendiendo a lo indicado en la figura 2.a.-

e.- Se dimensiona la base a flexión y se verifica al punzonado, de igual manera que en el T/P. N° 2, con la única salvedad que el perímetro medio (u) para la verificación al punzonado, varía de la siguiente manera:



$$u = 0.6 \pi \cdot d_r$$

$$Q_R = N - p \frac{\pi d_k^2}{4} 0.6$$



$$u = 0.6 \pi \cdot r_r = 0.3 \pi d_r$$

$$Q_R = N - p \frac{\pi d_k^2}{4} 0.3$$

Fig. 5

f.- Con la fuerza F, correspondiente, y las sollicitaciones de flexión, si las hubiera, se dimensiona el tensor, a tracción o flexo-tracción. Además de verificar que la base a la cual se halla unido sea capaz de brindar por rozamiento esa fuerza de equilibrio.

Para que el funcionamiento del tensor resulte efectivo, requiere una construcción cuidadosa, asegurando que al producirse el esfuerzo, el mismo entre en tensión sin grandes deformaciones que pueden ser perjudiciales para la estructura en general. El dimensionado del mismo se realiza de acuerdo a lo visto en el curso de H°A°I, teniendo especial cuidado con la fisuración pues si el tensor se encuentra a nivel de fundación está en contacto con el suelo cuyas sales pueden ser muy agresivas para la armadura.

Existe también la posibilidad de utilizar tensores pretensados, que es una solución muy eficiente al problema.

I.2.- Base excéntrica esquinera.

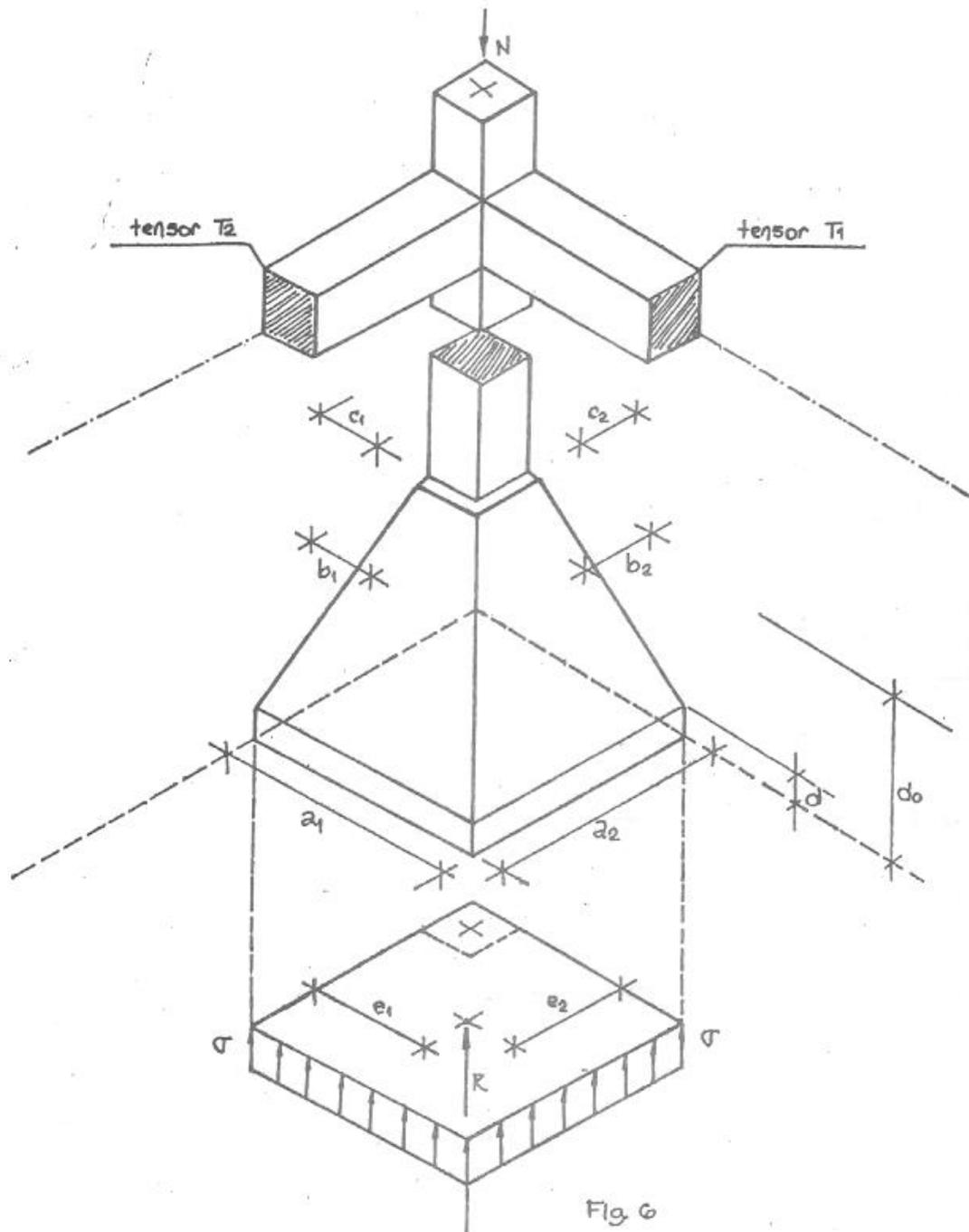


Fig. 6

Esta zapata no se diferencia esencialmente de los casos vistos con anterioridad, solo que aparecen 2 excentricidades e_1 y e_2 , e introducen una flexión oblicua a la columna y pequeños momento de torsión a los tensores.

Los casos que se pueden presentar son 2:

Caso 1: tensor a nivel de viga de entrepiso

Caso 2: tensor a nivel de fundación.

Los que a su vez se subdividen en 2 esquemas estructurales:

Esquema I: la viga no ofrece empotramiento.

Esquema II: la viga si ofrece empotramiento.

Para no reiterar lo expresado anteriormente se presentan a continuación 2 cuadros resumen con las fórmulas de los momentos flectores sobre la columna, y con los esfuerzos de tracción en tensores, equivalentes a los de desplazamiento en la base. Correspondiendo la nomenclatura a la figura. Siendo:

$$M_1 = N \cdot e_1 \quad \text{y} \quad M_2 = N \cdot e_2$$

Momentos flexores en la columna.

		CASO I		CASO II	
		ESQ. I	ESQ. II	ESQ. I	ESQ. II
M'_1	$N \cdot e_1$	$\frac{h - d_0}{h}$	$N \cdot e_1 \frac{h' - d_0}{h'}$	$\frac{N \cdot e_1}{2}$	$\frac{N \cdot e_1}{2}$
M'_2	$N \cdot e_2$	$\frac{h - d_0}{h}$	$N \cdot e_2 \frac{h' - d_0}{h'}$	$\frac{N \cdot e_2}{2}$	$\frac{N \cdot e_2}{3}$

Esfuerzos en tensores y base.

		CASO I		CASO II	
		ESQ. I	ESQ. II	ESQ. I	ESQ. II
\bar{T}_1	$\frac{M_1}{h}$	$1.5 \frac{M_1}{h}$	$1.5 \frac{M_1}{h_1} + \frac{M_1}{2h_2}$	$1.5 \frac{M_1}{h_1} + 0.75 \frac{M_1}{h_2}$	
\bar{T}_2	$\frac{M_2}{h}$	$1.5 \frac{M_2}{h}$	$1.5 \frac{M_2}{h_1} + \frac{M_2}{2h_2}$	$1.5 \frac{M_2}{h_1} + 0.75 \frac{M_2}{h_2}$	

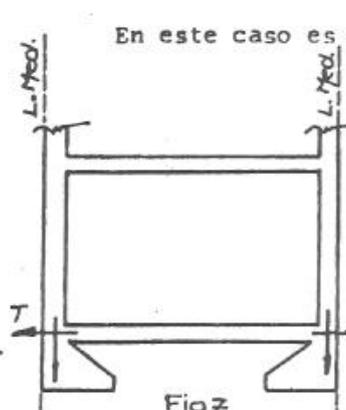
Los cálculos y verificaciones son iguales a los vistos en el punto 1,a y 1,b.-

1.3.- Combinación de carga vertical y momentos.

Los momentos estudiados hasta el momento son producidos por cargas verticales que actúan con cierta excentricidad entre ellas. Pero puede ser el caso de que la columna transmita asimismo momentos flectores, producidos por el sismo, viento, o por empotramiento elástico de las vigas en las columnas. Dicho momento flector se debe sumar algebraicamente al producido por la excentricidad de la carga vertical, lo cual puede aumentar o disminuir dicha sollicitación, en general con la presencia de este problema se prefiere hacer una viga de vinculación rígida que absorba eventualmente dichos esfuerzos, esto lo veremos en los puntos III, IV y V.

1.4.- Consideraciones Generales.

Cuando por razones arquitectónicas, o porque el edificio tenga una dimensión entre medianeras muy pequeña, es posible que toda la estructura este entre medianeras, o sea no hay columnas interiores.



En este caso es muy tentador, hacer ^{un} elemento que uniendo las dos bases o columnas, autoequilibre los esfuerzos de tracción producidos.

Esta solución es muy peligrosa pues los momentos Flectores dependen de la carga normal actuante, y esta puede fluctuar de una columna a otra, en función de la variación de la sobrecarga. Esta situación hace que las fuerzas puedan no equilibrarse, con los consiguientes problemas estructurales.

Como conclusión podemos decir que las bases excéntricas sólo deben utilizarse cuando no es factible otra solución, o sea la vinculación de la base o la columna, a otra base o columna interior de la estructura, ya que estas bases ^{son complejas estructuralmente,} ~~son complejas estructuralmente,~~ ^{excéntricas} resultan con un costo elevado.

II.- Por columna y base desplazadas.

En ciertas ocasiones si la disposición arquitectónica así lo permite, es posible desplazar la base hacia el interior del predio..

Las soluciones en este aspecto son 2; una de ellas es construir la columna desplazada hacia el interior, y la segunda construir la columna sobre la medianera y a nivel de fundación inclinarla hacia el interior del edificio.

II.a.- Columna y base desplazada.

El desplazamiento de la columna, generalmente, no es muy grande. Por lo tanto estas bases son rectangulares, con la mayor dimensión paralela al eje medianero.

Debido a esta circunstancia, en ciertas ocasiones, no se cumplen las relaciones recomendadas, para cumplir con la condición de rigidez. O sea que el lado paralelo al eje medianero, es, en general, muy largo frente a su alto.

Para evitar este problema, se construye una viga rígida paralela al eje medianero, y quedan, empotradas en ella, dos losas en voladizo, cuya longitud como máximo puede llegar hasta la línea divisoria de propiedades.

Este tipo de base tiene la ventaja de que el suelo puede trabajar en forma uniforme, ya que las cargas resultan centradas. La superficie de asiento se calcula directamente por la expresión:

$$S = \frac{P_t}{\sigma_t}$$

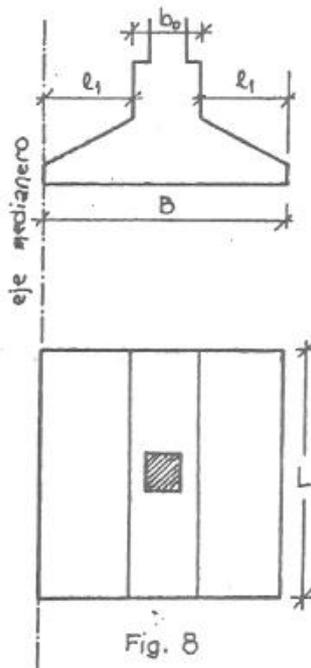


Fig. 8

Se fija el largo del voladizo de acuerdo a lo expuesto, se despeja la longitud de la base:

$$L = \frac{S}{B}$$

Para calcular el nervio se lo considera como una doble ménsula, cuyo momento máximo estará en el eje de la columna. Por las mismas consideraciones que en los casos anteriores se calculará con los momentos en los paramentos de la misma, o sea mediante la expresión:

$$M = \frac{P \cdot \ell_1^2}{2}$$

donde p es la reacción por cm. de longitud de voladizo y por todo el ancho de la base

$$p = 1 \cdot \ell_1 \cdot \sigma_t^*$$

donde ℓ_1 es la luz de cálculo, o sea:

$$\ell_1 = \frac{B - b_0}{2} \text{ llamado } b_0 \text{ al ancho del nervio.}$$

El cálculo de hormigón armado, o sea el dimensionamiento de la losa y del nervio, así como la verificación de las tensiones de corte, responde a las mismas consideraciones desarrolladas para los tramos extremos de las bases para dos columnas.

II.b.- Base centrada mediante desviación.

La fundación de una columna de medianera puede ser realizada con una base centrada mediante la desviación del eje longitudinal de la columna como muestra la figura 9.

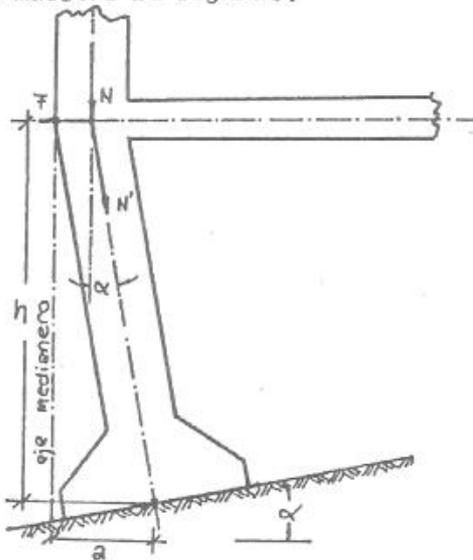


Fig. 9

Es conveniente utilizar zapatas rectangulares, cuyo lado menor esté dispuesto en sentido normal a la medianera.

El esfuerzo transversal necesario para desviar la carga vertical transmitida por la columna será soportada por un tensor convenientemente anclado. Para evitar fuertes cargas en el tensor y esfuerzos secundarios originados por el monolitismo, es aconsejable que el ángulo " α " sea inferior a 15° .

Cabe acotar que aún teniendo en cuenta esa circunstancia el momento en el pie de la columna suele alcanzar valores excesivos, cuando la carga es de magnitud

importante.

El dimensionado se realiza como una base centrada, con las verificaciones y cálculos vistos en T.P. N° 2.

De cualquier forma, es preferible no recurrir, a esta solución, si se pueden realizar bases combinadas o vinculadas.

III.- Por base combinada para dos columnas con viga de vinculación.

Sucede en muchos casos que la columna interior más o menos próxima tiene una base grande y se resuelve proyectar su fundación común con la de la columna medianera, cuya carga por lo general, es bastante inferior a la de las columnas interiores. El dispositivo será tal como el que muestra la fig. 10, con una base rectangular cuyo paramento del lado de la medianera coincide con el de la columna, mientras que el interno muestra un voladizo bastante apreciable.

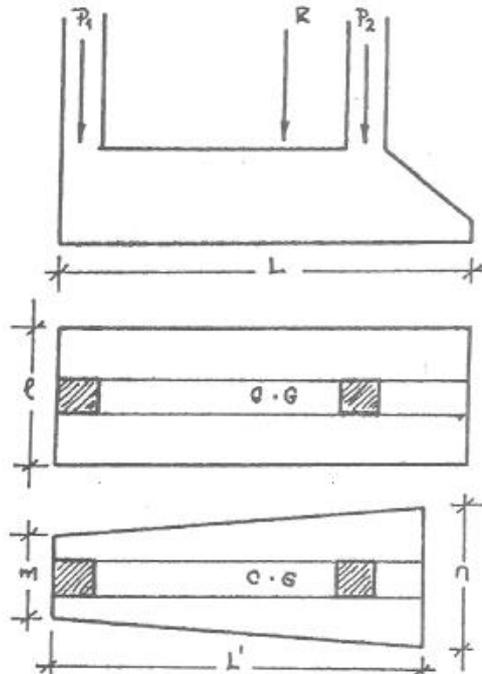


Fig. 10

Si por distintas razones no podemos efectuar este voladizo con las dimensiones requeridas, se deberá recurrir para mantener la hipótesis de la distribución uniforme de las tensiones, a la construcción de una base común para las dos columnas, pero de forma trapecial.

III.a.- Caso de la base rectangular.

Sea en este caso P_1 menor que P_2 . Determinada la resultante de estas fuerzas, se hallará más próxima de P_2 que de la columna medianera.

Con esta resultante debe coincidir con la resultante de la reacción del suelo para que la tensión sea uniforme, el procedimiento a seguir es el siguiente:

En primer lugar se determina el valor de "x". (Fig. 11)

$$R = P_1 + P_2 \quad P_2 \cdot S = R \cdot x \quad x = \frac{P_2 \cdot S}{R}$$

LLamado $b/2$ al semiancho de la columna, el largo total de la base necesario para centrar la resultante será: $L = 2 \left(x + \frac{b}{2} \right)$

El otro lado de la base será: $e = \frac{S}{L}$

Calculándose S por la fórmula conocida $S = \frac{P \cdot t}{\sigma_t}$

Como el dispositivo es el mismo que en el caso de la base común rectangular para dos columnas interiores, el cálculo estático y de hormigón armado es el mismo, por lo que no se repetirá en este caso.

Solo se puede advertir que el momento en el apoyo izquierdo se considera nulo, quedando los diagramas como se aprecia en la figura 12.-

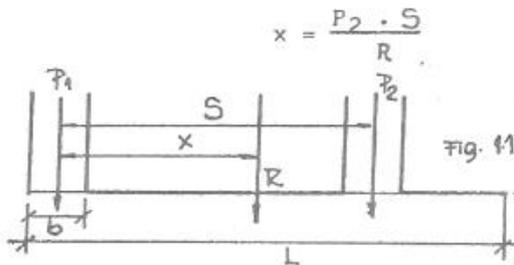
III - b.- Caso de la base trapezoidal.-

Como a la P_2 se la supone más cargada que la P_1 se le dará a la base un mayor ancho en el costado interior.

Para dimensionar los lados de este trapecio se puede utilizar el mismo procedimiento ya visto en el caso de dos columnas interiores, pero para mayor ilustración daremos otro sistema de cálculo. La resultante de las cargas P_1 y P_2 deberá coincidir con el centro de gravedad del trapecio para asegurar la distribución uniforme de las tensiones del suelo.

Como el motivo determinante de esta forma trapezoidal es una limitación en la longitud del voladizo, tenemos determinada la longitud L de la base.

Necesitamos conocer el centro de gravedad, o sea calcularemos el valor de x como en los casos anteriores.



Podemos determinar la distancia al extremo de la base, igual que en el caso de base rectangular.

$$x_0 = x + \frac{b}{2}$$

La superficie de asiento será:

$$S_a = \frac{P_t}{\sigma_t}$$

Por otra parte llamamos m y n a las bases menor y mayor del trapecio respectivamente, se tiene

$$S_a = \frac{m + n}{2} L$$

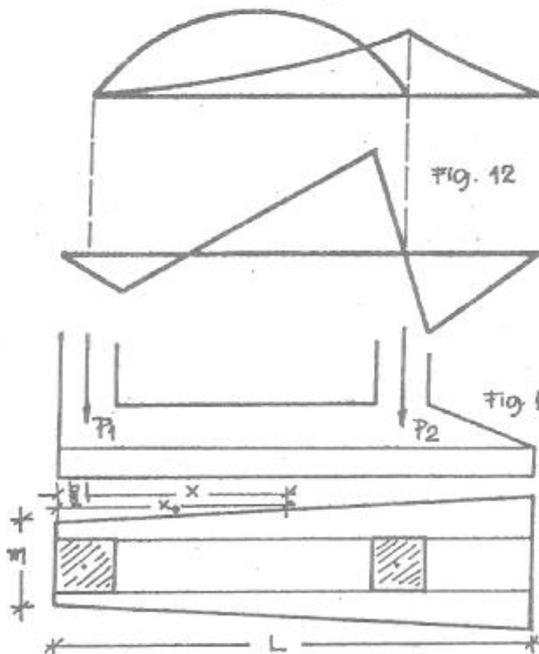
de donde:

$$\frac{2 S_a}{L} = n + m \quad (1)$$

Podemos también obtener el valor de x_0 como perteneciente al centro de gravedad del trapecio.-

$$x_0 = \frac{L}{3} \cdot \frac{2n + m}{n + m} \quad \text{y por (1)}$$

$$x_0 = \frac{L^2}{6 \cdot S_a} (2n + m) \quad \text{y como}$$



$$x_o = \frac{L}{3} \frac{2n + m}{\frac{2 \cdot S_a}{L}}$$

$$2n + m = n + (n + m) \text{ por (1)}$$

$$x_o = \frac{L}{3} \cdot \frac{L(2n + m)}{2 \cdot S_a}$$

$$x_o = \frac{L^2}{6 \cdot S_a} \left(n + \frac{2L \cdot S_a}{L} \right)$$

$$\frac{6 \cdot S_a \cdot x_o}{L^2} = n + \frac{2 \cdot S_a}{L}$$

$$m = \frac{2 \cdot S_a}{L} n = \frac{2 \cdot S_a}{L} - \frac{2 \cdot S_a}{L^2} (3 x_o - L)$$

$$n = \frac{6 \cdot S_a \cdot x_o}{L^2} - \frac{2 \cdot S_a}{L}$$

$$m = \frac{2 \cdot S_a \cdot L - 2 \cdot S_a (3 x_o - L)}{L^2}$$

$$n = \frac{6 \cdot S_a \cdot x_o - 2 \cdot S_a \cdot L}{L^2}$$

$$m = \frac{2 \cdot S_a}{L^2} (L - 3 x_o + L)$$

$$n = \frac{2 \cdot S_a}{L^2} (3 x_o - L)$$

$$m = \frac{2 \cdot S_a}{L^2} (2L - 3 x_o)$$

De estos valores conocemos S_a , L y x_o , de manera que estamos en condiciones de determinar el valor de n y m .

El cálculo del resto de la base es exactamente el que hemos visto en el caso de la base trapezoidal común para dos columnas internas.

IV.- Por base desplazada mediante viga de equilibrio.

Por ello se recurre a soluciones indirectas que tratan el problema en forma más racional, vinculando las columnas medianeras o de esquina, con columnas interiores mediante una viga que bascula sobre una base situada debajo de la misma, pero suficientemente desplazada hacia el interior del terreno como para permitir su dimensionamiento en la forma de una base cuadrada común, o rectangular en caso extremo, pero que distribuye las tensiones sobre el suelo en forma uniforme. Para conseguir esta distribución uniforme de las tensiones deben independizarse la viga de la base, de manera que las posibles oscilaciones de carga en las columnas vinculadas no modifiquen la ubicación de su resultante, lo que se consigue con una articulación como la expuesta en la figura 14:-

Para determinar el valor de la carga que incide sobre la zapata, debemos calcular el de la resultante R del peso de las dos columnas. Conocemos la separación de las mismas S_1 así como \underline{x} y \underline{S} , puesto que previamente fijamos la posición de la base.

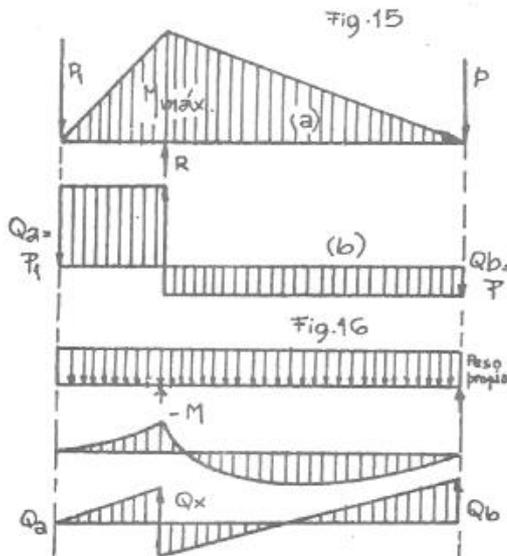
Tendremos que para el sistema se mantenga en equilibrio debe cumplirse que la suma de las fuerzas debe anularse, lo mismo que la de los momentos. De ahí deducimos:

$$\sum P = 0 \quad P_1 + p - R = 0$$

$$p = R - P_1$$

$$\text{y también: } \sum M = 0 \quad R \cdot S = P_1 \cdot S_1$$

$$R = \frac{P_1 \cdot S_1}{S}$$



Faltaría para calcular los esfuerzos cor_tantes que seguirán el diagrama que se ve en la figura 5 b, siendo los valores máximos iguales a las reacciones de apoyo que como dijimos; coinciden con el peso de las columnas.

Las tensiones de corte se calculan en forma habitual, correspondiente a una viga de sección rectangular, que supondremos de altura constante pues se verifica para el extremo en voladizo, que es donde es mayor, y por lo tanto se le da altura constante. El segundo tramo de la viga se hace de altura decreciente para economizar material, ya que los momentos flexores ni los esfuerzos exigen dimensiones tan grandes como en el otro extremo.

En realidad, a los diagramas de momentos flectores y esfuerzos cor_tantes calculados se debería agregar los que corresponden al peso propio de la viga, una vez que se le ha dimensionado y que serían del tipo que muestra la figura 16, como una viga simplemente apoyada con un extremo en voladizo, circunstancia esta que se cumple cuando todavía no se ha hormigonado las columnas y se ha terminado el trabajo de la fundación.

Como podemos apreciar, estos diagramas aumentarían el momento en el apoyo, disminuyendo el del tramo, lo mismo que con el esfuerzo de corte, pero en la práctica este cálculo no se realiza ya que su importancia no lo justifica y se suple considerando en lugar de R , el valor de P_t , es decir un 5 % mayor al hacer el cálculo de los momentos y esfuerzos de corte, dando resultados suficientemente aproximados e inclinándose la diferencia hacia el lado de la seguridad.

Respecto a la parte ejecutiva de esta fundación debe cuidarse que la articulación se cumpla, o sea que haya efectivamente independencia entre la viga y la base. Para ello se interpone entre ambas, antes de hormigonar la viga, una capa de cartón asfáltico.

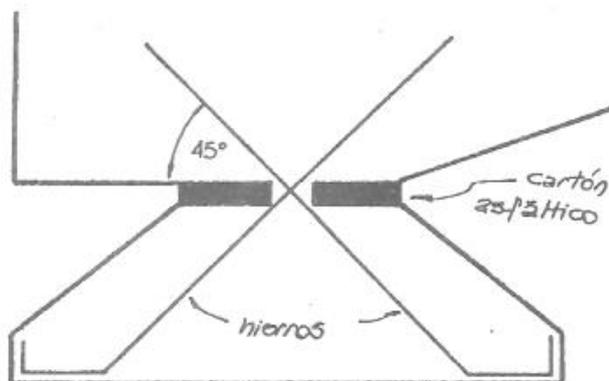


Fig. 17

Los hierros de la articulación se disponen en dos planos perpendiculares entre sí y a 45° con la horizontal de separación entre base y viga plano con el cual también debe coincidir la intersección de los hierros. En cada plano se colocan tres o cuatro hierros de 18 a 20 mm de diámetro, y mayor cantidad si las dimensiones de la viga así lo aconseja.-

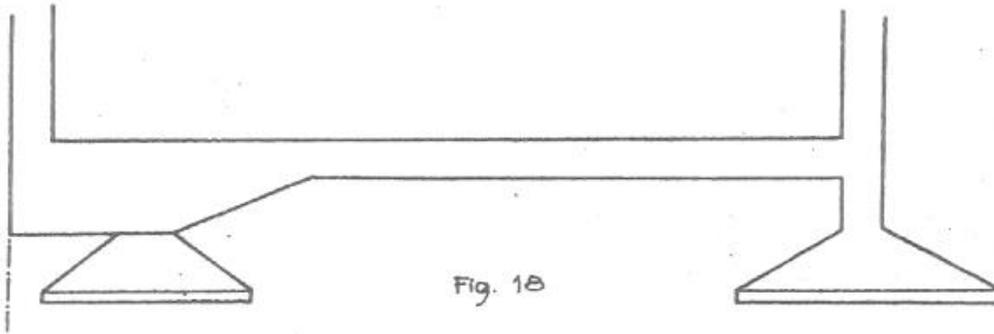
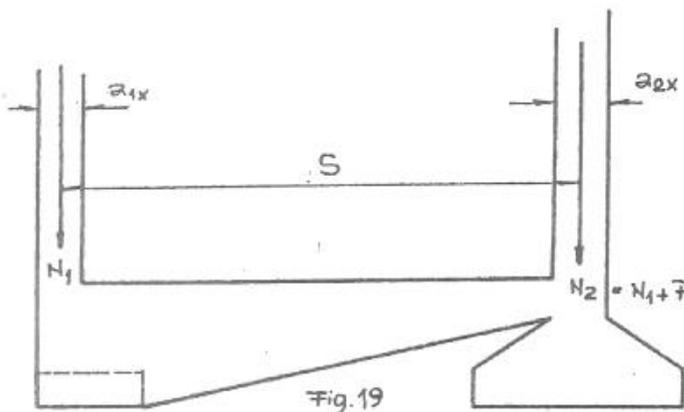


Fig. 18

También puede adoptarse la forma que se indica en la figura 8, con un costo de mano de obra más bajo.

V.- Por base excéntrica con viga de vinculación.

En numerosas oportunidades, para no recurrir a la complicación constructiva que supone el caso anterior con el consiguiente aumento de costo, se simplifica el sistema, recurriendo al artificio que muestra la figura 19, donde se suprime la articulación y se maciza el conjunto, haciendo trabajar en forma solidaria la base con la viga, y suponiendo que la acción de esta impide el levantamiento de la losa, haciendo que el terreno trabaje en



forma uniforme. En realidad la tensión del suelo debajo de la base no puede ser uniforme en estas condiciones ya que el efecto de la viga no puede ser suficiente para contrarrestar el de la excentricidad de la carga de la columna medianera, pero la práctica ha demostrado que los resultados que se obtienen con esta hipótesis son buenos

de manera que resulta una solución más económica y mucho más aconsejable que la base aislada excéntrica.

El dimensionamiento resulta sencillo. Basta establecer la ecuación de equilibrio entre los pesos actuantes y la reacción del terreno que se supone trabaja a una tensión admisible σ_t .

Conocemos la carga N_1 de la columna medianera y N_2 de la interior.

Fijando previamente el valor de l_x se obtiene l_y despejándolo de la siguiente expresión:

$$l_x \cdot l_y \cdot \sigma_t = N_1 + P$$

siendo P la parte de la carga N_2 que la viga de vinculación transmite a la base medianera. Luego:

$$l_y = \frac{N_1 + P}{l_x \cdot \sigma_t}$$

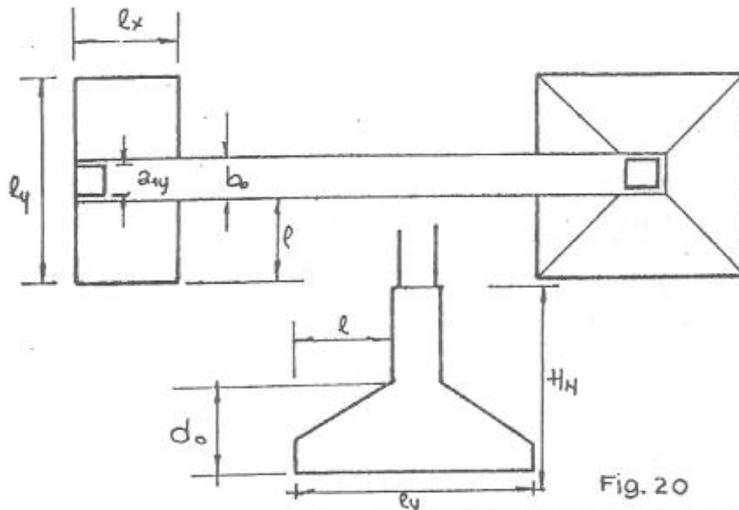


Fig. 20

O sea, que existen dos incógnitas: l_y y P .

De acuerdo con el diagrama de cargas de la figura 20 a donde la reacción uniformemente distribuida la reemplazamos por su resultante $l_x \cdot q$, tendremos que la condición de equilibrio estático es:

$$N_1 - l_x q + p = 0$$

$$P = l_x \cdot q - N_1 \quad (2)$$

Tomando momentos con respecto a la línea de acción de N_1 se tiene:

$$p \cdot S - q \cdot l_x \cdot \frac{l_x - a_{1x}}{2} = 0 \quad (3)$$

Reemplazando en (3) el valor de p obtenido en (2):

$$l_x \cdot q \cdot S - N_1 \cdot S - q \cdot l_x \cdot \frac{l_x - a_{1x}}{2} = 0$$

$$q \cdot (l_x S - l_x \frac{l_x - a_{1x}}{2}) - N_1 S = 0$$

$$q = \frac{N_1 S}{l_x (S - \frac{l_x - a_{1x}}{2})}$$

Llevando a (2) el valor de q :

$$P = \frac{N_1 \cdot S}{S - \frac{l_x - a_{1x}}{2}} - N_1$$

En la práctica resulta más sencillo reemplazar en (2) el valor de q numericamente en vez de aplicar la expresión anterior.

Con el valor de p se puede determinar l_y quedando dimensionada la base medianera.

Dando a la viga de vinculación un ancho b_0 podemos calcular la losa de asiento como empotrada en el nervio con una luz:

$$l = \frac{l_y - b_0}{2}$$

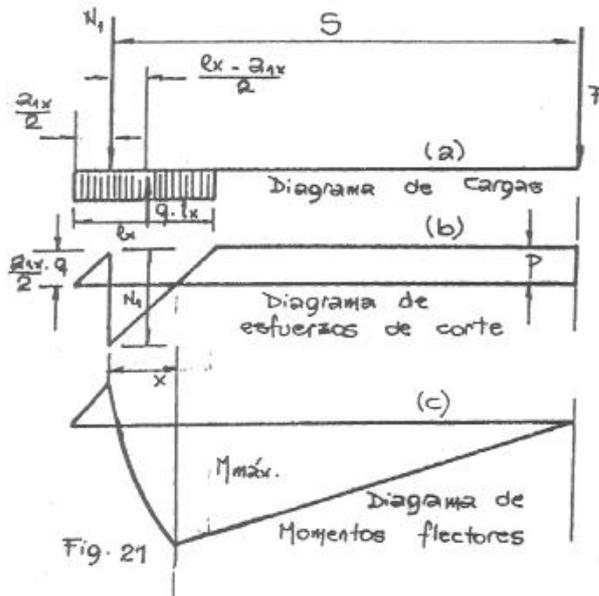


Fig. 21

o sea con el momento:

$$M_1 = \frac{P_1 \cdot l^2}{2} \quad \text{siendo } P_1 = 100 \sigma_t$$

La continuación del cálculo de la base se desarrolla de acuerdo con lo ya conocido.

Veamos ahora el cálculo de la viga. Debemos determinar el momento flector y el esfuerzo de corte máximo.

De acuerdo con los diagramas b y c de la figura 21, el momento flector máximo se produce en la sección donde el esfuerzo de corte es nulo, a una distancia x del eje de la columna medianera tal que:

$$N_1 - q \left(x + \frac{a_1 x}{2} \right) = 0$$

de donde:

$$x = \frac{N_1}{q} - \frac{a_1 x}{2}$$

Por lo tanto el momento máximo será:

$$M_{\text{máx}} = N_1 x - \frac{q \left(x + \frac{a_1 x}{2} \right)^2}{2}$$

El momento en el eje de la columna medianera será:

$$M_m = q \frac{a_1^2 x^2}{8}$$

El momento en el eje de la columna interior será nulo; $M_1 = 0$.

Los diagramas de momentos flectores y esfuerzos de corte, varían de acuerdo a lo indicado en la fig. 21.-

El dimensionamiento de la viga es como en todos los otros casos y se desarrollará en el ejemplo práctico.

Cálculo de las bases en esquina.

Estas bases se pueden solucionar en la forma simple igual a la que se utilizó para las columnas medianeras mediante la base desplazada y viga de equilibrio, o bien como se aprecia en la figura 22 utilizando el sistema de base excéntrica y viga de vinculación.

Aquí se supone también por la influencia de la viga que la carga actúa centrada sobre la superficie de base, que está formada por una zona triangular y otra rectangular de manera que:

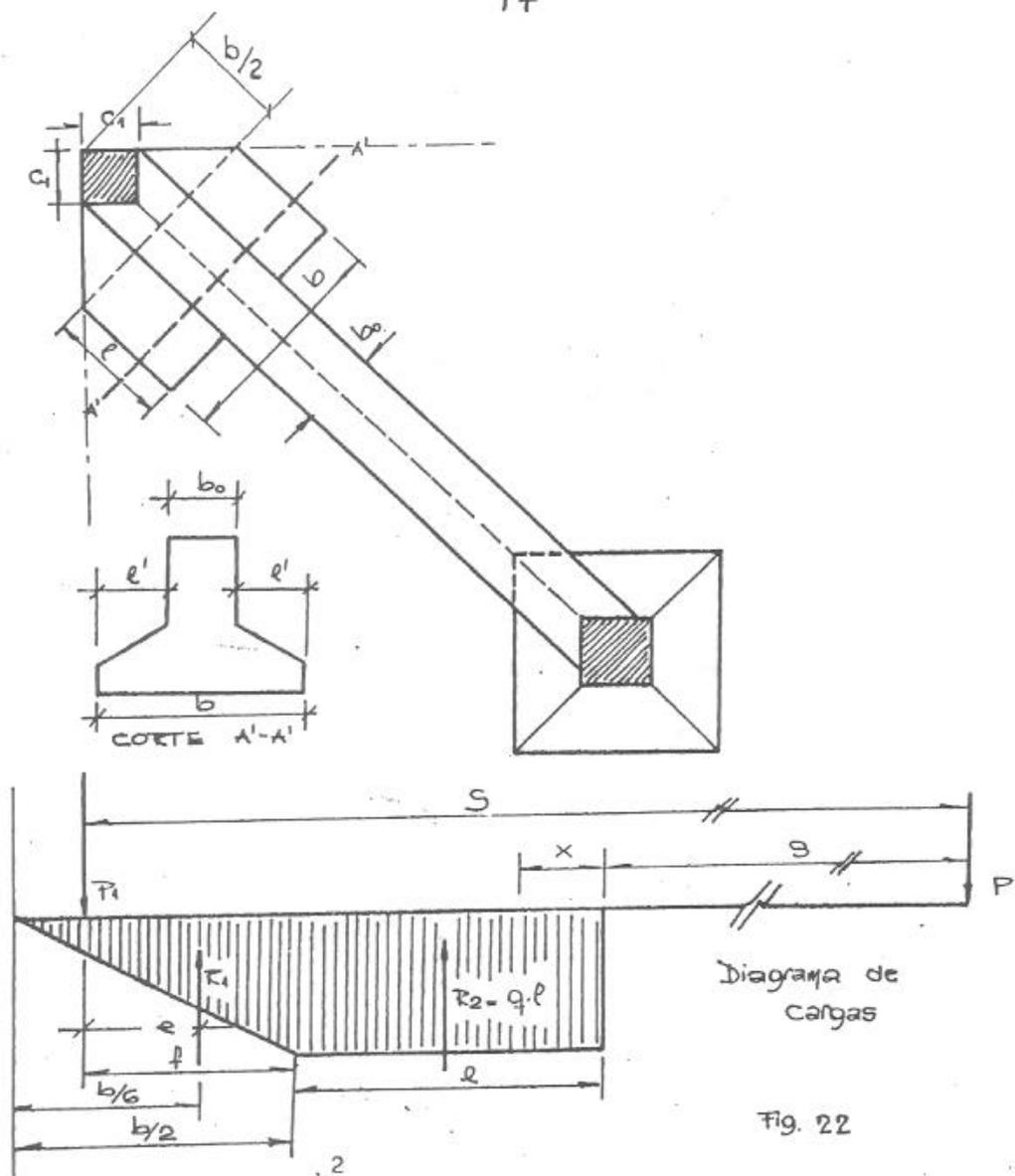


Diagrama de cargas

Fig. 22

$$S_a = \frac{b \cdot b/2 + b \cdot l}{2}; S_b = \frac{b^2}{4} + b \cdot L$$

Luego la ecuación de equilibrio será:

$$P_1 + P = \left(\frac{b^2}{4} + b \cdot L \right) \sigma_t$$

Predimensionando b quedaría por determinar el valor de L . Para ello contamos con la simplificación de que la reacción sobre la parte rectangular es un valor fijo:

$$R_1 = \frac{b^2}{4} \sigma_t$$

y haciendo $q = b \cdot \sigma_t$, la reacción sobre la parte rectangular la podremos escribir:

$$R_2 = b \cdot L \cdot \sigma_t = q \cdot L$$

Podemos entonces establecer la ecuación de equilibrio de las fuerzas ($\sum F = 0$) de la siguiente forma:

$$P_1 - R_1 - L \cdot q + p = 0 \quad (1)$$

de donde:

$$p = L \cdot q - (P_1 - R_1) \quad (2)$$

Como tenemos dos incógnitas necesitamos una segunda ecuación, para lo cual establecemos las de equilibrio de momentos. Para ello veamos previamente el valor de los distintos brazos de palanca de las resultantes de las reacciones:

$$e = \frac{2}{3} \cdot \frac{b}{2} \cdot C_1 \cdot \cos 45^\circ; e = \frac{b}{3} - 0.707 C_1 \quad f = \frac{b}{2} - 0.707 C_1 = \frac{b}{2} - C_1 \cos 45^\circ$$

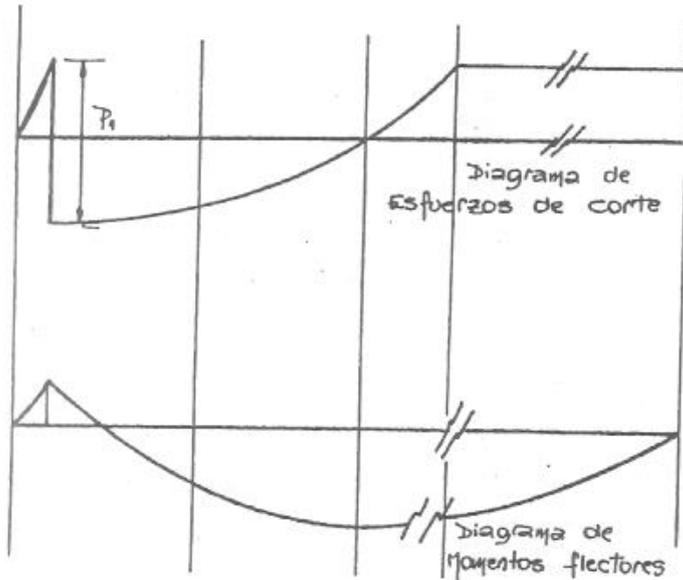


Fig. 23

suponiendo cuadrada y de lado c_1 a la columna de esquina; entonces se tendrá:

$$p \cdot S - R_1 \cdot e - q \cdot L \left(\frac{L}{2} + f \right) = 0 \quad (3)$$

Reemplazando p por su valor dado en (2):

$$L \cdot q \cdot S - (P_1 - R_1) S - R_1 e - q \frac{L^2}{2} -;$$

$$;- q \cdot L \cdot f = 0$$

Agrupando los términos y ordenándolos en las potencias decrecientes de L obtenemos:

$$-\frac{q}{2} L^2 + q(S - f)L - (P_1 - R_1)S + R_1 e = 0$$

o sea una ecuación de segundo grado en L que sabemos resolver.

Obtenido L ; llevamos su valor a la expresión (2) y despejamos el valor de p . Conocidos L y p podemos determinar el momento flector máximo y el esfuerzo cortante correspondiente para el cálculo.

Por simplicidad conviene considerar primero Q y después M , pues donde se anula el esfuerzo de corte tendremos $M_{\text{máx}}$.

$$Q_{\text{máx}} = P_1 - \sigma_t \frac{c_1^2}{2}$$

El esfuerzo de corte máximo se produce bajo el eje de la columna esquinera y se anula para un punto situado a distancia x del extremo de la base tal que:

$$p - x \cdot q = 0 \quad \text{o sea} \quad x = \frac{p}{q}$$

El momento máximo será entonces:

$$M_{\text{máx}} = p (g + x) - q \frac{x^2}{2} \quad \text{donde} \quad g = S - f - L$$

El resto del diagrama tiene la forma indicada en la fig. 11; por lo cual se procede como en los casos anteriores expuestos.-

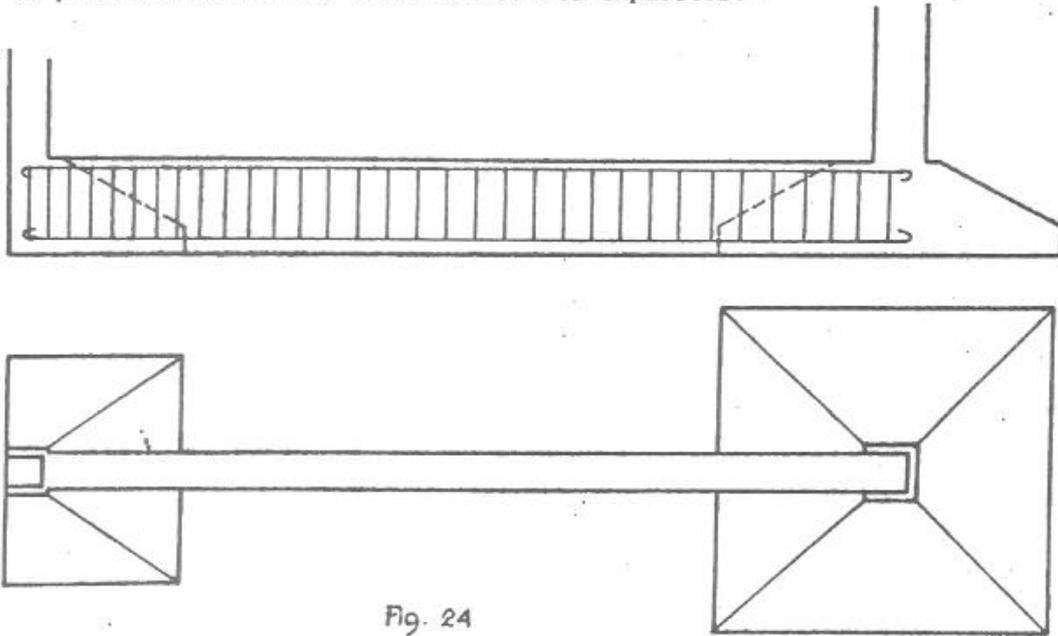
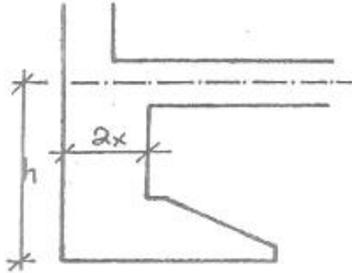


Fig. 24

En la fig. 12, se indica otra forma de esta viga, que se puede adoptar por ser más fácil su realización y por consiguiente más económica su mano de obra. Aunque si la viga es muy larga y de mucha altura, tiene un gran exceso de material. -

TRABAJO PRACTICO N° 4.-

Ej. 1: Calcular una base excéntrica, vinculada mediante un tensor, a nivel de viga de subsuelo.



Datos.

Hormigón H-13 - $\beta_R = 10.5 \text{ MPa}$

Acero AB-420 - $\beta_S = 420 \text{ MPa}$

$N = 350 \text{ kN}$ (35 tn).

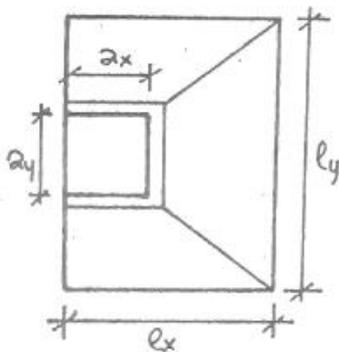
$h = 1.50 \text{ m}$

$a_x = 0.45 \text{ m}$, $a_y = 0.30 \text{ m}$

$\sigma_t = 180 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$, $\psi = 15^\circ$ ($\delta = 10^\circ$)

$c = 100 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ (1 kg/cm^2).

$a = 65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ (0.65 kg/cm^2).



Suponemos que la viga le brinda cierto empotramiento ($\eta = 2/3$)

a) Carga total.

$$N_t = 1.06 \times 350 = 371 \text{ kN}$$

b) Dimensionamiento.

Supondremos una distribución uniforme de las tensiones σ_t .

$$S = \frac{N_t}{\sigma_t} = \frac{371 \text{ kN}}{180 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 2.06 \text{ m}^2$$

Fijamos:

$$l_x = 1.05 \text{ m}$$

$$l_y = \frac{S}{l_x} = \frac{2.06}{1.05} = 1.95 \text{ m}$$

y verificamos:

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{1.95}{1.05} = 1.86 < 2.00$$

la tensión de cálculo σ_t^* será:

$$\sigma_t^* = \frac{350 \text{ kN}}{1.95 \times 1.05 \text{ m}^2} = 170 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (1.7 \text{ kg/cm}^2)$$

b.1.- Determinación de la excentricidad.

$$e = \frac{e_x}{2} - \frac{a_x}{2} = \frac{1.05}{2} - \frac{0.45}{2} = 0.30 \text{ m}$$

Verificamos $e_{\text{máx}}$:

$$e_{\text{máx}} = \frac{Dh}{1.5} \left[\text{tg } \alpha + \frac{a(1_x \cdot 1_y)}{N} \right] = \frac{2}{3} \times \frac{1.5}{1.5} \left[\text{tg } 10^\circ + \frac{65(1.95 \times 1.05)}{350} \right] =$$

$$= 0.37 \text{ m.}$$

$$e = 0.30 \text{ m} < e_{\text{máx}} = 0.37 \text{ m} \quad (\text{Verifica}).$$

c) Cálculo de la columna.

$$M = N \cdot e = 350 \text{ kN} \times 0.30 \text{ m} = 105 \text{ kNm} \quad (10.5 \text{ tm})$$

Se dimensiona mediante los ábacos de interacción ($d_1/h = 0.10$)

$$n = \frac{N}{a_x a_y \beta_R} = 0.24 \quad m = \frac{M}{a_x a_y \beta_R} = 0.16 \quad \beta_s = 420 \text{ MPa}$$

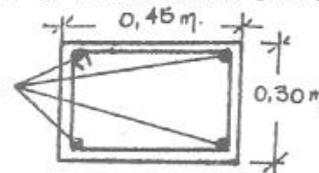
$$\beta_R = 10.5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\mu}_o = 0.2 \quad ; \quad \mu_o = \frac{\bar{\mu}_o}{40} = \frac{0.2}{40} = 0.005$$

La sección de acero total será:

$$A = a_x \cdot a_y \cdot \mu_o = 0.005 \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2$$

4 ϕ 16



d) Cálculo de la base.d.1.- Determinación de la altura.

$$d_o \geq \frac{1_y - a_y}{4} = \frac{1.95 - 0.30}{4} = 0.41 \text{ m}$$

$$d_o < \left[d + \text{tg } 40^\circ \left(\frac{1_y - a_y}{2} \right) \right] = 0.20 + 0.84 \left(\frac{1.95 - 0.30}{2} \right) = 0.89$$

Fijamos: $d_o = 0.77 \text{ m}$; $h = d_o - 0.05 = 0.70 \text{ m}$
 $d = 0.20 \text{ m}$

d.2.- Momentos Flectores.

$$M_1 = \frac{1}{2} (1_x - a_x)^2 1_y \sigma_t^* = \frac{1}{2} (1.05 - 0.42)^2 \times 1.95 \times 170 = 65.8 \text{ kNm} \quad (6,58 \text{ tm})$$

$$M_2 = \frac{1}{2} \left(\frac{1_y - a_y}{2} \right)^2 1_x \sigma_t^* = \frac{1}{8} (1.95 - 0.3)^2 \times 1.05 \times 170 = 60.7 \text{ kNm} \quad (6,07 \text{ tm})$$

d.3.- Armaduras.

Paralelo a la medianera:

$$K_o = \frac{h}{\sqrt{\frac{M_1}{b \beta_R}}} = \frac{0.70}{\sqrt{\frac{1.75 \times 65.8}{50 \times 10.5 \times 1000}}} = 47 \rightarrow K_B = 0.980$$

$$A_1 = \frac{1.75 \times 65.8 \times 10}{0.980 \times 0.70 \times 420} = 4.0 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 10 (3.9 \text{ cm}^2)$$

Perpendicular a la medianera:

$$K_o = \frac{0.70}{\sqrt{\frac{1.75 \times 60.7}{35 \times 10.5 \times 1000}}} = 41.2 \rightarrow K_B = 0.98$$

$$A_2 = \frac{1.75 \times 60.7 \times 10}{0.98 \times 0.70 \times 420} = 31 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 10 (3.9 \text{ cm}^2)$$

Colocamos 1 ϕ 10 c/20, como mínimo, paralelo a c/cara (7.9 cm²).

Si el cálculo nos diera una cantidad de hierros mayor, sería conveniente distribuir las armaduras, de acuerdo a lo visto en el T.P. N° 2.-

d.4.- Verificación al punzonado.

$$c = 1.13 \times \sqrt{0.3 \times 0.45} = 0.415 \text{ m}$$

$$h_m \cong 0.80 \text{ m}$$

$$d_k = c + 2 h_m = 0.415 + 2 \times 0.70 = 1.81 \text{ m}$$

$$d_r = c + h_m = 0.415 + 0.70 = 1.11 \text{ m}$$

$$\text{tg} \alpha \cong 0.69$$

$$h'_m \cong h'_1 \cong d' + \text{tg} \alpha \times \frac{(l_y - d_p)}{2} = 0.13 + 0.69 \times \frac{(1.95 - 1.11)}{2} = 0.42 \text{ m}$$

$$u = 0.6 \times \pi \times d_1 = 0.6 \times \pi \times 1.11 = 2.09 \text{ m}$$

$$Q_R = N - 0.6 \cdot P \frac{\pi d_k^2}{4} = 350 - 0.6 \cdot 170 \cdot \frac{\pi \times 1.81^2}{4} = 87 \text{ kN (8.7 tn)}.-$$

$$\tau_R = \frac{87}{2.09 \times 0.42} = 99.11 \text{ kN/m}^2 (0.99 \text{ kg/cm}^2); \tau_R = \frac{Q_R}{u h'_m}$$

$$\delta_1 = 1.6 \cdot \alpha_e \sqrt{\mu_k^2}$$

$$A_{k1} = 7.9 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1.81 \text{ m}}{1.95 \text{ m}} = 7.3 \text{ cm}^2; A_{k1} = A_1 \left(\frac{d_k}{l_y} \right)$$

$$A_{k2} = A_2 \times \frac{d_k/2}{l_x} = A_2 \frac{d_k}{2 \cdot l_x}$$

103

$$A_{k2} = 7.9 \text{ cm}^2 \times \frac{1.81 \text{ m}}{2 \times 1.05 \text{ m}} = 6.8 \text{ cm}^2$$

$$A_k = \frac{A_{k1} + A_{k2}}{2} = 7.1 \text{ cm}^2$$

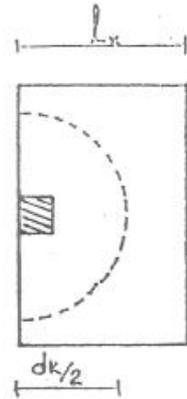
$$\mu_k = \frac{A_k}{h_m' d_k} = \frac{7.1 \text{ cm}^2}{.42 \text{ cm} \times 181 \text{ cm}} = 0.00093$$

$$\gamma_1 = 1.6 \cdot 1.3 \cdot \sqrt{0.0093} \% = 0.63$$

$$\left(\frac{0.2}{0.75} + 0.33 \right) = 0.59 \quad ; \quad 0.5 < 0.59 < 1$$

$$\sigma = 0.63 \cdot 0.59 \cdot 350 = 130 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (1.3 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\sigma < \sigma_{pe} \quad (\text{Verifica})$$



d.5.- Cálculo del tensor.

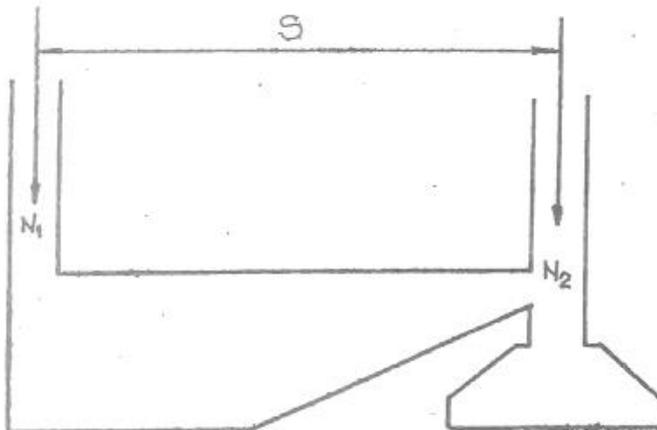
La fuerza de tracción en el tensor será:

$$F = \frac{H \cdot e}{\rho \cdot l} = \frac{350 \text{ kN} \cdot 0.30 \text{ m}}{2/3 \cdot 1.50 \text{ m}} = 105 \text{ kN} \quad (10.5 \text{ tn}).-$$

y con esta fuerza se dimensiona la viga a la flexotracción. Cuidando la fisuración, de acuerdo a lo visto en IIº Aº I, y las recomendaciones vigentes.-

Ej. 2.-

Calcular la fundación para una columna medianera uniéndola a otra columna interior mediante viga de vinculación.



Datos.

Hormigón II-13; $\beta_R = 10.5 \text{ MPa}$

Acero AB-420; $\beta_S = 420 \text{ MPa}$

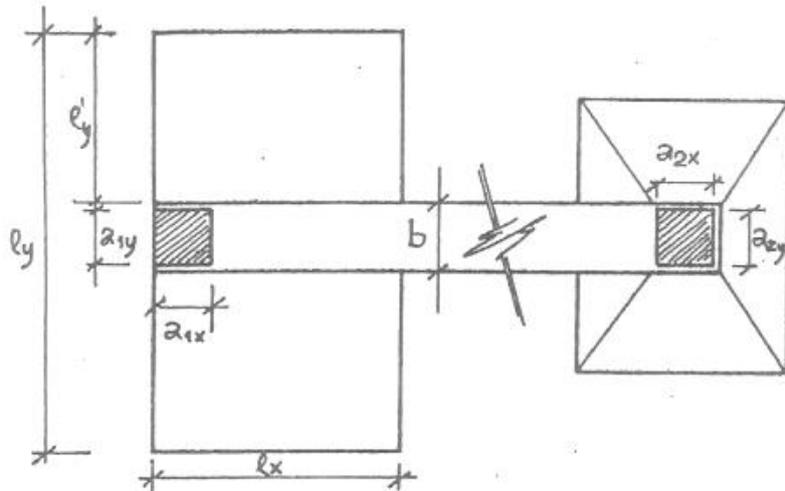
$N_1 = 350 \text{ kN}$; $a_{1y} = 30 \text{ cm}$

$a_{2x} = a_{2y} = 40 \text{ cm}$

$S = 4.00 \text{ m}$ $\sigma_t = 180 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

a) Cargas totales.

$$N_{1t} = 1.07 \times 350 = 374.5$$



$$N_{2t} = 1.07 \times 480 = 513.6$$

b) Dimensionamiento de la base de columna medianera.

Fijamos el valor de $l_x = 1.20$ m

Determinamos el valor de p

$$p = \frac{N_1 \cdot S}{S - \frac{1}{2}(l_x - a_{1x})} - N_1$$

$$p = \frac{350 \cdot 4.00}{4.00 - \frac{1}{2}(1.20 - 0.45)} - 350 = 36.2 \text{ kN (3.62 tn)}..$$

Entonces:

$$l_y = \frac{N_{1t} + p}{l_x \cdot \sigma_t} = \frac{374.5 + 36.2}{1.20 \times 180} = 1.90 \text{ m}$$

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{1.90}{1.20} = 1.58 < 2 \quad (\text{verifica}) ; \sigma_t^* = \frac{350 + 36.2}{1.90 \times 1.20} = 169 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

b.1.- Altura de las losas laterales.

$$d_o \geq \frac{l_y - b}{4} = \frac{1.90 - 0.35}{4} = 0.38 \text{ m}$$

fijamos $H = 0.45$ m ; $h = 0.38$ m ; $d = 0.15$ m

b.2.- Cálculo de Momentos flectores;

$$l'_y = \frac{l_y - b}{2} = \frac{1.90 - 0.35}{2} = 0.775 \text{ m}$$

$$M_y = \frac{1}{2} l_x (l'_y)^2 \sigma_t^* = \frac{1}{2} \times 1.20 (0.775)^2 \times 169 = 60.9 \text{ kN m}$$

b.3.- Armaduras de la base.

$$\Lambda = \frac{D M}{k_z h \beta_s} ; k_o = \frac{h}{\sqrt{\frac{D \cdot M}{b \cdot \beta_R}}} = \frac{0.38}{\sqrt{\frac{1.75 \times 60.9}{100 \times 10.5 \times 1000}}} = 37.8$$

$$k_z = 0.98 ; A = \frac{1.75 \times 60.9 \times 10}{0.98 \times 0.38 \times 420} = 6.8 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 1 \phi 10 \text{ c}/12.5 \text{ cm}$$

b.4.- Verificación al corte.

$$Q_L = 1'_{1x} \cdot l_x \cdot \sigma_t^* = 0.775 \times 1.20 \times 1.69 = 157 \text{ kN}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{0.45 - 0.15}{0.775} = 0.39 ; M = 60.9 \text{ kN m} ; h = 0.38 \text{ m}$$

$$Q_R = 157 - \frac{60.9}{0.38} \times 0.39 = 94.5 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{94.5}{1.00 \times 0.98 \times 0.38} = 254 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (2.54 \text{ kg/cm}^2) \dots$$

$$k_2 = \left(\frac{0.12}{0.45} + 0.6 \right) = 0.87 \quad 0.7 < 0.87 < 1$$

$$\sigma_{011} \cdot k_2 = 350 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0.87 = 304 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (3.04 \text{ kg/cm}^2) \dots$$

$$304 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} > 254 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{Verifica}).$$

c) Dimensionamiento de la viga de vinculación.

c.1.- Cálculo de momentos flexores.

$$q = 1_y \cdot \sigma_t^* = 1.9 \text{ m} \times 169 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 321 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

El momento flector máximo se produce a una distancia:

$$x = \frac{H_1}{q} - \frac{a_{1x}}{2} = \frac{350 \text{ kN}}{321 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} - \frac{0.45 \text{ cm}}{2} = 0.865 \text{ m}$$

El momento máximo será:

$$\begin{aligned} M_{\text{máx}} &= H_1 \cdot x - q \frac{\left(x + \frac{a_{1x}}{2}\right)^2}{2} \\ &= 350 \times 0.865 - 321 \frac{\left(0.865 + \frac{0.45}{2}\right)^2}{2} = 112 \text{ kN m} \end{aligned}$$

c.2.- Cálculo de los esfuerzos de corte.

El corte máximo se produce bajo la columna:

$$Q_i = N_1 - q \cdot \frac{a_1 x}{2} = 350 - 321 \times \frac{0.45}{2} = 278 \text{ kN}$$

El corte se mantiene constante, desde que la viga se separa de la base, con un valor igual a $p = 36.2 \text{ kN}$.

c.3.- Determinación de alturas y armaduras.

$$h \geq K_o^* \sqrt{\frac{D \cdot M}{b \cdot \beta_R}}$$

$$h = 1.719 \sqrt{\frac{1.75 \times 112}{0.45 \times 10.5 \times 1000}} = 0.35 \text{ m} \rightarrow H = 0.40 \text{ m};$$

y por rigidez $H \geq \frac{d}{5} = \frac{4.00}{5} = 0.80 \text{ m}$

Adoptamos $H = 0.80 \text{ m}$, $h = 0.75 \text{ m}$, $b = 0.50 \text{ m}$

esta altura disminuye linealmente hasta la otra columna , en donde fijamos:

$$H' = 0.20 \text{ m} , \quad h = 0.18 \text{ m} , \quad b = 0.5 \text{ m}$$

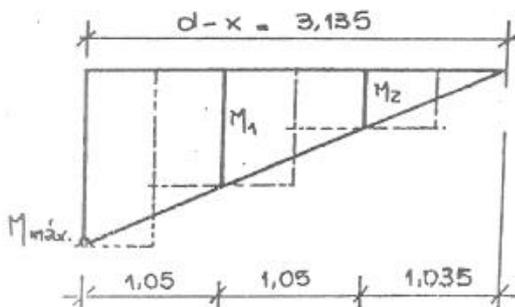
c.3.1.-Cálculo de Armaduras.

En la zona de momentos máximos:

$$A = \frac{D \cdot M}{K_o \cdot h \cdot \beta_s} ; \quad K_o = \frac{0.75}{\sqrt{\frac{1.75 \times 112}{0.45 \times 10.5 \times 1000}}} = 3.68 \rightarrow K_o = 0.943$$

$$A = \frac{1.75 \times 112 \times 10}{0.943 \times 0.75 \times 420} = 6.6 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 14 \quad (7.7 \text{ cm}^2)$$

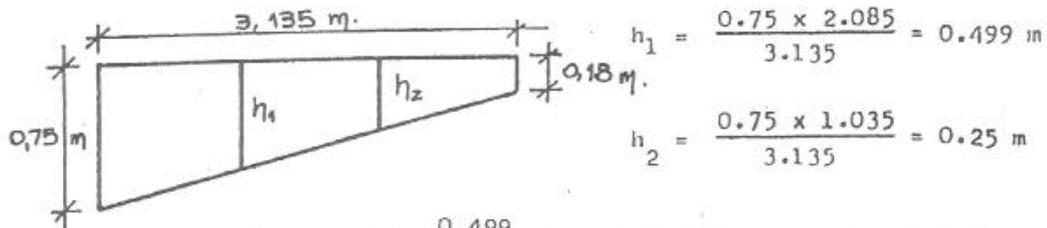
Los momentos flectores varían linealmente desde el punto de momentos máximos hasta valer cero en la otra columna. Calcularemos las armaduras necesarias en tres puntos del tramo de la viga, para averiguar hasta donde debemos prolongar la armadura.



$$M_1 = \frac{M_{\text{máx}} \cdot 2.085}{3.135} = 112 \times 0.66 = 74.5 \text{ kN m}$$

$$M_2 = \frac{M_{\text{máx}} \cdot 1.035}{3.135} = 112 \times 0.33 = 36.9 \text{ kN m}$$

la viga también varía linealmente



$$h_1 = \frac{0.75 \times 2.085}{3.135} = 0.499 \text{ m}$$

$$h_2 = \frac{0.75 \times 1.035}{3.135} = 0.25 \text{ m}$$

$$K_{o1} = \frac{0.499}{\sqrt{\frac{1.75 \times 74.5}{0.45 \times 10.5 \times 1000}}} = 3.16 \quad \rightarrow \quad K_{\partial} = 0.925$$

$$K_{o2} = \frac{0.25}{\sqrt{\frac{1.75 \times 36.9}{0.45 \times 10.5 \times 1000}}} = 2.15 \quad \rightarrow \quad K_{\partial} = 0.875$$

$$A_1 = \frac{1.75 \times 74.5 \times 10}{0.925 \times 0.499 \times 420} = 6.72 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 5 \text{ } \phi \text{ } 14$$

$$A_2 = \frac{1.75 \times 36.9 \times 10}{0.875 \times 0.25 \times 420} = 7.02 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 5 \text{ } \phi \text{ } 14$$

Lo que indica que con la variación de altura que hemos elegido, se corresponde con la variación de momentos. Si la variación de altura hubiera sido menor, o si fuese de altura constante, se podría reducir la armadura.

c.4.- Verificación al corte.

Verificaremos en 2 secciones, en el máximo corte a la izquierda, y en la menor sección a la derecha.

$$Q_{h/2} = Q_i - q \frac{h}{2} = 278 \text{ kN} - 169 \times \frac{0.75}{2} = 215 \text{ kN}$$

$$\tau_0 = \frac{Q_{h/2}}{b \cdot z} = \frac{215}{0.45 \times 0.943 \times 0.75} = 675 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (6.75 \text{ kg/cm}^2) \dots$$

$$\tau_{02} > \tau_0 > \tau_{012} \quad \rho = \frac{675}{1200} = 0.563 > 0.4$$

Armaremos con estribos solamente:

$$A_{\text{est}} = \frac{\tau_0 \times b \times \Delta l \times V \times \rho}{\beta_s \cdot \sigma_s} = \frac{10 \times 675 \times 0.45 \times 1.20 \times 1.75 \times 0.563}{420} = 8.5 \text{ cm}^2 \quad A_{\text{est}}$$

Adoptamos estribos de 2 ramas ϕ 8 c/15 cm, lo que nos da:

$$\frac{\Delta l}{\text{sep}} = \frac{1.20}{0.15} = 8 + 1 \quad \rightarrow \quad 9 \text{ cm}^2 > 8.5 \text{ cm}^2$$

En la derecha:

$$Q = p = 36.2 \text{ kN}$$

$$\sigma_0 = \frac{36.2}{0.45 \times 0.85 \times 0.18} = 525 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} > \sigma_{012}$$

$$\eta = \frac{525}{1200} = 0.437 > 0.4$$

Continuamos con los estribos $\phi 8$ de 2 ramas, pero variamos la separación:

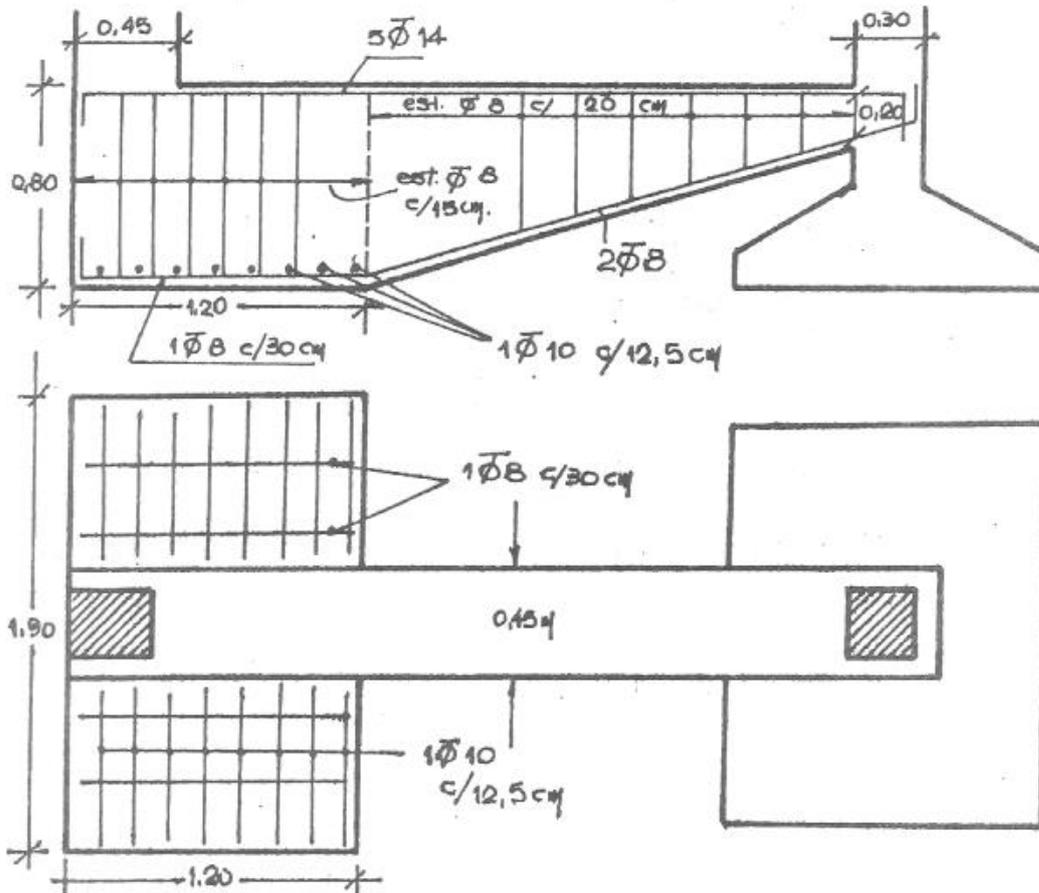
$$A_{\text{est}} = \frac{\sigma_0 \times b \times 1 \times l \times \eta}{\beta_s} = \frac{525 \times 0.45 \times 1.0 \times 1.75 \times 0.437 \times 10}{420} = 4.3 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 1 \text{ est. } \phi 8 \text{ c}/20 \text{ cm} \quad (5 \text{ cm}^2/\text{m})$$

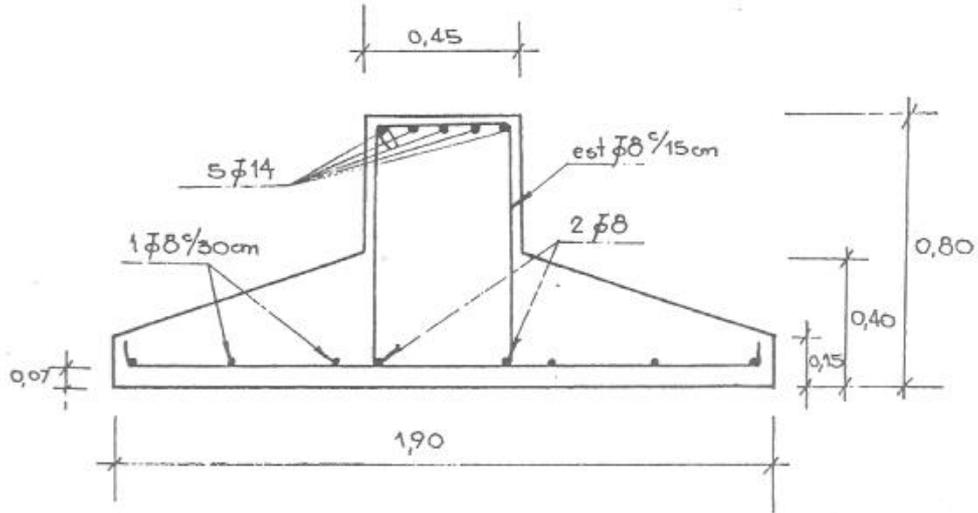
d) Base de columna interna.

En esta base actúa una fuerza P

$$P = N_2 - p = 480 - 36.2 = 444 \text{ kN}$$

y se dimensiona como en el T.P. N° 2, de bases aisladas.





TRABAJO PRACTICO N° 5.-
=====

PROYECTO DE FUNDACION SOBRE PILOTES.-
=====

1.- Generalidades.

El propósito de una fundación estructural es transmitir la carga de la superestructura al suelo en forma tal que no se puedan producir asentamientos no admisibles por aquella.

La fundación sobre pilotes tiene por objeto transmitir la carga de la estructura, a través de un material o estratos de pobre capacidad soporte a uno más profundo de adecuada capacidad. Esto se consigue ya sea apoyando sobre un estrato resistente, o bien distribuyendo las presiones a lo largo de todo el pilote o grupos de pilotes, aprovechando la capacidad friccional de un manto espeso de suelo al que se lo somete a tensiones cortantes compatibles con su capacidad. A veces lo que se consigue es mejorar las condiciones del terreno por efecto de la compactación que el pilotaje produce. En el caso de obras de muelles u otras construcciones hidráulicas, la misión del pilotaje es transmitir la carga a través del agua hasta un medio soporte satisfactorio.

El planteo del proyecto de una cimentación sobre pilotes requiere la obtención y el análisis de todos los datos relativos al subsuelo en que debe emplazarse así como de la construcción a fundar, el estudio y comparación de todas las soluciones factibles, tratando de eliminar toda incertidumbre que pueda evitarse y respetar el sano criterio profesional de Ingeniería desarrollado por la experiencia. Hay que evitar los gastos innecesarios, pero a la vez hay que evitar también asentamientos objetables.

Como una vez ejecutada, si las pruebas de comportamiento no son satisfactorias, la conexión de la cimentación suele ser difícil y costosa, en todo caso de duda debe primar el criterio de la seguridad.

En razón de estos conceptos que anteceden C.W. Dunham afirma: "Al proyectar cimentaciones mediante pilotes hay que tomar decisiones que frecuentemente suelen ser difíciles".

2.- Pasos a seguir en el proyecto de fundaciones sobre pilotes.-

2.1.- Análisis del perfil del terreno.

Conocido el proyecto de la estructura, las cargas que deben soportarse y los requerimientos de seguridad anti-asentamientos diferenciales, se impone un estudio conciente del perfil del suelo del lugar de emplazamiento. Estos perfiles nos informarían con relativa facilidad sobre las condiciones básicas del terreno, de modo que podamos decidir acerca del empleo de pilotes de fricción en arena, pilotes de punta que atraviesan estratos blandos para apoyar en uno firme profundo, o sobre pilotes flotantes en suelos cohesivos.

En este análisis debe darse especial cuidado a la distribución de las cargas en el suelo, que variaría considerablemente según el tipo de trabajo de pilote que se adopte, pues según el cual sea éste, la profundidad del sondeo puede resultar insuficiente. Debe tenerse un conocimiento claro del comportamiento de los estratos por debajo de la punta de los pilotes para asegurarnos de que no se producirán asentamientos objetables.

2.2.- Elección de la longitud y tipo de pilote.

Estos dos pasos en el anteproyecto o proyecto de la fundación suelen estar muy vinculados entre sí de modo que su determinación puede hacerse en forma más o menos conjunta.

Si el perfil del terreno nos indica el empleo de pilotes de punta, suele ser fácil determinar la longitud necesaria con bastante exactitud.

Si se trata de pilotes de fricción en arena puede estimarse a priori en base de las fórmulas de capacidad de carga, la longitud a prever, pero solo con la ejecución de pilotes de prueba se puede confirmar esa previsión. Generalmente para este tipo de suelo suele bastar la confirmación con el empleo de fórmulas dinámicas, sin llegar al requerimiento de ensayos de carga.

En el caso de pilotes de fricción en arcilla blanda, las longitudes previstas con el cálculo con fórmulas estáticas requiere la confirmación con los pilotes de prueba, con la salvedad de que las fórmulas dinámicas de hincas no agregan mayor información, sino que resulta necesario el ensayo de carga in situ, y sus resultados afectarlos con las fórmulas o coeficientes de eficiencia por el efecto de grupo. En todos los casos debe verificarse aunque sea en su faz teórica la falla total del grupo de pilotes. De ser posible sería conveniente el ensayo de carga de todo el grupo en conjunto.

Planteado el proyecto de cimentación sobre pilotes, conocidas las condiciones de la estructura, del terreno de fundación, y el largo probable, una de las primeras decisiones a tomar concierne al tipo de pilote a utilizar. Puede existir la posibilidad de varios tipos, pero siempre alguno de ellos es el mejor. No obstante, como el problema es técnico-económico, un análisis cuidadoso de la cuestión nos llevaría a determinar cuales son los más recomendables, o que no ofrecen reparos de índole técnica, para poder admitir las distintas opciones en el concurso de precios que en definitiva nos llevará a la elección del más conveniente.

A continuación exponemos una lista de condiciones que pueden influir en la toma de decisiones:

- 1.- La longitud requerida, teniendo en cuenta la adaptabilidad en la posibilidad de diferencias importantes entre distintos puntos de la obra.
- 2.- Capacidad de carga por pilote que se desea. En este conjunto debe tenerse en cuenta no solo esfuerzos axiales de compresión y/o tracción, sino también esfuerzos laterales o momentos posibles.

- 3.- Accesibilidad del lugar.
- 4.- Medios para manejar los pilotes.
- 5.- Materiales de que se dispone o facilidad para conseguirlos y/o transportarlos.
- 6.- Altura del nivel freático con respecto al de la cabeza del pilote y al plano de trabajo, así como su permanencia o variabilidad.
- 7.- Efecto de la hinca en estructuras o instalaciones próximas.
- 8.- Posibilidad de desviaciones durante su colocación por la presencia de obstáculos en el subsuelo (rodados, escombros, etc.).
- 9.- Comparación de costos totales (puesta en obra con pilotes terminados, incluyendo cabezales de vinculación, y considerando la forma de medición de cada tipo).
- 10.- Grado de permanencia requerido.
- 11.- Experiencias de ese tipo de pilote en obras realizadas en estructuras similares.
- 12.- Facilidad de instalación y tiempo de ejecución.
- 13.- Urgencia con que han de quedar utilizables los pilotes para proseguir con las otras etapas de la obra.
- 14.- Pilotes más adecuados a los métodos y condiciones de hinca.
- 15.- Posibilidad de deterioro de los pilotes después de la hinca o ejecución (ataques de elementos orgánicos, sales, ácidos, etc. del suelo o agua subterránea, o fenómenos de oxidación o electrólisis).
- 16.- Facilidad de cortar o de obtener alturas convenientes de las cabezas.
- 17.- Facilidad de aumentar el número de pilotes si es necesario.
- 18.- Preferencia personal del Ingeniero o propietario debido a la experiencia anterior por un tipo particular.
- 19.- Disponibilidad de un contratista con equipo capaz de colocar un cierto tipo de pilote.
- 20.- Hinca sobre o bajo nivel de agua.
- 21.- Flexibilidad o resistencia a la flexión requerida.
- 22.- Comportamiento del pilote como pilar si va a trabajar por punta.
- 23.- Resistencia del pilote a la hinca dura si ésta es necesario.
- 24.- Pilotes que se utilizaron antes, si la obra nueva es una ampliación de una estructura existente.;
- 25.- Alteración mínima del suelo si éste es un factor significativo.
- 26.- Facilidad de hinca bajo un ángulo, si se necesitan pilotes inclinados.
- 27.- Posibilidad de socavaciones, erosiones, o cambio de condiciones en el

terreno circundante.

El análisis de éstos, y aún de otros, argumentos, permite una elección consistente del tipo de pilote, al proyectar o recibir distintas propuestas en una competencia de precios. El criterio basado únicamente en el precio más bajo no es aconsejable.

A los fines de ofrecer un panorama resumido de los distintos tipos de pilotes factibles de utilizar en nuestro medio, podemos agruparlos en tres tipos principales:

- a) Pilotes prefabricados hincados.
- b) Pilotes hincados y hormigonados in situ.
- c) Pilotes excavados y hormigonados in situ.

Vamos a señalar un cuadro de ventajas e inconvenientes de estos diferentes tipos de pilotes para facilitar la selección del más apropiado para un caso dado.

CARACTERÍSTICAS	Prefabricados hincados			Hincados	Excavados
	Madera	H° A°	Metálicos	Hormigón in situ.-	Hormigón in situ.-
Ventajas.					
1) El material del pilote puede ser controlado antes de la hinca.-	x	x	x	-	-
2) Pueden ser colocados verticales o inclinados.-	x	x	x	algunos	-
3) Estables en suelo desmoronable.-	x	x	x	Con precauciones	-
4) Los pilotes no se dañan por el levantamiento del suelo cuando se hincan los adyacentes.-	x	x	x	-	-
5) El proceso constructivo no es afectado por agua subterránea.-	x	x	x	algo	mucho
6) Permiten su utilización inmediatamente de ejecutados.- . .	x	no	x	x	x
7) Resisten suelos agresivos.- .	-	Con curado y aditivo.cement.esp.	-	-	-
8) Livianos y de gran momento de inercia.-	-	huecos centrif.	x	-	-

9) No originan levantamiento del terreno adyacente al <u>co</u> locarlos.-	-	-	x	-	x
10) Especiales para terrenos con escombros u obstáculos.- .	-	-	x	-	x
11) Pueden variar la longitud respecto a la prevista sin problemas.-	-	-	x	x	x
12) Admiten grandes cargas.- .	-	x	apoyadas en roca	x	x
13) Gran resistencia friccional por fuste muy rugoso.- . .	-	-	-	x	x
14) Admiten la formación de bulbo de cabeza ensanchado para grandes cargas.-	-	-	-	x	x
15) No producen trepidaciones que afecten a construcciones vecinas.-	-	-	-	-	x
16) Se evita el desmoche de cabezas.-	-	-	-	x	x
17) Armadura solo como columna, no por efectos de manipuleo o hinca.-	-	-	-	x	x
18) El suelo del lugar de apoyo puede ser inspeccionado o ensayado sin mayor dificultad.-	-	-	-	-	x

DESVENTAJAS.	Prefabricados hincados			Hincados hormig. in situ	Excavad. hormig. in situ
	Madera	IIº A ^d	Metálic		
1) Largo período de curado y endurecimiento.-	-	x	-	-	-
2) Ofrecen problemas en suelos resistentes con profundidades muy variables.-	x	x	-	-	-
3) Vibraciones y ruido pueden causar molestias o daños.-	x	x	x	x	-
4) No pueden ser empleados en grandes diámetros.-	x	x	x	x	-
5) Dificultad o imposibilidad de hacer ensanches en el extremo de apoyo.-	x	dific.	x	-	-

6) No pueden ser colocados bajo ambientes existentes de altura reducida.-	x	x	x	x	-
7) Corte de excesos difícil o no recuperable.-	x	x	-	-	-
8) Prolongaciones para adaptar los a longitudes distintas de las previstas lardo y oneroso.-	x	x	-	-	-
9) Gastos de almacenaje, curado o preparación o transporte significativos.-	x	x	x	-	-
10) Falta de conocimiento del estado real del pilote in situ.-	-	-	-	x	x
11) Posibilidad de disgregación durante la ejecución.- . .	-	-	-	x	x
12) Posibilidad de extrangulamiento o irregularidades por terrenos desmoronables o acuíferos.-	-	-	-	x	x
13) Atacables por hormigón fresco frente a suelos o aguas agresivas.-	-	-	-	x	x
14) Desplazamientos del suelo u obstáculos pueden dañar pilotes vecinos recientes.- .	-	-	-	x	-
15) No pueden usarse en estructuras hidráulicas sin adaptación especial.-	-	-	-	x	x
16) Los procedimientos de ejecución pueden aflojar terrenos arenosos o de gravas.-	-	-	-	-	x
17) Sujetos a daños o alteraciones por variaciones en el nivel de las napas.-	x	-	x	-	-

Para facilitar la elección del tipo de pilotes a emplear en cada caso daremos algunos valores orientativos de las capacidades de carga de distintos tipos, capacidades que se refieren a su diseño estructural y que por consiguiente deben, en cada caso, ser limitadas por las condiciones del terreno en que son colocados, En definitiva la capacidad de carga de un pilote lo da la acción del conjunto pilote-suelo.-

a) Pilotes prefabricados.

Pilotes tipo.

<u>de la D.P.V. de Córdoba.</u>				<u>de la E.H.V.</u>			
A Cuadrados	20 x 20 cm =	200 kN	C 20 Cuadrados	20 x 20 cm =	200 kN		
B "	25 x 25 "	= 300 kN	C 30 "	25 x 25 "	= 300 "		
C Octogonales	30	" = 400 kN	C 45 "	30 x 30 "	= 450 "		
D "	35	" = 600 kN	C 65 "	35 x 35 "	= 650 "		
F "	40	" = 800 kN	C 85 "	40 x 40 "	= 850 "		
			E 40 Exagonales	30	" = 400 "		
			E 60 "	35	" = 600 "		
			E 80 "	40	" = 800 "		

No obstante considerando las modernas normas de cálculo, verificando los pilotes a compresión, flexión en manipuléo y sollicitaciones de hincas, se pueden asignar capacidades superiores, con una adecuada distribución de la armadura.

Se recomienda que la armadura longitudinal, cumpla con las siguientes cuantías mínimas.

1/250 125
50 3%

= 1 %	cuando la relación	$\frac{L}{D} < 30$
= 1.25 %	" " "	$\frac{L}{D} = 30$
= 1.5 %	" " "	$\frac{L}{D} > 30$ a 40
= 2 %	" " "	$\frac{L}{D} > 40$

En cuanto a las armaduras transversales se suele usar espiras de 6 a 8 mm. con separación de 10 a 15 cm a todo lo largo del pilote excepto en las dos extremidades donde el zunchado es más denso (5 a 8 cm) en una longitud de 3 diámetros.

Con estas condiciones se pueden considerar como límites de carga perfectamente aceptables:

Pilotes cuadrados 25 x 25 = 300 kN	Pilotes octogonales 30 cm = 500 kN
" " 30 x 30 = 600 "	" " 35 " = 700 "
" " 35 x 35 = 800 "	" " 40 " = 900 "
" " 40 x 40 = 1000 "	" " 45 " = 1.150 "
	" " 50 " = 1.300 "

b) Se puede disponer de pilotes circulares centrifugados, huecos tipo S C A C , en los cuales se suele usar capacidades que oscilan alrededor de los siguientes valores:

<u>Ø ext.</u>	<u>Esp. pared</u>	<u>Cap. carga máx.</u>
Ø 26 cm	5 cm	200 kN
Ø 33 "	7 "	400 "
Ø 42 "	10 "	800 "
Ø 49 "	12 "	1.000 "
Ø 53 "	12 "	1.200 "

c) En los pilotes in situ con camisa hincada y recuperada, tipo Franki, sue le ser usuales los siguientes valores:

Ø 35 cm	=	550 kN
Ø 40 "	=	700 "
Ø 52 "	=	1.300 "
Ø 60 "	=	1.700 "

Todos estos datos son ilustrativos para tomarlos como punto de partida para una selección. En su caso, variando las armaduras, puede tenerse otras capacidades, pero en cada caso deberá calcularse las resistencias o consultar a los respectivos fabricantes de cada tipo de pilotes.

2.3.- Determinación de la capacidad de carga de un pilote.

La elección de la carga admisible sobre un pilote es una de las determinaciones que el Ingeniero de fundaciones debe adoptar, cuando se trata de suelos cohesivos saturados en una de las decisiones más difíciles debido a las numerosas incertidumbres que lleva consigo. Así por ejemplo resultan muy indeterminados la profundidad a elegir, los valores de la resistencia friccional, el efecto de grupo y los asentamientos a producirse bajo cargas diversas.

Conocemos los distintos procedimientos para establecer la capacidad de carga de los pilotes:

Fórmulas dinámicas
Fórmulas estáticas
Ensayos de carga

Según el tipo de terreno será recomendable uno u otro procedimiento.

El procedimiento de ensayos de carga previos puede ser muy beneficioso, sobre todo si se apoya sobre estratos muy resistentes, pues la comprobación de valores muy superiores a los que podríamos admitir por la aplicación de fórmulas significa grandes economías. Sin embargo debido a su costo elevado, y sobre todo al tiempo que requieren estos ensayos, es poco utilizado.

Debe agregarse a esto que en el caso de pilotes friccionales en sue los cohesivos, los propios resultados del ensayo deben ser afectados por el efecto de grupo, que disminuye su eficiencia y que es un valor aún hoy algo indeterminado.

En obras de poco número de pilotes, o con terreno muy variable el costo de ensayos puede ser excesivamente oneroso y se debe recurrir a cualquiera de los otros métodos de estimación de cargas con valores conservadores, es decir, con coeficientes de seguridad tanto más elevados cuanto mayor sea el desconocimiento del suelo o la variabilidad de los perfiles.

Según hemos visto en el desarrollo del tema: "Fundaciones profundas" en el curso de Mecánica de Suelos (Guía de T.Prácticos) especialmente para el caso de pilotes hincados, es conveniente el empleo de fórmulas dinámicas de Capacidad de Carga. También allí se señaló que este procedimiento no es de validez general, sino que debe limitarse a suelos granulares, o a suelos blandos que apoyan sobre terrenos densos, con o sin cohesión (sin llegar a ser roca en cuyo caso vuelve a ser indeterminado el resultado).

Para suelos cohesivos las fórmulas de hinca no ofrecen ninguna seguridad y suele recurrirse a las fórmulas estáticas basadas en los parámetros de resistencia del suelo, aunque a veces estas tampoco suministran información suficientemente clara respecto a los posibles asentamientos. En esos casos, como ya hemos repetido varias veces, solo son enteramente confiables los ensayos de carga efectuados sobre el grupo de pilotes.

Nos remitimos al trabajo Práctico de M. de suelos citado, para todo el desarrollo de las teorías y comentarios acerca de las distintas expresiones que consideramos más usuales en nuestro medio.

2.3.1.- Fórmulas dinámicas.

En lo que sigue emplearemos los siguientes símbolos.

- W = peso del martillo
- h = altura de caída del martillo
- e = eficiencia del golpe del martillo
- R_d = resistencia dinámica
- s = penetración del pilote
- $K = C_1 + C_2 + C_3$ = compresión elástica del pilote capacetete y suelo
- p = peso del pilote

Como de empleo más generalizado citaremos:

a) Fórmula Holandesa.

$$R_d = \frac{w^2 h}{s (W + P)}$$

En esta expresión el coeficiente de seguridad a aplicar está comprendido entre 3 y 10. Siendo las mayores para martillos de caída libre y los menores para martinetes de vapor, aire comprimidos o diesel. El valor más usual es 5.

b) Fórmula de Brix. (para choque no elástico)

$$R_d = \frac{w^2 \cdot P \cdot h}{s (w + p)^2}$$

El coeficiente de seguridad usual es del orden de: 5.

c) Fórmula de Hiley.

$$R_d = \frac{e \cdot w \cdot h}{s + \frac{1}{2} (C_1 + C_2 + C_3)} \cdot \frac{w + n^2 p}{w + p}$$

Como coeficiente de seguridad se toma 3 ó 4.

e = eficiencia mecánica del martillo de hincado, Los valores recomendados en la práctica son:

0.75	Martillos de caída libre con cable y malacate de fricción.
0.75 a 0.85	Martinetes a vapor de simple efecto.
0.85 a 0.95	Martinetes a vapor de doble efecto.
1.00	Martinetes Diesel.

n = coeficiente de restitución cuyos valores pueden ser:

0	Martillo de acero sobre pilote madera deteriorada.
0.25	Martillo acero sobre pilotes de madera sanos o de hormigón con capacete con madera.
0.30	" " " " de hormigón.
0.40	" " " " acero con amortiguador compacto.
0.55	" " " " acero sin amortiguador.

Los valores del término $\frac{w + n^2 p}{w + p}$ está tabulado para diferentes valores de n en las bibliografías 10 y 11.

C_1 = Compresión temporaria de la cabeza de pilote y capacete. Varía de 0 a 12.5 mm según varios factores.

C_2 = Compresión temporaria del pilote. $C_2 = \frac{R_d \cdot L_a}{A \cdot E}$

donde A = sección recta del pilote. En pilotes prefabricados de H° A° se toma la sección homogeneizada a hormigón.

E = módulo de elasticidad del material del pilote.

L_a = longitud activa del pilote (distancia desde la cabeza hasta el centro de resistencia que asciende para suelos friccionales).

Se puede considerar:

$$L_a = 0.95 L \text{ en pilotes de punta.}$$

$$= 0.66 \text{ a } 0.85 \text{ en pilotes de punta.}$$

C_3 = Compresión del suelo bajo impacto. Oscila de 5 mm en suelos

relativamente resistentes hasta 0 en suelos muy duros.
Un valor normal es 2.5 mm.

Los valores de C_1 , C_2 y C_3 están tabulados en la bibliografía 1 Tabla I a III, en forma muy detallada para distintas intensidades de hinca en diferentes tipos de pilotes. Se puede encontrar un cuadro resumido en bibliografía 10.

De bibliografía 20, extraeremos un cuadro usual en pilote prefabricados de hormigón armado, con capete con madera.

Hincadura	Fácil	Media	Difícil	Muy difícil
Tensiones en la cabeza del pilote.	3,5 MPa (35 kg/cm ²)	7 MPa (70 kg/cm ²)	10,5 MPa (105 kg/cm ²)	14 MPa (140 kg/cm ²)
C_1 mm	0.64	1.27	1.91	2.54
C_2 mm	0.117 La (m)	0.213 La (m)	0.320 La (m)	0.427 La (m)
C_3 mm	0 a 1.27	2.54	2.54	2.54

$$\frac{L}{2} (C_1 + C_2 + C_3) \quad 0.95 + 0.058 La \quad 1.90 + 0.106 La \quad 2.22 + 0.160 La \quad 2.54 + 0.214 La$$

Esta es una de las fórmulas reconocidas como más elaboradas, donde intervienen las deformaciones elásticas de todos los elementos actuantes y considera la eficiencia del equipo de hinca y el material de los pilotes.

Los valores de las deformaciones tabulados deben tomarse con ciertas reservas. El de C_2 es preferible medirlo durante la hinca en momentos en que se estima que el pilote da rechazo.

En bibliografía 6 podemos leer (pag. 572) un comentario acerca de esta fórmula, pero termina diciendo que es excesivamente conservadora para pilotes largos o muy rígidos. La longitud adecuada es de 9 a 15 m., según la rigidez.

En caso de tratarse de martinets a vapor de doble efecto, debe utilizarse en estas fórmulas la altura de caída equivalente, resultante de sumar a la altura de caída real del pistón la altura ficticia correspondiente a la energía del vapor actuante.

Luego la altura a emplear es:

$$H = \frac{W + p \cdot S}{W} h$$

donde: H = altura de caída equivalente.
 h = " " " real del pistón.
 p = presión eficaz del vapor (p . real - p . atmosf.)
 S = superficie del pistón.

En general podemos decir:

- a) Con resistencias de punta claras las fórmulas de hinca suelen ser aplicables.
- b) En suelos arenosos las fórmulas dinámicas pueden ser válidas.
- c) En arcillas blandas y otros suelos poco permeables saturados las fórmulas dinámicas son inútiles para determinar capacidades de carga.

2.3.2.- Fórmulas estáticas.

También en este caso nos remitiremos al T.P. de Mec. de Suelos "Fundaciones Profundas", y resumiremos las expresiones de capacidad de carga en la siguiente forma.

$$Q = Q_p + Q_f = q_s \cdot S + q_f \cdot S_{lat} \quad (2.3.2.1)$$

Siendo S y S_{lat} la sección recta del pilote y su superficie lateral.

2.3.2.1.- Resistencia de punta (Q_p)

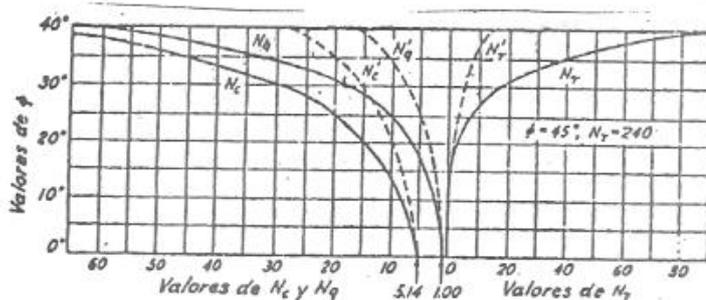
La determinaremos aplicando las fórmulas de capacidad de carga para superficies circulares y cuadradas.

Según Terzaghi se tiene:

$$\text{(Sup. Circ.) } q_{cr} = 1.2 c N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.6 \gamma \cdot r \cdot N_{\gamma}$$

$$\text{(Sup. Cuadr.) } q_{cb} = 1.2 c N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.4 \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma}$$

donde los factores de capacidad de carga N_c, N_q y N_γ se obtienen en función de φ del gráfico.



Como los términos las N_γ son despreciables frente a los restantes podemos usar únicamente:

$$q_c = 1.2 c N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \quad (2.3.2.2)$$

Esta expresión es válida para los suelos densos donde se produce falla general. Para suelos blandos, con peligro de falla local, recomienda usar los coeficientes N'_c y N'_q y c' = $\frac{2}{3}$ c. Para suelos intermedios (en re-

sistencia a la penetración entre 5 y 30 golpes) se pueden interpolar los resultados.

Según Caquot y Kerisel.

$$q_c = c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \quad (2.3.2.3)$$

Si el terreno por encima de la punta del pilote tiene fricción (con ángulo de fricción ψ') la fórmula a transformar es:

$$q_c = c N_c + \gamma \cdot D N'_q \quad (2.3.2.4)$$

donde: $N'_q = N_q \cdot S'$ siendo: $S' = 1 + 0.32 \operatorname{tg}^2 \psi'$

Vemos en la tabla siguiente los valores de N_c , N_q y S' en función de ψ ó ψ' en su caso:

δ	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°
N_c	5.14	6.51	8.32	11.0	14.75	20.8	30.1	46.-	75.-	134.-	267
N_q	1	1.57	2.47	3.94	6.40	10.7	18.4	33.3	64.2	135.-	319
S'	1.0	1.0	1.01	1.02	1.04	1.07	1.11	1.16	1.23	1.32	-

2.3.2.2.- Resistencia por fricción lateral. (Q_f)

La fricción lateral se ejerce por la adherencia en suelos cohesivos, o por fricción en aquellos sin cohesión. Cuando el terreno participa de las dos propiedades, el valor total de las fuerzas friccionales estará dado por la acción de las dos componentes, pero la forma en que éstas colaboran es distinta según la magnitud de los desplazamientos, de modo que conviene tomarlos con un concepto altamente conservativo. (Ver bibliografía 18).

En terrenos incoherentes homogéneos el factor friccional está dado por:

$$f_a = k \cdot \gamma \cdot Z \cdot \operatorname{tg} \delta \quad (2.3.2.5)$$

que integrado en toda la superficie lateral del pilote da:

$$Q_{fa} = \frac{1}{2} k \cdot \gamma \cdot D^2 \cdot W \operatorname{tg} \delta \quad (2.3.2.6)$$

siendo W el perímetro del pilote, D la longitud enterrada, $\operatorname{tg} \delta$ el coeficiente de fricción entre suelo y pilote.

La tabla siguiente nos da los valores de $k \cdot \operatorname{tg} \delta$ según Caquot y Kerisel.

φ	$\kappa \cdot \operatorname{tg} \delta$	φ	$\kappa \cdot \operatorname{tg} \delta$
10°	0.2854	32°	4.062
12°	0.3820	34°	5.171
14°	0.4990	36°	6.636
16°	0.6415;	38°	8.600
18°	0.8155	40°	11.27
20°	1.029	42°	14.99
22°	1.293	44°	20.26
24°	1.621	50°	56.95
26°	2.031	55°	167.4
28°	2.550	60°	677.3
30°	2.211		

En terrenos cohesivos la tensión de adherencia viene dada por la expresión:

$$f_c = \alpha \cdot c' \quad (2.3.2.7)$$

y la resistencia total:

$$Q_{fc} = \alpha \cdot c' \cdot W \cdot D \quad (2.3.2.8)$$

donde c' es la cohesión del terreno lateral al pilote. y α , deducido de los gráficos dados por Caquot y Kerisel es:

α	1	1	0,9	0,8	0,7	0,5	0,45	0,3	0,2
σ (kPa)	10	20	25	35	50	80	100	200	300

Son muy empleados los valores de adherencia dados por Tomlinson, en los que se observa, que la correspondencia franca entre valores de adherencia y resistencia cohesiva no drenada que se nota en suelos blandos se va perdiendo en las arcillas duras en las que proporcionalmente la adherencia disminuye.

Las tablas de Tomlinson transcritas de la bibliografía 9 y 5 son las siguientes:

Material del pilote	Consistencia de la arcilla	Cohesión c_u no drenada kPa	Adherencia f_c (de rotura entre pilote y arcilla) kPa
hormigón y madera	blanda	0 - 75	0 a 35
	media	75 - 150	35 a 50
	firme	150 - 300	50 a 65
	dura	más de 300	65
Acero	blanda	0 a 75	0 a 35
	media	75 a 150	35 a 50
	firme	150 a 300	50 a 60
	dura	más de 300	60

2.3.3.- Fricción negativa.

Otra causa de diferencia entre la capacidad de carga calculada y la real de los pilotes proviene de la fricción negativa.

Si hay algún estrato compresible por encima de la punta del pilote la acción del peso propio del suelo, o del relleno que tenga por encima, o cualquier sobrecarga, como podría ser un depósito de mercaderías, origina la consolidación de ese manto que se desplaza hacia abajo.

Este movimiento desarrolla fuerzas de fricción entre suelo y pilote. Si el desplazamiento del suelo es mayor que el del pilote, o este no se mueve, la fricción desarrollada añade carga al pilote, y si la resistencia de punta (o de fricción en estratos no compresibles) no es suficiente para soportar la carga estructural más el efecto adicional del suelo circundante puede producirse la falla del pilote. Esta sobrecarga por fricción se denomina, como ya sabemos, fricción negativa.

Este efecto de fricción negativa puede ser desarrollado también por el descenso del nivel freático en el manto compresible saturado, con su consiguiente proceso de consolidación.

La magnitud de la sobrecarga por fricción negativa en un pilote aislado no puede sobrepasar la resistencia total al corte del suelo en el perímetro del pilote en todo el espesor del estrato compresible, pues si el efecto pretendiere ser mayor se produciría el corte a lo largo de esa superficie de contacto.

Luego la sobrecarga por fricción negativa sería:

$$Q_n = S \cdot W \cdot H$$

donde S = resist. al corte del suelo en el estrato compresible.

W = perímetro del pilote.

H = espesor del estrato compresible.

Cuando se tiene un grupo de pilotes, el efecto negativo será igual al peso del suelo comprendido entre los pilotes, más el efecto negativo del terreno compresible circundante que al asentarse arrastra al grupo de pilotes como si fuera un pilar único, con un valor total igual al esfuerzo cortante en el perímetro del grupo.

Luego tendremos:

$$Q'_n = \gamma \cdot H \cdot A + S \cdot W' \cdot H$$

donde: A = área del grupo de pilotes encerrada en el perímetro W' .

W' = perímetro del grupo de pilotes.

Fig. 1

Deberá verificarse los dos valores:

$$Q_n \quad \text{y} \quad \frac{Q'_n}{n}$$

siendo n el número de pilotes y trabajar con el resultado más desfavorable.

Por consiguiente al dimensionar el pilote la carga total a soportar será:

$$Q_T = Q + Q_n$$

o

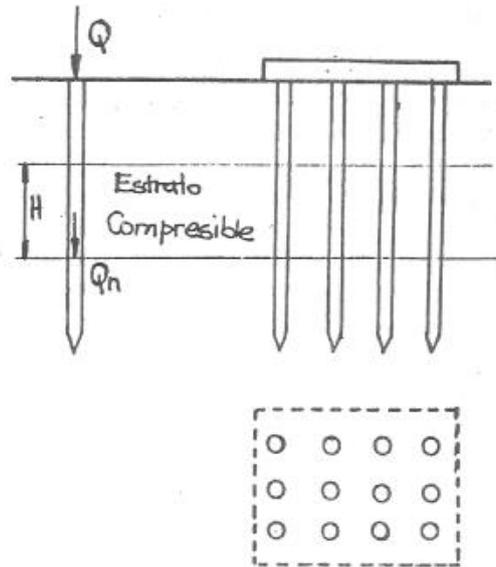
$$Q_T = Q + Q'_n$$

Para reducir el efecto de fricción negativa se ha usado pilotes prefabricados con punta ensanchada para tener mayor superficie de apoyo en el manto firme, a la vez que menor perímetro de fuste para disminuir Q_n . (Ver bibliografía 4 y 9).-

2.3.4.- Efectos de pandeo en pilotes. (Bibliog. 3, 6, 7, y 21)

El fuste de un pilote es una columna estructural, fija en la punta y generalmente empotrada en la cabeza. La estabilidad elástica del pilote y su resistencia al pandeo ha sido estudiada teórica y experimentalmente. Se ha comprobado que el pandeo de un pilote depende de su alineamiento, longitud, momento de inercia, módulo de elasticidad y resistencia elástica del suelo circundante.

Tanto la teoría como la práctica demuestran que al soporte lateral; del suelo es tan efectivo que únicamente en pilotes extremadamente esbeltos, hincados en arcillas muy blandas, o en pilotes que se extiendan fuera



del suelo, en el aire o en el agua, puede producirse pandeo.

El pandeo no puede suceder sin que el pilote empuje hacia un lado el suelo que lo rodea. Incluso un fango denso o un limo débil ofrecerán la suficiente resistencia lateral para evitar que el pilote pandee o se flexe de un modo importante. La fuerza necesaria para evitar el pandeo inicial es tan pequeña que incluso los suelos flojos son capaces de esa resistencia.

Los pilotes en arena o arcilla blanda se proyectan convenientemente como si estuvieran arriostrados, o fueran columnas cortas. Es por ello que resulta importante en pilotes de punta enterrados en suelos blandos sobre un manto firme con grandes rodados, no forzar la hinca dentro del manto inferior, para evitar que el pilote quede flexado y por lo tanto en condiciones favorables para que frente a un incremento de carga se produzca el fenómeno del pandeo.

2.4.- Distribución de los pilotes.

La carga transmitida por un elemento estructural (columna, pilar, pila de puente, muro, etc.) debe ser soportada por un cierto número de pilotes. Respecto a esta cantidad los distintos lódigos de edificación establecen normas muy diversas. Por ejemplo, el Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón 1964 (PRAEH) dice en su articulado: "En ningún caso podrá disponerse un único pilote por cabezal" y agrega en otro artículo que "en todos los casos los cabezales deberán vincularse entre sí mediante arriostramientos según dos direcciones ortogonales, capaces de absorver un esfuerzo (tracción y compresión) por lo menos igual a 0.10 de la carga axial de la columna o pié de pórtico, salvo que por cálculo se justifique un valor menor".

Por su parte el Código de la ciudad de Chicago (1967) establece que una columna o pilar soportado por pilotes apoyará en no menos de tres pilotes a menos que estén conectados a una construcción permanente que le provea soporte lateral (Bibliografía 4).

Las regulaciones del Departamento de seguridad Pública de Massachusetts requieren un mínimo de tres pilotes en cada cabezal a menos que la estructura provea un adecuado soporte lateral en ambas direcciones ortogonales, en cuyo caso puede ser usado un pilote único. (Bibliog. 1).

La razón de esta multiplicidad de pilotes para una carga única se debe a que el pilote aislado puede estar sometido a fuerzas laterales o momentos que debiliten o modifiquen su comportamiento, especialmente en el caso de pilotes hincados en que la presencia de suelos duros o blandos con distribuciones variables o la presencia de obstáculos pueden tender a desviarlos.

El arriostramiento ortogonal tiende a compensar acciones laterales que tiendan a desviarlo, pero las excentricidades, en cuanto superan los límites admisibles por la estructura de que se trate, exigen conexiones o pilotes suplementarios para contrarrestarlas. Más adelante volveremos sobre este tema.

Cuando se trata de cargas muy bajas, y la profundidad del terreno resistente es elevada resulta tan antieconómico el pilote múltiple que normalmente se emplea uno solo con el arriostamiento adecuado.

El uso de dos pilotes disminuye aunque no mucho, los riesgos de la excentricidad, pero exige un arriostamiento perpendicular a la dirección del par de pilotes. Mucho más conveniente, frente a cualquier excentricidad es la solución con tres pilotes.

No obstante, cuando el tipo de suelo homogéneo no hace importante el peligro de desviaciones, la solución con dos pilotes, y aún con uno sólo como ya indicamos más arriba, es más frecuente.

Con pilotes excavados el riesgo de excentricidad disminuye notablemente, de modo que es usual llegar a uno solo por columna, con el arriostamiento consiguiente. Aún para cargas grandes se suele usar el pilote único, ya que al ser normalmente de grandes dimensiones, entra en el concepto de pilar, con una gran rigidez transversal y por lo tanto libre de esa exigencia respecto al número de elementos soporte.

2.4.1.- Cantidad de pilotes, distribución y separación.

En la figura podemos apreciar distintas distribuciones de pilotes que se agrupan bajo un cabezal en las formas de uso más frecuente.

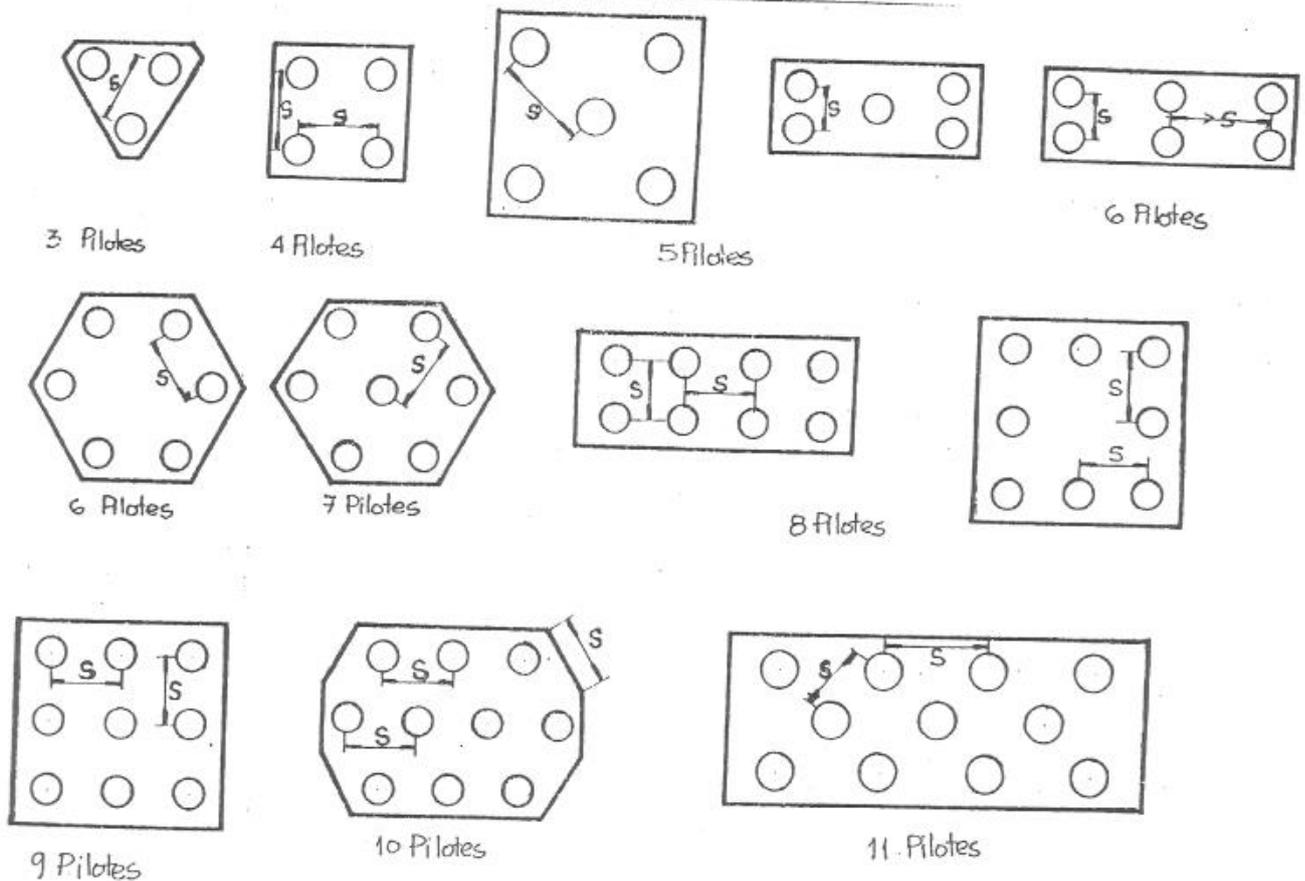


Fig 2

Puede agregarse que cuando los pilotes apoyan sobre un estrato firme suele ser ventajoso usar menor cantidad de pilotes más largos, de mayor capacidad de carga por una mayor penetración en el terreno resistente, obteniendo al mismo tiempo un mayor espaciamiento entre ellos. También es interesante recordar que la longitud no debería variar en el mismo grupo bajo un cabezal, aunque distintos cabezales tengan alguna diferencia en las penetraciones.

Todas estas consideraciones deben ser tenidas en cuenta al hacer un proyecto del pilotaje, teniendo como predominantes las condiciones de seguridad, pero sin descuidar el aspecto económico.

2.4.2.- Caso de pilotes para fuerzas verticales.

En base a lo expuesto podemos proyectar la fundación mediante pilotes, con el siguiente ordenamiento.

- 1.- Determinar la longitud probable. Aquí se debe considerar la naturaleza del terreno y la presencia o ausencia de mantos firmes de apoyo. En este último caso, al resolver el punto 3 (Capacidad de carga) se verá si es necesario o no modificar la longitud prevista.
- 2.- Elegir el tipo de pilote a emplear.
- 3.- Establecer la capacidad de carga del pilote individual y sus dimensiones, considerando:
 - a) Estratigrafía del terreno.
 - b) Conveniencia de disminuir el número de pilotes para aumentar su espaciamiento.
 - c) Método de coloc. del pilote y sus implicancias.
- 4.- Determinar la cantidad de pilotes dividiendo la carga a soportar (incluyendo peso estimado del cabezal) por la capacidad de carga del pilote individual.
- 5.- Distribuir geométricamente el número de pilotes resultante.
- 6.- Verificación de la falla por el efecto de grupo.
- 7.- Cálculo del cabezal.

Todo lo expuesto ha considerado solamente cargas verticales. Más adelante indicaremos como se tienen en cuenta fuerzas horizontales u oblicuas y momentos actuantes en la fundación.

2.4.2.- Caso de cargas verticales y momentos, o excentricidad.

Cuando en el pie de la columna se tiene una carga vertical y un momento actuante en la dirección de uno de sus ejes, este último modifica la distribución de cargas sobre los pilotes. Es aconsejable, en presencia de momentos disponer como mínimo de dos pilotes por columna, para no hacer actuar la flexocompresión.

En el caso de absorberse las acciones con dos pilotes la solución es muy sencilla. Se orienta el par de pilotes en la dirección del momento, y

así como uno de ellos se sobrecarga, el otro queda aliviado en la misma magnitud.

La reacción por pilote será:

$$R_p = \frac{P}{2} + \frac{M}{d}$$

Debería verificarse que la reacción máxima no sobrepase la capacidad de carga de los pilotes y que la mínima no sea negativa, en cuyo caso es menester considerar la capacidad del pilote trabajando traccionado.

En todos los casos se tendrá en cuenta la constancia o variabilidad de las cargas y momentos, para asegurar la adecuada reacción para todos los estados de carga.

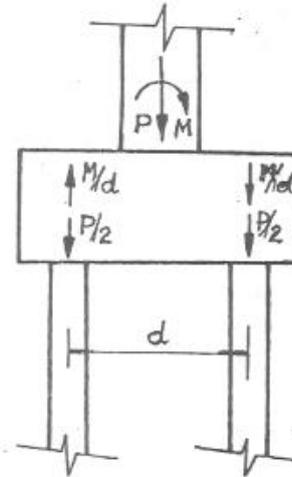


Fig. 4

2.4.2.1.- Caso de cargas verticales y momentos en sistemas estaticamente indeterminados. (Bibliografía 7, 3 y 8)

Cuando el número de pilotes hace indeterminada la distribución de las cargas, es necesario recurrir al conocimiento de las condiciones elásticas de pilotes y cabezal, así como a la rigidez de éste y las condiciones de empotramiento.

En el caso particular de pilotes paralelos, y de la misma dirección aproximada de las resultantes de las fuerzas actuantes, la obtención de las cargas sobre cada pilote puede resolverse como un problema de resistencia de materiales.

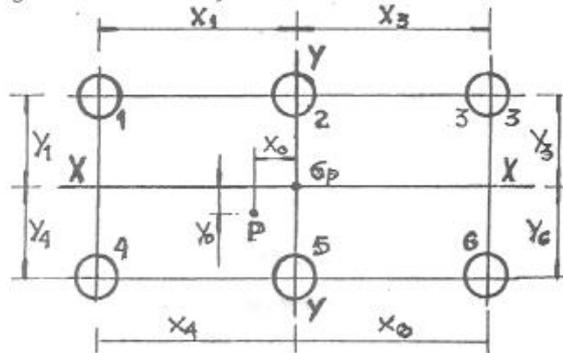


FIG 5

La superficie de transmisión de esfuerzos es discontinua, formada por la suma de las secciones de los pilotes. La reacción de cada uno de ellos sería el producto de su sección por la tensión obrante en él.

$$R_{pi} = A \cdot \sigma_i$$

Sabemos que:

$$\sigma_i = \frac{P}{nA} + \frac{M_x}{W_y} + \frac{M_y}{W_x} \quad \text{y} \quad w_x = \frac{I_x}{y_i}$$

6

$$w'_y = \frac{I_y}{x_i}$$

siendo: n = número de pilotes.
 A = área de cada pilote.

M = momento actuante que podemos descomponer en $M_y = P \cdot Y_0$
 $M_x = P \cdot X_0$

P = carga total sobre el conjunto de pilotes.

I_x = momento de inercia del grupo de pilotes respecto al eje $x - x$:

$$I_x = \sum A \cdot y_i^2 + n I_{x_i}$$

I_y = momento de inercia del grupo de pilotes respecto al eje $y - y$

$$I_y = \sum A \cdot x_i^2 + n I_{y_i}$$

I_{x_i} ; I_{y_i} = momentos de inercia baricéntricos de cada pilote respecto a las direcciones \underline{x} e \underline{y} .

Si despreciamos los momentos de inercia de cada pilote respecto a su centro, nos queda, considerando iguales todos los pilotes:

$$I_x = A \cdot \sum Y_i^2 \qquad I_y = A \cdot \sum X_i^2$$

Reemplazando en el valor de σ_i :

$$\sigma_i = \frac{P}{n \cdot A} + \frac{P x_0}{I_{y/x_i}} + \frac{P \cdot Y_0}{I_{x/y_i}}$$

y la carga por pilote resulta:

$$R_{pi} = \frac{A \cdot P}{n \cdot A} + \frac{A \cdot P \cdot x_0 \cdot x_i}{A \cdot \sum x_i^2} + \frac{A \cdot P \cdot Y_0 \cdot Y_i}{A \cdot \sum Y_i^2}$$

y simplificando:

$$R_{pi} = \frac{P}{n} + \frac{P \cdot x_0 \cdot x_i}{\sum x_i^2} + \frac{P \cdot Y_0 \cdot Y_i}{\sum Y_i^2} \quad (2.4.2.1.1.)$$

El pilote más alejado del centro de gravedad del grupo de pilotes G_p , en la dirección del centro de presiones P . (el Pilote 4 en el caso de la figura) será el más cargado, y el más alejado, en el sentido opuesto (Pil. 3) el menos cargado. Verificados los dos casos extremos, los demás tendrán valores intermedios de modo que no sería necesaria su verificación.

Método gráfico - analítico.

En lugar de descomponer el momento en los dos componentes sobre los ejes \underline{x} e \underline{y} , podemos dibujar el grupo a escala y, determinado el centro de presiones P , trazamos por G_p el eje KL perpendicular a $G_p - P$ (Fig. 6)

Medimos a escala las distancias r_i desde todos los pilotes a la recta KL y la carga sobre cada pilote será:

$$R_{pi} = \frac{P}{n} + \frac{P \cdot r_p \cdot r_i}{r_i^2} \quad (2.4.2.1.2)$$

aplicando el mismo criterio en en la expresión (2.4.2.1.1.) pero sobre una sola dirección resultante r paralela al brazo de palanca del momento producido por la excentricidad $G_p \cdot P$.

Estos mismos métodos se aplican cuando por dificultades de hincas, o presencia de obstáculos, la posición de los pilotes no resulta en el lugar exacto proyectado. Es normal una tolerancia del 2% en la inclinación de los pilotes con respecto a la prevista, sin considerar afectado su comportamiento.

También es normal aceptar desplazamientos de 10 a 15 cm en la ubicación de la cabeza del pilote, pero en este aspecto no se puede establecer de carácter general. Cuando son varios los pilotes, los errores de centración pueden compensarse o no, pero por lo general no son de mayor trascendencia. El cabezal suele admitir las variantes y la sobrecarga en los pilotes se puede calcular para establecer su admisibilidad. Cuando son pocos la excentricidad es más importante.

Se estudiará su efecto sobre los cabezales o vigas de vinculación, los que normalmente deben redimensionarse para admitir el desplazamiento producido. En algunas oportunidades es preciso recurrir a la hincas de pilotes complementarios para corregir el defecto originado.

Esto es sumamente dificultoso cuando se está en las etapas posteriores de la construcción, los equipos de pilotaje se han retirado de la obra y el terreno ha sido removido con las excavaciones para cabezales y arriostamientos, y ha comenzado la ejecución de la estructura. Por ello es muy conveniente hacer las verificaciones de la posición de las cabezas de pilotes, apenas terminada la hincas de cada grupo, para poder efectuar la colocación de pilotes complementarios, si ello fuera necesario, sin demoras para el equipo pilotador ni para la obra.

En el gráfico vemos el caso de excentricidad de 2 pilotes con respecto a las posiciones de cálculo, con las nuevas posiciones relevadas se hace el gráfico a escala, se determina la posición de su centro de gravedad G_p y tenemos la excentricidad resultante $P - G_p$.

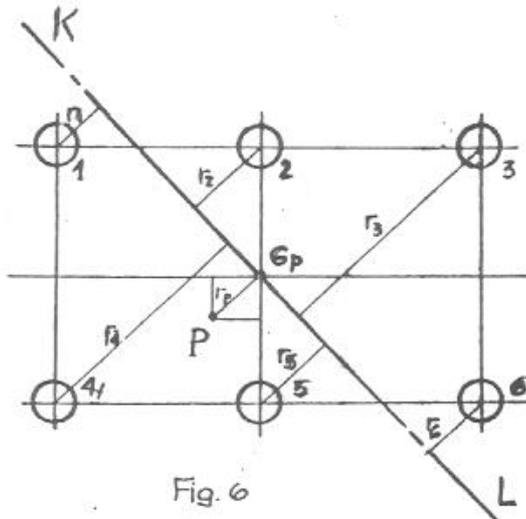


Fig. 6

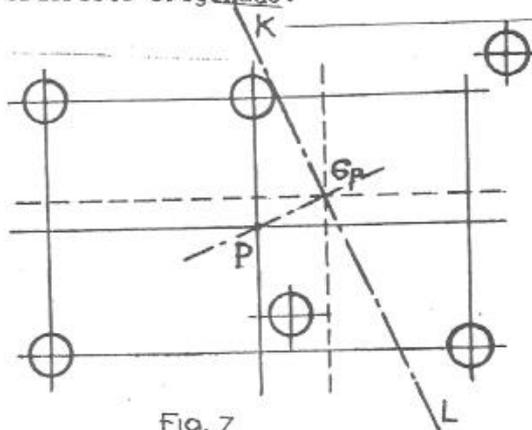


Fig. 7

Se podría verificar las cargas en cada pilote aplicando las expresiones (2.4.2.1.1) ó (2.4.2.1.2) ya vistas más arriba.

2.4.3.- Fuerzas laterales y Pilotes inclinados. (Bibliog. 5 y 8)

Los pilotes de fundación frecuentemente están requeridos para soportar fuerzas inclinadas, resultantes de la composición del peso de la estructura y presiones horizontales u oblicuas de viento, agua, tierras, frenado en puentes, empujes de arcos, choque de embarcaciones, etc.

Si los componentes horizontales son pequeños comparados con los verticales de la estructura (por ejemplo la acción del viento frente al peso de un edificio) estas fuerzas laterales pueden ser soportadas por pilotes verticales sin mayor problema. Estos se flexan y transmiten el empuje sobre el terreno, cuya resistencia pasiva contrarresta el empuje lateral recibido.

Si el pilote está enterrado en arena firme o suelos más firmes el punto de flexión máxima puede estar alrededor de 1.50 m debajo de la superficie del terreno.

En arcilla blanda a unos 3 m y si es en lodos 1 m por debajo de la superficie de contacto del fago con otro material menos fluido, aunque sea arcilla blanda. Esa sería la profundidad de empotramiento para el cálculo de los momentos que la fuerza lateral ejerce sobre el pilote. En bibliografía 3, 1 y 7, se desarrolla en extenso este tipo de dimensionamiento, que no es muy frecuente, pues para cargas laterales muy pequeñas el efecto es despreciable y si son grandes se recurre a pilotes inclinados para absorberlas.

Para fuerzas horizontales superiores a un 5 % de la carga vertical suele ser necesario recurrir a pilotes inclinados.

Si varía poco la magnitud, dirección y posición de estas fuerzas, se pueden colocar todos los pilotes en la dirección de la posición de la fuerza media o una parte de ellos verticales o ligeramente inclinados, y otra parte con una fuerte inclinación, con lo cual se podrán producir algunas sollicitaciones de flexión pequeñas al variar la dirección de la fuerza.

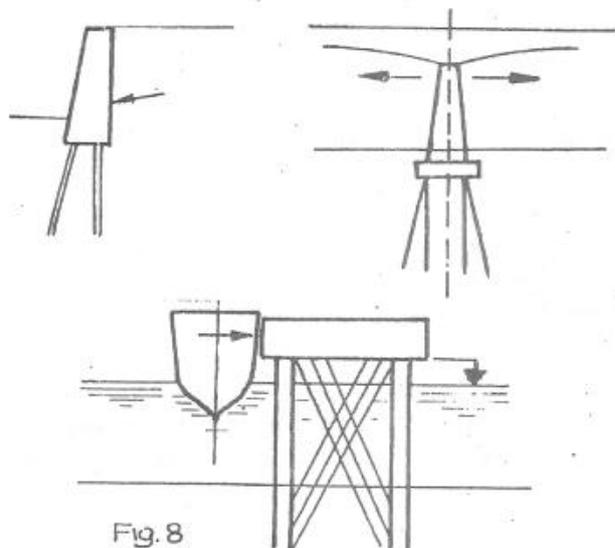


Fig. 8

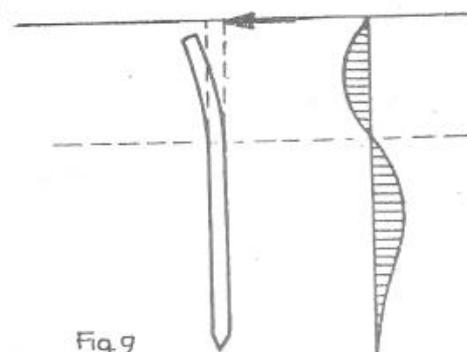


Fig. 9

Generalmente, sin embargo, las fuerzas actuantes suelen variar mucho y, por lo tanto, la resultante adopta diversas direcciones, por lo que, al mismo tiempo que se disponen pilotes comprimidos inclinados, se suelen colocar pilotes a tracción inclinados en el sentido contrario, o verticales.

Si resulta posible una modificación de la dirección de la resultante por una variación de la carga, deben disponerse pilotes de compresión inclinados en todas las direcciones a considerar, pero haciéndolos solidarios a través del cabezal de vinculación, con lo cual pueden pasar a trabajar como pilotes de tracción al cambiar la dirección de la fuerza.

En la figura se grafica una solución típica muy usual en pilas de puentes donde las fuerzas horizontales de frenado pueden producirse en ambas direcciones.

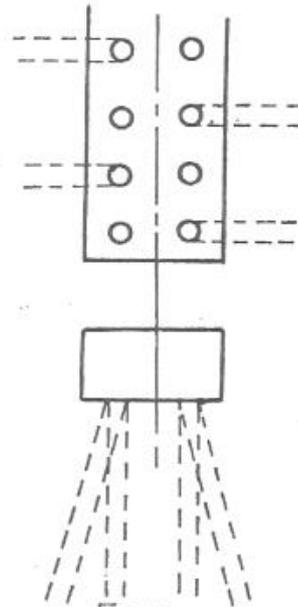


Fig 10

La inclinación máxima de los pilotes viene dada generalmente por las condiciones de la maquinaria de hinca.

Suele no excederse la pendiente de 4:1, aunque con equipos especiales se puede llegar a 1:1. En este caso para martillos de caída libre se reduce por inclinación y por el frotamiento con las guías de la corredera, la energía de impacto.

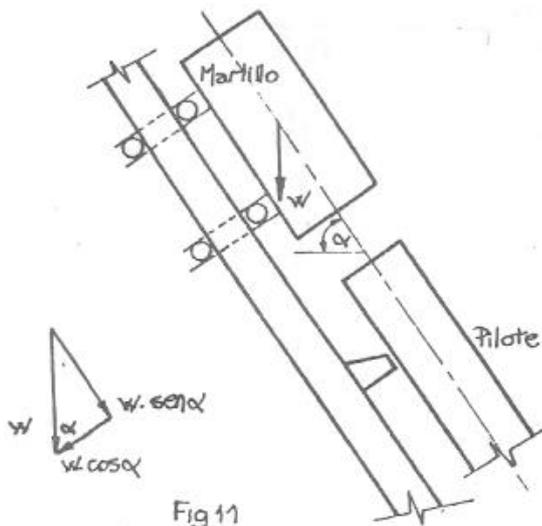


Fig 11

La componente de la fuerza en la dirección del movimiento sería:

$$W \cdot \sin \alpha$$

y la resistencia friccional:

$$f \cdot W \cos \alpha$$

con lo que la energía del impacto pasa de $W \cdot h$ a $W h (\sin \alpha - f \cos \alpha)$

En los martinetes de vapor a doble efecto es menor, pues se reducen a la acción correspondiente a la caída del pistón, quedando casi sin variar la parte debida a la energía del vapor o a la explosión del combustible.

Analizaremos algunas distribuciones de pilotes inclinados y el método para determinar los esfuerzos a que están sometidos. El caso más sencillo es cuando la dirección del pilote inclinado coincide con la de la resultante de las fuerzas. En este caso los pilotes inclinados (a) absorben todo el esfuerzo y las verticales (b) no trabajan. Sin embargo, durante la construcción y antes de ejecutar el relleno atrás del muro, todo el peso

de este es vertical y estará soportado por los pilotes (b). Por otra parte, ante cualquier variación de la dirección de la resultante R , los pilotes verticales entrarían a trabajar, ya sea en compresión como en tracción.

Otro caso frecuente es disponer de tres direcciones distintas de los pilotes. Ello no lleva a resolver el sistema por el método de Cullman.

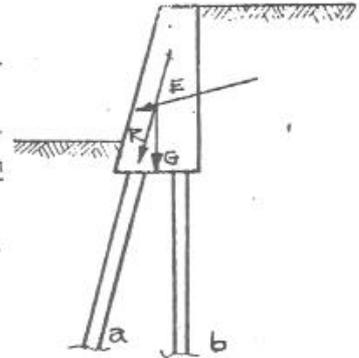


Fig 12

Los componentes horizontales se absorberían con el caballete formado por los pilotes 2 y 3, siendo el 3 lo más inclinado posible para disminuir la tracción a absorber.

Como vemos en la figura se determina el punto a donde la resultante R corta a una de las fuerzas. Luego el punto b, donde se cortan las direcciones de los 2 pilotes restantes. En el polígono de fuerzas, se descompone primero R , en la dirección 1 y a b, y luego reemplazamos la componente a b por las fuerzas paralelas a las dos direcciones 2 y 3.

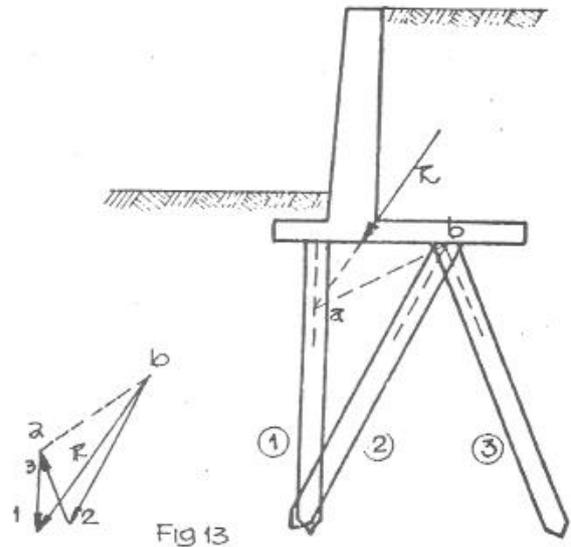


Fig 13

Por el sentido de los esfuerzos comprobamos que los pilotes 1 y 2 trabajan comprimidos mientras que el 3 lo hace traccionado.

Si tuviéramos varios pilotes paralelos en cada una de las direcciones de hinca, podemos reemplazar cada uno de estos grupos por su "pilote resultante" y proceder en la misma forma descripta más arriba.

Otro procedimiento muy usual es el que considera la distribución de las tensiones verticales con el suelo y repartirlas en los distintos grupos de pilotes, de acuerdo a la ubicación de las cabezas de estos en su unión con el cabezal o placa de fundación.

Se tiene así zonas separadas por verticales trazadas en el punto medio de las distancias entre cabezas de pilotes. Se calcula la carga vertical correspon-

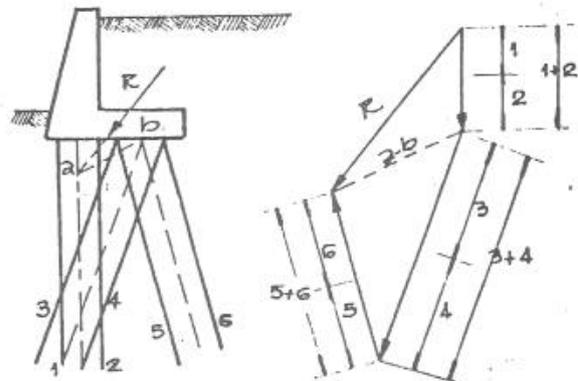


Fig. 14

diente a cada una de las zonas parciales y se la asigna como carga vertical al pilote o caballete de pilotes correspondientes a esa zona. La componente horizontal H de la resultante R solo puede ser absorbida por los pilotes inclinados y se reparte entre ellos como se ve en el polígono de fuerzas.

Este método puede usarse con ventaja para cargas predominantemente verticales ($V > 5 H$) y pilotes cortos.

Un estudio muy detallado de grupos de pilotes inclinados puede estudiarse en la bibliografía 4 y 11.-

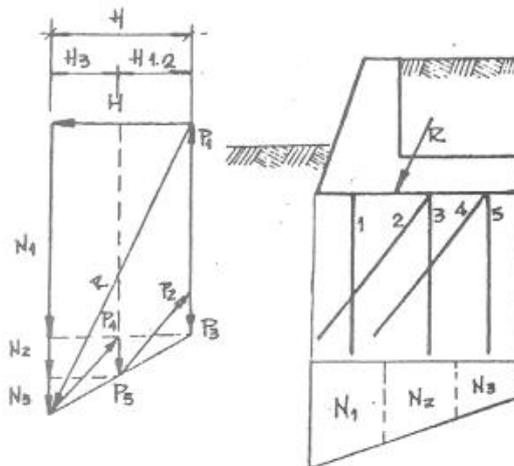


Fig. 15

2.4.4.- Pilotes de tracción. (Bibliog. 3, 1 y 7).

En numerosas oportunidades los pilotes están sometidos a esfuerzos de arrancamiento. Ya hemos visto en el párrafo anterior que parte de los pilotes debían resistir tracciones. Muy frecuente resulta su empleo para soportes de postes para conducciones eléctricas, en fundaciones de construcciones sometidas a subpresiones, o a expansión de suelos (arcillas expansivas). También se suelen usar como anclajes de tablestacados o de cables de contravientos de torres o antenas.

Para determinar su capacidad de carga se puede usar la resistencia friccional con las fórmulas estáticas ya vistas (sin considerar la resistencia de punta), o por pruebas de carga en tracción. Son especialmente indicados para pilotes de tracción, los pilotes friccionales, y más aún aquellos con base ensanchada o bulbo de base en los pilotes hormigonados in situ. Para estos casos, como la resistencia a tracción es la resistencia cortante de un cilindro, (o mejor un cono divergente hacia arriba con generatrices inclinadas 1:5 respecto al eje del pilote) que arranca del borde exterior de la base ensanchada, hasta la superficie, el medio más seguro; para su determinación en el de ensayos de arrancamientos in situ.

En cuanto a la armadura de estos pilotes conviene calcularle con la resistencia admisible a tracción del acero, reducida a un 80 ó 85 % para evitar un alargamiento excesivo y con él la fisuración del hormigón.

2.4.5.- Pilotes sometidos a vibraciones. (Bibliog. 7, 3 y 5)

Debe tenerse muy en cuenta la presencia de vibraciones en una fundación de pilotes. Si se trata de pilotes friccionales en arenas sueltas o medianamente densas, sobre todo si están saturadas, las vibraciones transmitidas por equipos mecánicos, compresores, tránsito ferroviario, o movimientos

sísmicos, originan un acomodamiento de los granos del suelo con el consiguiente asentamiento de la fundación, que puede alcanzar valores muy significativos.

Los riesgos de asentamiento son mucho mayores en los pilotes perforados y hormigonados in situ, que en los hincados, pues en el primer caso el suelo no se compacta durante la colocación del pilote, sino que más bien se produce su aflojamiento.

Numerosos ensayos de carga bajo vibraciones de frecuencias variables y controlables han permitido demostrar que el estado más desfavorable es para frecuencias de resonancia con la frecuencia propia del sistema pilote - suelo, y que ésta suele estar alrededor de los 500 a 600 ciclos/minuto.

También se ha demostrado que las condiciones más favorables se dan para los pilotes que trabajan de punta, en un suelo muy denso, en los cuales el problema de asentamientos es casi nulo. Muy buen resultado han dado los pilotes con bulbo de base, y más si este es producido por compactación, con el consiguiente mejoramiento del terreno de apoyo.

Una precaución muy importante es la de controlar la hinca dura junto a un edificio existente, sobre todo si está fundado sobre arenas poco densas, pues en ese caso es muy probable que se produzcan asentamientos por densificación del suelo. Debe considerarse también el empleo de inyección de agua para facilitar la hinca, pues ésta suele resultar poco aconsejable. Puede dar buen resultado una preperforación con lodos bentónicos en los tramos superiores para eliminar la vibración en los estratos superiores, sin provocar un desplazamiento importante del terreno, y que cuando la hinca se pone dura, ya esté el pilote a profundidad adecuada para que la masa de suelo por encima de la punta sea suficiente para amortiguar las vibraciones.

En caso de suelos plásticos las vibraciones o movimientos del material sustentante pueden dar lugar a asientos de los pilotes próximos debido a la disminución de su resistencia de rozamiento, y en general de corte y compresión del suelo sobre el que reaccionan los pilotes. En caso de pilotes de fricción en arcillas y limos hay que ser conservador y no proyectarlos para cargas de más del 50 % de la carga de seguridad que se podría usar sobre ellos bajo carga estática.

2.5.- Grupos de pilotes. (Bibliog. 2, 3, 5, 6, 7, 9 y 23)

Como lo hemos dicho repetidas veces, el comportamiento de un grupo de pilotes es distinto del de un pilote aislado, tanto en lo que se refiere a capacidad de carga como a asentamientos. Todas las incertidumbres que rodean el diseño de un pilote aislado se complican y acrecientan cuando se trata de una agrupación de pilotes, de modo que debemos movernos dentro de un marco formado por los conocimientos generales que encasillan los criterios de diseño, y basarnos en la experiencia del proyectista.

Por supuesto, como en todas las ramas de la técnica, un mejor cono-

cimiento teórico y una amplia información general sobre el tema permiten aprovechar al máximo la experiencia y porqué no, el instinto del hombre experimentado en el problema.

Aunque bastante indeterminado en su valor cuantitativo, podemos enunciar algunos conceptos básicos indiscutidos respecto a la capacidad de carga de grupos de pilotes:

- 1) En pilotes de punta apoyados en roca firme, sin estratos subadyacentes compresibles, la capacidad de carga de un grupo de pilotes es igual a la suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales. Debe cuidarse un espaciamiento mínimo razonable de 2 a 3 diámetros entre ejes de pilotes para evitar interferencias entre ellos (levantamiento de suelos blandos, desviación de un pilote por choque con otro, etc.).
- 2) En pilotes de punta apoyados en estratos resistentes no rocoso no subyacentes por estratos compresibles, la carga del grupo es tanto más parecida al caso anterior cuanto más firme sea el apoyo. En general puede decirse:

$$Q_g = n Q_p$$

siendo: Q_g = cap. de carga del grupo.

Q_p = cap. del pilote individual.

n = número de pilotes.

No obstante, si se trata de pilotes hincados, con desplazamiento del suelo, es decir con compactación del terreno comprendido entre ellos, el conjunto trabaja como una pila equivalente con las dimensiones del grupo con mayor capacidad que n pilotes individuales.

Puede darse también el caso de que la hincada amase el terreno blando intermedio y la acción de estos rellenos y los circundantes sobrecarguen los pilotes y el efecto de grupo disminuya la capacidad del conjunto.

- 3) Si debajo del estrato de apoyo hay estratos blandos compresibles, la capacidad de carga del grupo está limitado por la deformabilidad del estrato subadyacente que aumenta con el área de la superficie cargada. Luego en este caso:

$$Q_g < n \cdot Q_p$$

- 4) En pilotes de fricción el efecto de grupo es muy importante por la posibilidad de falla de la cimentación en su conjunto, de modo que siempre la capacidad del grupo es menor que la suma de capacidades individuales.

Cuando la carga es grande y el terreno flojo se utiliza gran número de pilotes, en cuyo caso la resistencia de cada uno puede ser relativamente pequeña.

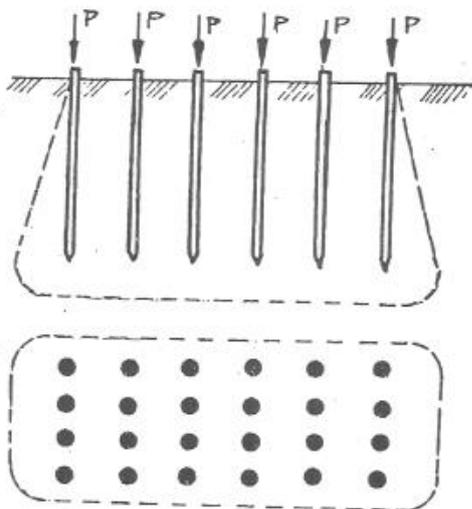


Fig 16

En la figura se han representado como si estuvieran todos igualmente cargados. Los que están en la periferia, por tener el lado exterior menos perturbado pueden tener más resistencia en un suelo cohesivo.

Pero si el cabezal es rígido todos los pilotes asientan la misma magnitud, de modo que cuando la carga tienda a variar de los pilotes centrales a los exteriores estos se sobrecargarán, tendiendo a penetrar más en el suelo. Todo esto hace que sea admisible suponer que la distribución de las cargas sobre los pilotes sea uniforme. Lo que resulta dudoso es cual es el valor medio de la carga admisible por pilote, o dicho en otro modo, el coeficiente de seguridad que queda disponible.

2.5.1.- Capacidad de carga en grupos de pilotes en arcillas.

Como hemos dicho, en general la capacidad de carga del grupo sería menor que la suma de las capacidades individuales. Para estimarla se han seguido dos procedimientos:

- a) Considerar que el grupo de pilotes, con el suelo que encierran, constituye un bloque rígido que se comporta como un cilindro o cajón de fundación, que se puede hundir en el terreno antes de que la carga por pilote alcance la carga admisible.

En este caso la carga de rotura del grupo se calcula como la suma de la resistencia de punta de la base ficticia B.L, más la fricción en el fuste imaginario que corresponde al perímetro del conjunto de los pilotes. Así resulta:

$$Q_g = q_b (B.L) + q_f (2B + 2L) D_f \quad (2.5.1.1)$$

donde B, L y D_f son los valores indicados en la figura.

q_b = resistencia de la rotura de la base de tamaño B.L situado a profundidad D_f que se puede calcular con la fórmula de capacidad de carga de Terzaghi en función de N_c , N_q y Π .

q_f = resistencia unitaria media al corte, del suelo dentro del espesor D_f .

Un grupo de pilotes puede considerarse seguro cuando: $n Q_p < \frac{Q_g}{3}$.

Si esta condición no se satisface deberá cambiarse el proyecto de fundación.

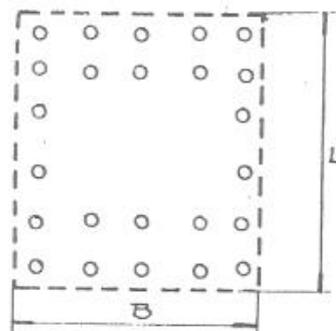
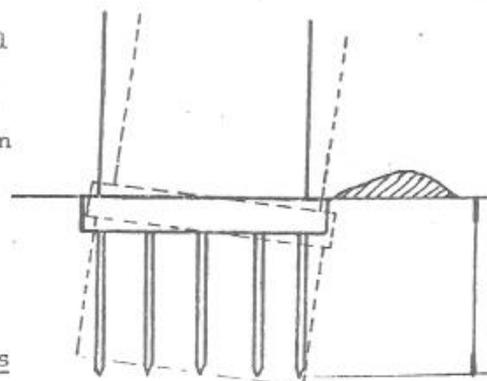


Fig. 17

De la expresión 2.5.1.1 considerando solo la parte de resistencia friccional, puede deducirse la conocida regla práctica de que no hay riesgo dominante de falla de conjunto siempre que el perímetro del área ocupada por los pilotes sea mayor que la suma de los perímetros de los pilotes individuales.

b) Recurrir a las llamadas fórmulas de eficiencia, de naturaleza netamente empírica, de las cuales las más conocidas son:

La de Converse Labarre:

$$E_f = 1 - \frac{\alpha}{90} \frac{(n-1)m + (m-1)n}{m \cdot n} \quad (2.5.1.2)$$

donde: m = número de filas de pilotes.

n = número de pilotes por fila.

α = ángulo cuya tangente es $\frac{D}{S}$

siendo: D = diámetro de los pilotes.

S = espaciamiento entre ejes de pilotes.

Los resultados de aplicar esta fórmula de eficiencia indican que generalmente la capacidad de carga del grupo está comprendida entre 0.75 a 0.80 de la suma de las capacidades individuales.

La eficiencia aumenta a medida que crece la separación entre pilotes.

Con el criterio de la fórmula 2.5.1.2 la eficiencia se aproxima a 1. cuando la separación entre pilotes es de 3.6 diámetros.

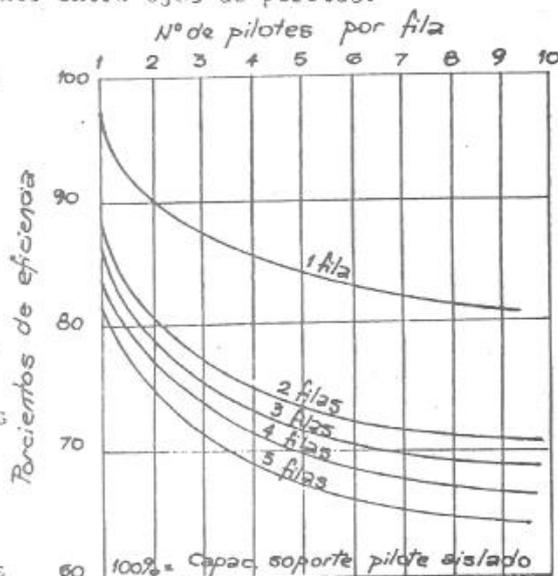
Para la fórmula 2.5.1.1 el aumento es más gradual.

Otra fórmula de eficiencia bastante usada es la presentada por el Código de Edificación de los Angeles:

$$E_f = 1 - \frac{D}{S} \frac{m(n-1) + n(m-1) + 2(m-1)(n-1)}{m \cdot n}$$

Muy similar a la de Converse Labarre, a la cual se sustituye el arco $\text{tg} \frac{D}{S}$ en grados por radianes, y se agrega un término a la relación entre los números de filas y de pilotes por fila.

Existen muchas otras fórmulas de eficiencia, pero al respecto leemos en Terzaghi y Peck, que la gran variedad de suelos excluye la posibilidad de establecer un número limitado de fórmulas de eficiencia, de validez general pues además del efecto que produce el número de pilotes y la distancia entre sus ejes, también influye el orden de sucesión en la colocación, las propiedades de los distintos estratos atravesados y la carga por pilote.



Curvas para caso $S=3D$

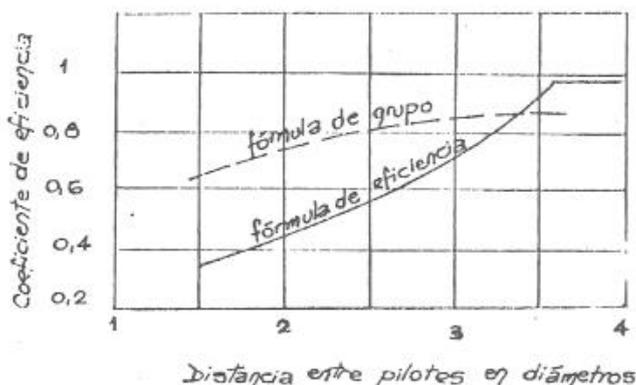


Fig. 19

ta en función de las propiedades de los suelos a los cuales los pilotes transmiten su carga. Si el asentamiento excede el tolerable hay que modificar el proyecto. Más adelante volveremos sobre este tema.

2.5.2.- Capacidad de carga en grupos de pilotes en arena.

La capacidad de carga a rotura de un grupo de pilotes hincados en arena es mayor que la suma de las capacidades individuales. Factor determinante de este aumento lo constituye el incremento en la densificación del suelo que se origina en la multiplicación de la hinca. Depende, por lo tanto de la densidad relativa inicial de la arena y del procedimiento utilizado para hacer penetrar el pilote. Para pilotes hincados por acción dinámica el aumento de resistencia puede ser mayor del doble. En cambio para pilotes instalados por empuje estático no alcanza a 1.5 (no se tiene efecto compactador de la vibración). En ningún caso es menor que uno, cualquiera que sea el procedimiento de hinca, por cuyo caso desde el punto de vista práctico el tema es de interés secundario ya que es costumbre generalizada suponerla igual a uno. En pilotes perforados, sobre todo si están muy próximos, la eliminación del material en la perforación, origina un aflojamiento del suelo en alguna extensión, y solo una compactación muy energética del hormigón al rellenarlos podría devolver la capacidad inicial. En estos casos la consideración de la eficiencia como uno está muy cerca de la realidad si los pilotes no están excesivamente próximos. Se suele usar, espaciamientos entre 2.5 y 4 diámetros con buen resultado.

2.5.3.- Asentamiento del grupo de pilotes.

El asentamiento se produce a medida que avanza la consolidación del suelo situado por debajo de la punta de los pilotes. Es asentamiento del grupo excedería el de un pilote aislado que soporte la misma carga que cada uno de los del grupo, a menos que los pilotes apoyen sobre roca o en un estrato grueso de suelo incompresible.

El asentamiento del grupo se puede calcular suponiendo que el grupo representa una fundación gigantesca. Cuando los pilotes son de resistencia de punta, la base del cimiento imaginario se supone que está al nivel de las puntas de los pilotes, y los esfuerzos se calculan sobre esta base. Cuando los pilotes se sustentan por fricción, los esfuerzos por debajo

Ninguna de las fórmulas de eficiencia existentes considera en forma adecuada esos factores, de modo que no les confiere gran validez.

En el estado actual del conocimiento Terzaghi y Peck consideran que mucho mejor que emplear fórmulas de eficiencia, resulta considerar el asentamiento probable de la fundación propues-

del cimiento se calculan suponiendo que la carga del grupo entero se introduce en el suelo a una profundidad que varía entre la mitad y las dos terceras partes de la longitud de los pilotes. La carga se distribuye a este nivel en el área total que ocupa el grupo de pilotes.

El asentamiento de los estratos de suelo situados debajo de los puntos de los pilotes se calcula partiendo de estos esfuerzos. Estos cálculos son aproximados, en el mejor de los casos, y suelen dar asentamientos mayores que los observados; sin embargo pueden indicar cuando es probable que se presenten dificultades debido a este problema.

La distribución exacta de los esfuerzos bajo una carga que tenga un ancho apreciable, aplicado muy por debajo de la superficie de un sólido elástico no ha sido resuelto todavía. Se pueden calcular los esfuerzos aproximados por los análisis de Bousinesq o Westergaard para cargas superficiales, reduciéndolas después. La base para la reducción es el análisis de Mindlin, que demuestra que los esfuerzos debidos a la carga en un punto situado profundamente por debajo de la superficie son aproximadamente la mitad de los hallados por el análisis de Boussineq.

Un análisis bastante detallado del cálculo de asentamientos, bastante detallado está en la bibliografía 3, Cap. 10-17 con métodos aproximativos.

Las bibliografías 23 y 4 dan procedimientos más actualizados, que no reproducimos, pues su empleo se restringe a casos muy especiales que escapan a nuestro curso.

2.6.- Cabezales de pilotes. (Bibliog. 22, 19, 21, 24, 4 y 3)

Cuando la transmisión de la carga de la columna al terreno tenga lugar por intermedio de pilotes, se deberá vincular los extremos superiores de éstos mediante un macizo de hormigón armado denominado cabezal, que sirve de elemento de transferencia entre columna y pilotes.

A veces se ha supuesto que parte de la carga a sustentar es transferida al suelo por los pilotes, y parte directamente por el cabezal. Debe ser remarcado el hecho de que el cabezal no puede transferir cargas al suelo hasta que la carga en todos los pilotes no se aproxime a su capacidad límite. En efecto, como los pilotes están rigidamente unidos al cabezal, si este actúa sobre el suelo sufrirá un descenso, y con él, los pilotes. Como regla general se puede sostener que un pequeño descenso inicial del pilote basta para movilizar no solo la resistencia friccional, sino también la mayor parte de la resistencia de punta. Por lo tanto el cabezal no podrá ejercer presión alguna sobre el suelo ubicado inmediatamente por debajo hasta que la carga en los pilotes exceda el punto de fluencia de estos.

La carga total a considerar comprende la transmitida por la columna o estructura, el peso propio del cabezal, y aún el peso del suelo encima del cabezal si éste se encuentra profundo.

Si la carga es axial, o sea centrada con el cabezal y el grupo de

pilotes, se puede considerar que todos están igualmente cargados. Por el contrario, si existe excentricidad o acción combinada de cargas y momentos, las expresiones 2.4.2.1.1 ó 2.4.2.1.2 nos darán los valores a seportar por cada pilote.

2.6.1.- Recomendaciones generales de Diseño.

En el proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón, Cap. V.9.6 podemos ver algunas disposiciones generales que conviene respetar.

Así por ejemplo establece que los pilotes se hincarán simétricamente dispuestos respecto al eje de la columna, ya sea con simetría central o biaxial, de modo que los cabezales resultan con la misma simetría.

Las dimensiones en planta de los cabezales serán tales que las caras laterales de los mismos sobresalgan 15 cm de la cara de los pilotes externos, o del plano tangente a los mismos. Este exceso de dimensiones se debe a que en general las posiciones reales que ocupan los pilotes suelen diferir de las previstas en el proyecto. Estas diferencias tienen considerable importancia por cuanto pueden originar esfuerzos no considerados o mayores que los supuestos.

Podría dimensionarse con suficiente amplitud para tener en cuenta imprecisiones razonables, pero esto suele ser poco económico. Es preferible relevar las posiciones reales luego de la hinca y verificar el comportamiento de los pilotes y cabezales proyectados, efectuando las correcciones que fueren necesarias.

Con el objeto de lograr que los pilotes queden empotrados en el cabezal es necesario que la cara inferior del mismo esté ubicada a una distancia no menor de 10 cm de los extremos superiores de los pilotes.

Es necesario cortar los extremos de los pilotes hasta dejarlos al nivel conveniente. No debe dejarse nunca las armaduras rodeando al extremo de un pilote que sobresalga.

En tal situación el peligro radica en la tendencia del pilote a punzonar el cabezal arrancando el hormigón que se encuentra por encima.

Por otra parte, al cortar el pilote debe cuidarse que queden los hierros del mismo en longitud adecuada para asegurar un correcto anclaje dentro de la masa del cabezal.

Es aconsejable la colocación de una capa de hormigón pobre debajo de la cara inferior del cabezal para asegurar la limpieza del trabajo y proteger las armaduras de los posibles ataques de la humedad del suelo y

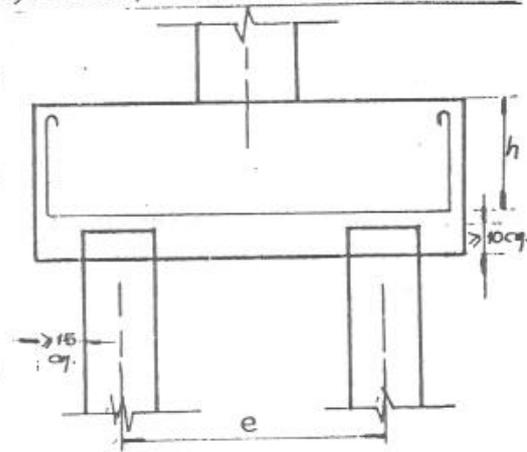


Fig. 20'

corrosión por agentes diversos.

Los cabezales deberán vincularse entre sí mediante estructuras de arriostramiento dispuestas según dos direcciones ortogonales capaces de absorber un esfuerzo por lo menos de 0.1 de la carga axial del cabezal, salvo que por cálculo se justifique un valor menor. En estas estructuras debe cuidarse el dimensionamiento a la tracción, en condiciones de no producir fisuración del hormigón, por los peligros de corrosión ya mencionados.

Una vez fijadas las dimensiones del cabezal se deberá verificar el comportamiento al corte, al punzonado y a la flexión, y se calculará la armadura necesaria para soportar las tensiones de tracción.

2.6.2.- Cálculo de cabezales.

Para cabezales de reducido número de pilotes es habitual calcularlos por el llamado "método de las bielas" con el cual se cumplen simultáneamente las condiciones de rigidez recomendadas a la vez que se satisfacen las exigencias de corte y punzonado automáticamente, sin producirse fenómenos de flexión.

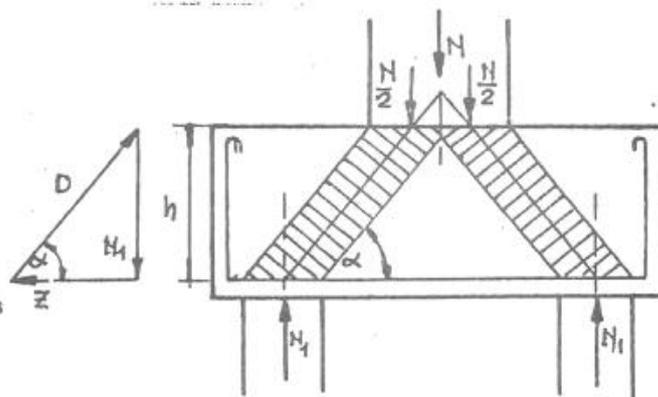


Fig. 21

Se hipotetiza la existencia de bielas de compresión inclinadas que originan esfuerzos de tracción en las armaduras.

El método supone que la transferencia de la carga de la columna a los pilotes se realiza a través del cabezal por intermedio de una estructura ficticia de reticulado compuesta por bielas inclinadas de hormigón y por tensores horizontales que equilibran los esfuerzos de tracción resultantes de descomposición de las fuerzas transmitidas por las bielas.

En todos los casos se adopta como extremo inferior de las bielas comprimidas los puntos de intersección del plano baricéntrico de las armaduras de tracción con los ejes de los pilotes.

No es conveniente suponer como extremo superior de las bielas el punto definido por la intersección del eje de la columna y el plano superior del cabezal, pues se despreciaría la repartición de la carga en la superficie transversal de la columna. Es conveniente tomar hipótesis más ajustadas a la realidad, que se indicarán en cada uno de los casos que trataremos más adelante.

Numerosas experiencias realizadas permiten establecer que el método de las bielas puede usarse con eficacia para inclinaciones de las bielas sobre la horizontal comprendidas entre 40° y 55° .

$$40^\circ < \alpha < 55^\circ$$

Para inclinaciones de bielas inferiores a 40° (Cabezales de poca altura), se obtienen resultados inciertos con coeficientes de seguridad reducidos, y resulta recomendable realizar el cálculo considerando el cabezal como flexible.

Inclinaciones superiores a 55° también dan resultados poco aceptables con bajos coeficientes de seguridad, amén de que no es posible utilizar plenamente la resistencia de las armaduras de tracción.

En su forma simplificada el método de las bielas supone columnas a proximadamente cuadradas, con cargas centradas respecto al cabezal y soli citada únicamente por esfuerzos normales.

Para columnas rectangulares no demasiado alargadas se puede considerar aplicable el método considerando la menor dimensión de la columna. Para secciones circulares o poligonales se tomará el lado del cuadrado equivalente.

Cuando actúan momentos y esfuerzos normales, se considera aplicable el método calculando el cabezal con una carga ficticia.

$$N_f = n N_1 \text{ máx.}$$

siendo: n = número de pilotes.

$N_1 \text{ máx}$ = carga máxima sobre un pilote calculada en el supuesto de cabezal rígido bajo la acción de esfuerzo normal y momento flector.

En general puede afirmarse que no existen probabilidades de rotura por punzonado cuando los cabezales se calculan por el método de las bielas respetando las inclinaciones límites y satisfaciendo las condiciones rela tivas a las tensiones de compresión en las bielas como se indicará oportuna mente.

Veremos a continuación varios casos de cabezales para 2.3 y más pilotes.

2.6.2.1.- Cabezales sobre dos pilotes.

Se supone un cabezal sobre dos pilotes, que soporta una carga centrada N , de una columna rectangular $a \times b$ según el esquema de la figura.

Como extremo superior de los ejes de las bielas se adoptan puntos ubicados a distancias $\frac{a}{4}$ del eje de la columna.

4

Esfuerzo de tracción inferior.

Del polígono de fuerzas deducimos:

$$Z = \frac{N/2}{\text{tg}} \quad \text{tg} \cdot K = \frac{\frac{e - a/2}{h}}{2}$$

Luego:

$$z = \frac{N/2 \cdot \frac{1}{2} (e - a/2)}{h} = \frac{N}{4h} (e - a/2)$$

(2.6.2.1.1)

Los resultados de la investigación experimental demuestran que los valores de tracción real medidos suelen superar al valor de z obtenido, y que el defecto en la valoración de z depende de la relación entre el ancho de la columna a y la separación de los pilotes e , siendo en promedio de un 15 %.

Se aconseja aplicar la expresión de Frémy, que da valores concordantes con los ensayos:

$$z = \frac{N}{4h} \left(e - \frac{a^2}{3e} \right) \quad (2.6.2.1.2)$$

ó bien:

$$z = 1.15 \frac{N}{4h} \left(e - \frac{a}{2} \right) \quad (2.6.2.1.3)$$

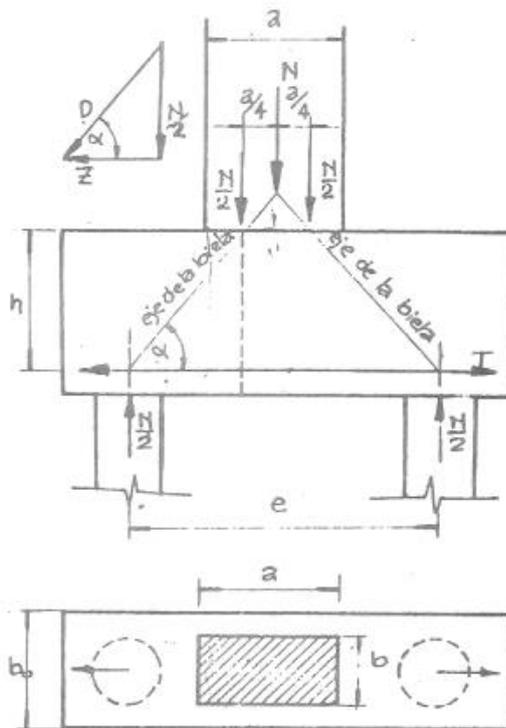


Fig 22

Determinación de la altura útil.

De la aplicación de los límites de validez del Método de las Bielas ($40^\circ < \alpha < 55^\circ$) resultará que la altura útil h debe satisfacer la condición:

$$0.42 \left(e - \frac{a}{2} \right) \leq h \leq 0.70 \left(e - \frac{a}{2} \right)$$

Como que valores de α próximos a 45° dan cabezales de poca rigidez, se recomienda usar valores próximos a:

$$h = 0.70 \left(e - \frac{a}{2} \right) \quad (2.6.2.1.4)$$

La tabla siguiente da valores de h para distintas relaciones entre a y e , y los correspondientes valores del esfuerzo de tracción conforme a la expresión de Frémy.

a/e	0.2	0.3	0.4	0.5
$h = 0.70 \left(e - \frac{a}{2} \right)$	0.63 e	0.60 e	0.56 e	0.53 e
$z = 1.15 \frac{N}{4h} \left(e - \frac{a}{2} \right)$	$\frac{N}{2.55}$	$\frac{N}{2.45}$	$\frac{N}{2.36}$	$\frac{N}{2.29}$

Cuando se adopten para h valores superiores a los dados por 2.6.2.1.4 es conveniente calcular Z considerando para h como valor límite el dado por esa expresión, ya que la resistencia de la armadura no puede usarse plenamente a causa de la elevada oblicuidad de las bielas.

Verificación de las bielas comprimidas.

Como en numerosos ensayos se produjo rotura por aplastamiento de las bielas de hormigón, es necesario comprobar que se cumplan las siguientes condiciones:

$$\sigma'_b = \frac{N}{B \operatorname{sen}^2} \leq 0.5 \sigma'_{bk}$$

$$\sigma'_{bl} = \frac{N}{2 B' \operatorname{sen}^2} \leq 0.5 \sigma'_{bk}$$

donde:

B = sección recta de la columna.

B' = sección recta de un pilote.

σ'_{bk} = tensión característica del hormigón a compresión.

Verificación al corte.

Aunque en el funcionamiento de bielas y tensores no actúa corte, como ese esquema de funcionamiento representa una forma aproximada del comportamiento real, podemos verificar el corte con la expresión clásica.

$$\tau = \frac{N/2}{b_0 \cdot Z} \quad \text{usando } \tau = 0.85 h$$

$$\tau = \frac{N}{1.7 b_0 h} \leq 1.2 \sigma'_{bk}$$

siendo:

σ'_{bk} = resistencia característica del hormigón a tracción.

Armaduras.

Se determina la armadura dividiendo los esfuerzos de tracción por la tensión admisible del acero 1.400 Kg/cm² ó 2.400 Kg/cm² para aceros clase I y III respectivamente.

$$F_c = \frac{Z}{\sigma_a}$$

Esta sección se distribuye en un cierto número de barras, que no conviene que sea muy reducido para asegurar una buena adherencia. Estas barras se suelen levantar en los dos extremos, en toda la altura del ca-

bezal para asegurar un buen anclaje.

Como frecuentemente, por defectos en la centración de los pilotes se puede tener la posibilidad de un cierto momento torsor se le agrega algunas armaduras adicionales.

Para la armadura superior F' se recomienda adoptar una sección de 0.15 a 0.20 de la sección de la armadura inferior F_e , de acuerdo a la exactitud que pueda obtenerse en la ubicación de los pilotes.

A mitad de la altura se suele colocar un estribo horizontal cerrado, de igual diámetro que las barras superiores.

Es normal colocar una armadura transversal mínima de estribos $\phi 8$ c/15 cm. Con cargas de columna superiores a 140 Tn. se suele llegar a usar $\phi 12$ c/12 cm. Para cargas mayores se incrementa esta armadura y hasta se llega al empleo de estribos dobles o triples.

Arriostramientos.

Debido a que las posiciones reales de los pilotes pueden diferir de las previstas en el proyecto, es necesario que las riostras perpendiculares al plano medio del cabezal puedan ser capaces de equilibrar los momentos producidos por la eventual excentricidad del eje de la columna en relación al plano definido por los ejes de ambos pilotes.

2.6.2.2.- Cabezal sobre tres pilotes.

Se supone un cabezal sobre tres pilotes cuyos ejes forman un triángulo equilátero de lado e , con centro de gravedad coincidente con el eje de la columna.

Se considera que la carga N de la columna es transmitida mediante una estructura reticular espacial con ejes de bielas ubicadas en los planos bisectores del triángulo de base.

Es razonable suponer que los extremos superiores de las bielas estén situados sobre una circunferencia concéntrica con el cabezal, de radio $0.3 a$.

De la comparación de los polígonos de fuerzas y el diagrama triangular de las bielas y la altura útil del cabezal deducimos.

$$\frac{N/3}{2H} = \frac{h}{2H - 0.3a} \quad \text{donde:} \quad H = \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot e$$

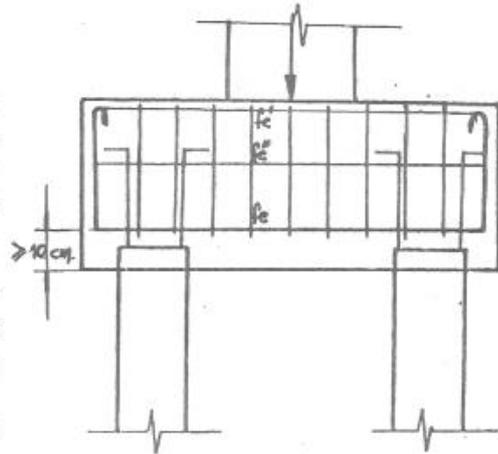


Fig. 24

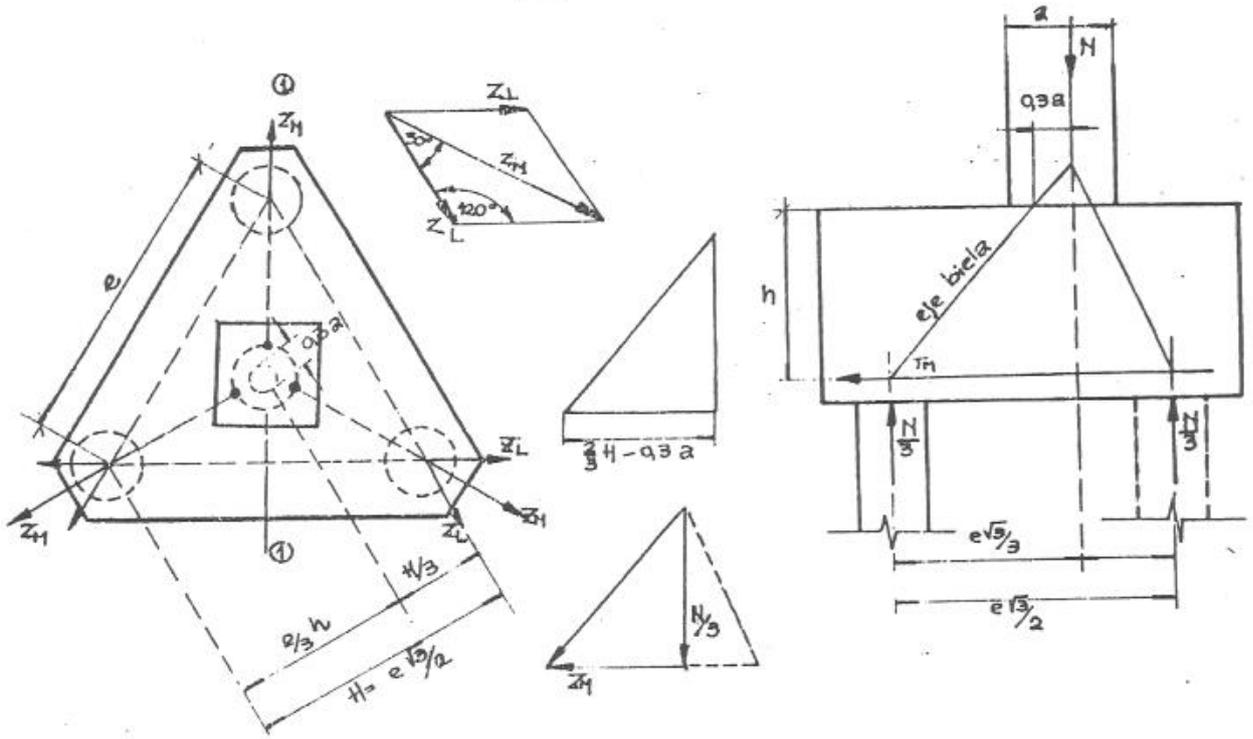


Fig. 25

Luego: $Z_M = \frac{N}{3h} \left(\frac{2}{3} \frac{\sqrt{3}}{2} e - 0.3 a \right)$

$$Z_M = \frac{N}{3h} \left(\frac{\sqrt{3}}{2} e - \frac{0.9}{3} a \right) = \frac{N}{9h} (\sqrt{3} \cdot e - 0.9 a) \approx \frac{N\sqrt{3}}{9h} \left(e - \frac{a}{2} \right) \quad (2.6.2.2.1)$$

Según la dirección de estos planos bisectores el esfuerzo de tracción Z_M podrá ser equilibrado con una armadura colocada según la dirección de las medianas del triángulo de base.

También podríamos absorberlo mediante armaduras dispuestas en correspondencia con los lados del triángulo de base. En ese caso el esfuerzo de tracción Z_L podemos obtenerlo del polígono de fuerzas de Z_M y Z_L , donde se cumple:

$$\frac{Z_M}{\sin 120^\circ} = \frac{Z_L}{\sin 30^\circ} \quad \text{o lo que es lo mismo:} \quad \frac{Z_M}{\frac{\sqrt{3}}{2}} = \frac{Z_L}{\frac{1}{2}}$$

$$Z_L = \frac{Z_M}{\sqrt{3}}$$

Reemplazando Z_M por su valor tendremos:

$$Z_L = \frac{N}{9h} \left(e - \frac{a}{2} \right) \quad (2.6.2.2.2)$$

Armaduras.

Pueden colocarse según distintas distribuciones, que podemos sintetizar:

- a) Armadura según las medianas. No se emplea por presentar comportamiento poco satisfactorio respecto a la fisuración de las caras laterales, lo que es explicable por la ausencia de armaduras en las zonas próximas a las mismas.
- b) Armaduras colocadas en correspondencia con los lados del triángulo de base con barras en forma de estribos cerrados laterales o con barras independientes sobre cada lado.
Podemos aclarar que los estribos cerrados dan mayor seguridad que las barras independientes, por menor riesgo de fisuración en las caras laterales, aunque no resuelve el problema de la fisuración en la cara inferior por falta de armaduras en la zona central.

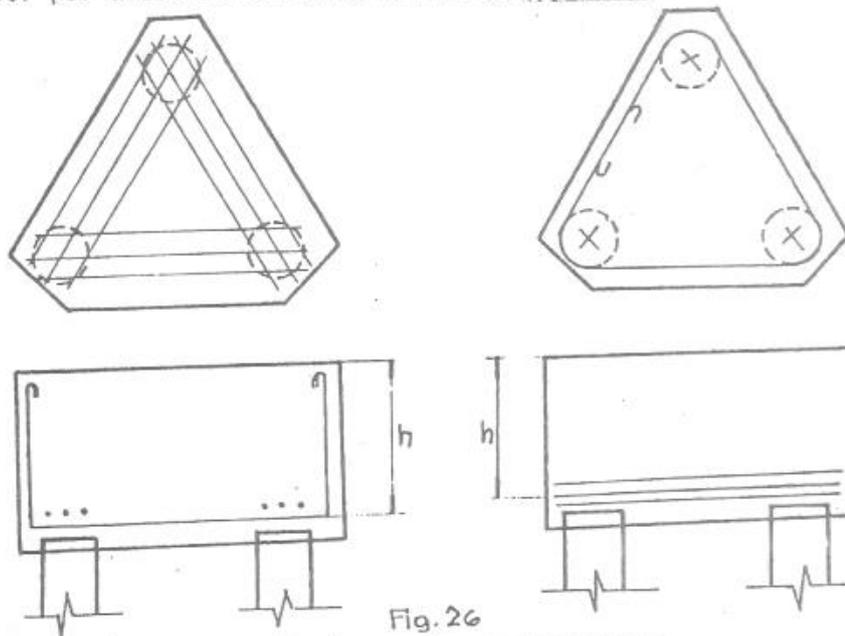


Fig. 26

- c) Podemos indicar como soluciones más recomendables:
c) Sistema combinado de armaduras dispuestas según los lados y según las medianas.

Para obtener coeficientes de seguridad razonables es necesario que las armaduras en forma de estribos laterales equilibren una parte importante de la carga, alrededor de un 80 %.

Se usará:

$$z_L = \frac{\beta \cdot N}{9 h} \left(e - \frac{a}{2} \right)$$

adoptando: $0.70 \leq \beta \leq 0.80$

Las armaduras dispuestas en correspondencia con las medianas deben equilibrar un esfuerzo.

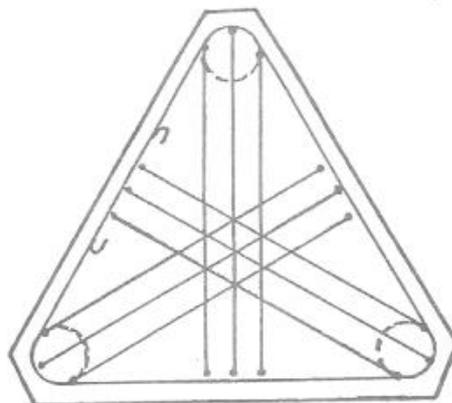


Fig. 27(a)

$$z_M = \frac{(1 - \beta) N \sqrt{3}}{9 h'} \left(e - \frac{a}{2} \right)$$

d) Sistema mixto.

Con armaduras según los lados y emparrillado complementario no considerado en el cálculo.

La armadura en forma de estribos se dimensionarán para equilibrar el es fuerza de tracción correspondiente a la totalidad de la carga, es decir:

$$z_L = \frac{N}{9 h} \left(e - \frac{a}{2} \right)$$

El emparrillado complementario no se considera en el equilibrio de los esfuerzos de tracción. Con el objeto de controlar la fisuración en la cara inferior es aconsejable adoptar en ca da sentido 0.2 de la sección de armadura correspondiente a estribos laterales.

En los dos últimos sistema c y d es oportuno colocar en la mitad de la altura un estribo horizontal cerrado de $\phi 12 \text{ mm.}$

Se considera que el sistema d es más conveniente que el c pues las barras del emparrillado pueden colocarse más próximas a la cara inferior.

Altura útil.

Entre los límites aconsejados de inclinación de las bielas de 40° a 55° , es preferible adoptar valores no menores de 45° por razones de economía de acero y facilidad de colocación de armaduras. En base a estos límites la altura útil debe cumplir las condiciones siguientes:

$$0.5b \left(e - \frac{a}{2} \right) \leq h \leq 0.83 \left(e - \frac{a}{2} \right)$$

Como altura útil aconsejable se adopta el límite mayor, correspondiente a una inclinación de 55° ;

$$h = 0.83 \left(e - \frac{a}{2} \right)$$

La tabla siguiente nos da los valores de las alturas y esfuerzos

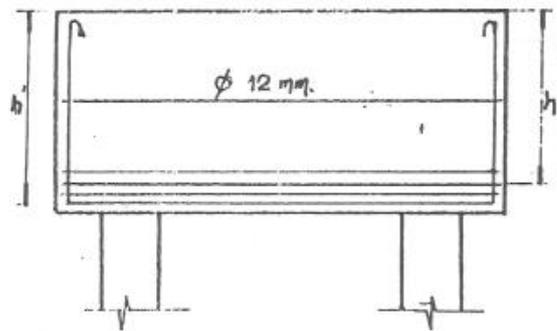


Fig. 27 (b)

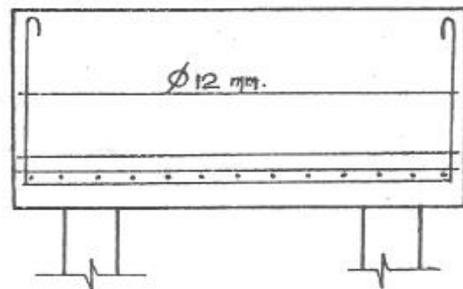
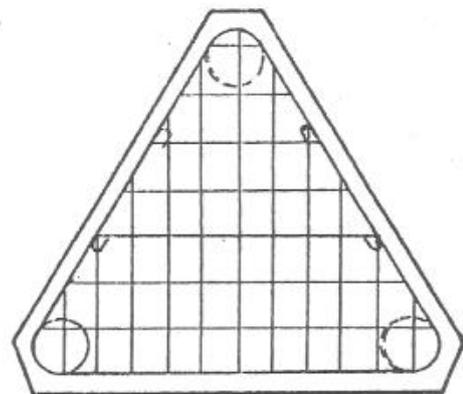


Fig. 28

de tracción determinados por el método de las bielas simplificado:

a/e	0.2	0.3	0.4	0.5
$n = 0.83 (e - \frac{a}{2})$	$0.75 e$	$0.73 e$	$0.66 e$	$0.62 e$
σ_M	$N/4.3$			
σ_L	$N/7.4$			

En caso de optar alturas útiles mayores a $0.83 (e - \frac{a}{2})$, conviene determinar las armaduras de tracción como si la altura no sobrepase ese máximo indicado, ya que debido a la fuerte inclinación de las bielas no puede utilizarse plenamente la resistencia de las armaduras.

Los cabezales sobre tres pilotes deben tener altura constante.

Verificación de las bielas comprimidas.

Igual que en el caso de cabezal de partes, se fijan topes de compresión en las bielas de manera que se obtenga la seguridad requerida.

$$\sigma_b = \frac{N}{B \operatorname{sen}^2} \leq 0.75 \sigma_{bk}$$

$$\sigma_{bl} = \frac{N}{3 B' \operatorname{sen}^2} \leq 0.75 \sigma_{bk}^{10}$$

2.6.2.3.- Cabezales sobre cuatro pilotes.

Se considera que los ejes de los cuatro pilotes forman un cuadrado de lado e , con céntrico con el eje de la columna. La carga N de la columna se supone transmitida a través de una estructura espacial reticular a tronco de pirámide con los ejes de las bielas ubicadas en los planos diagonales.

Como extremo superior de los ejes de las bielas pueden adoptarse los centros de los cuadrados formados por los ejes medios de la sección de la columna.

Los esfuerzos de tracción pueden ser equilibrados

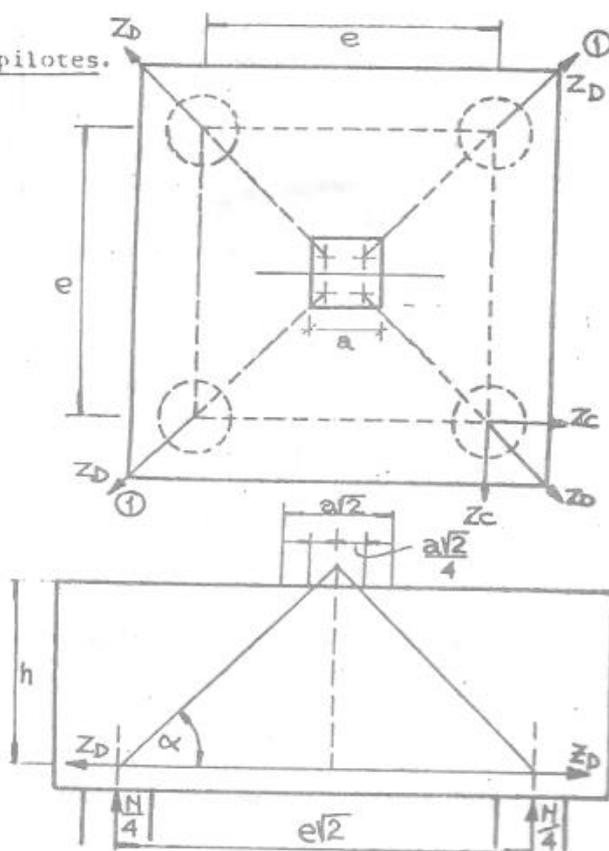


Fig 29

por armaduras colocadas según las diagonales o según los lados del cuadrado de base.

Estos esfuerzos son:

a) Según las diagonales:

$$z_d = \frac{N \sqrt{2}}{8 h} \left(e - \frac{a}{2} \right)$$

b) Según los lados:

$$z_c = \frac{z_d}{\sqrt{2}} = \frac{N}{8 h} \left(e - \frac{a}{2} \right)$$

Armaduras.

a) Armaduras colocadas según las diagonales.

Presentan el inconveniente de la fisuración prematura en las caras laterales con rápido crecimiento de la abertura por ausencia de armaduras en la proximidad de esas caras.

b) Armaduras según los lados del cuadrado, con barras independientes o con estribos cerrados laterales.

Tiene la misma objeción de la fisuración en la base inferior señalada en el cabezal triangular.

(Como sistemas recomendables de armaduras podemos indicar:

c) Armaduras combinadas dispuestas según los lados y las diagonales con dos variantes para las armaduras de los lados:

1) Estribos cerrados

2) Barras independientes

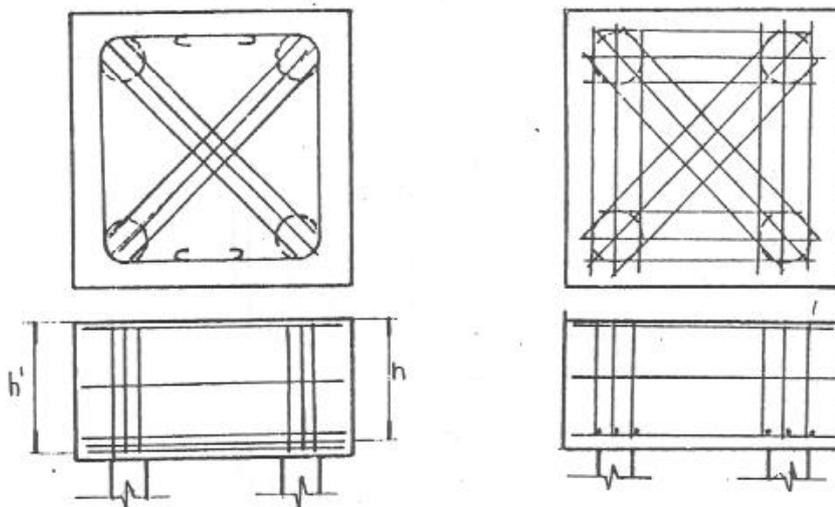


Fig. 30

Los estribos cerrados son preferibles a las barras independientes igual que en el caso del cabezal triangular.

Las armaduras se dimensionarán para soportar los siguientes esfuerzos:

Según los lados:

$$z_c = \frac{\lambda N}{8 h} \left(e - \frac{a}{2} \right)$$

Según las diagonales:

$$z_D = \frac{(1 - \lambda) N \sqrt{2}}{8 h'} \left(e - \frac{a}{2} \right)$$

$$\text{Con } 0.5 \leq \lambda \leq 0.6$$

d) Sistema mixto con armaduras según los lados del cuadrado y emparrillado complementario, con las dos variantes:

- 1) Estribos cerrados
- 2) Barras independientes

Es necesario que las armaduras colocadas en correspondencia con los lados equilibren por lo menos el 80 % de los esfuerzos de tracción producidos por la carga. El resto se absorbe con el emparrillado teniendo en cuenta que su eficacia es del 80 %.

Las armaduras según los lados deberán equilibrar el esfuerzo

$$z_c = \frac{\xi N}{8 h} \left(e - \frac{a}{2} \right) \quad \text{con } 0.80 < \xi < 0.85$$

Las armaduras del emparrillado, de reducida eficacia se dimensionan para que en cada sentido absorban un esfuerzo:

$$z_p = \frac{(1 - \xi) 2.4 N}{8 h} \left(e - \frac{a}{2} \right)$$

En todos los casos es conveniente colocar a la mitad de la altura un estribo cerrado horizontal de $\varnothing 12$ mm.

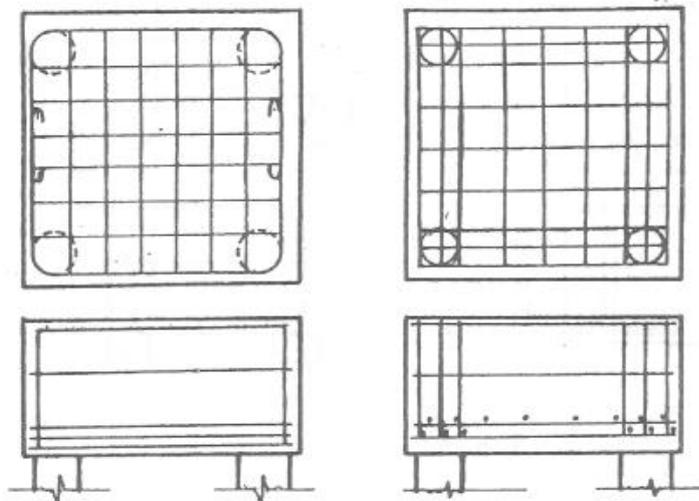


Fig 31

Altura útil.

Se determina de modo que la inclinación resulte:

$$45^\circ < \alpha < 55^\circ$$

con lo cual la altura útil debe satisfacer:

$$0.70 \left(e - \frac{a}{2} \right) \leq h \leq \left(e - \frac{a}{2} \right)$$

Siendo aconsejable adoptar el límite superior correspondiente a una inclinación de las bielas de 55°

$$h = \left(e - \frac{a}{2} \right)$$

Considerando esta altura se puede tabular:

a/e	0.2	0.3	0.4	0.5
$h = e - \frac{a}{2}$	0.90 e	0.85 e	0.80 e	0.75 e
z_d	N/5.65			
z_c	N/6			

2.6.2.4.- Cabezales para más de cuatro pilotes.

Del mismo modo que lo expuesto hasta ahora, podemos dar la solución para el cabezal de 5 pilotes, con planta cuadrada, cuatro pilotes esquineros y uno central.

Si el cabezal es rígido, como el pilote central está debajo de la columna, se calcula el cabezal como si fuera de cuatro pilotes, con solo las $\frac{4}{5} N$ como carga a soportar por los pilotes perimetrales.

Tendremos:

$$z_c = \frac{\frac{4}{5} N}{8 h} \left(e - \frac{a}{2} \right) = \frac{N}{10 h} \left(e - \frac{a}{2} \right)$$

y valen todas las consideraciones, incluso los hechos para la altura útil del párrafo 2.6.2.3.-

Cabezal para seis pilotes.

Dispondremos los seis pilotes en una planta exagonal. La armadura según los lados será:

$$z_d = \frac{N}{6 h} \left(e - \frac{a}{2} \right)$$

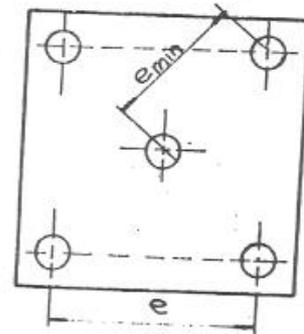


Fig. 32

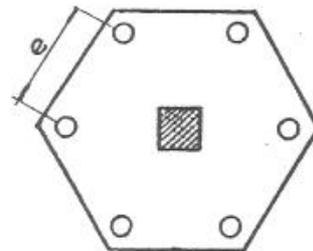


Fig. 33

Cabezal para siete pilotes.

Los dispondremos en planta exagonal con el séptimo pilote en el centro del exágono, es decir, con una separación uniforme entre todos ellos igual a e .

Al igual que en el caso de 5 pilotes, supondremos que sobre los seis pilotes exteriores cargan los $\frac{6}{7}$ del peso total

Entonces tendremos:

$$Z_L = \frac{6/7 N}{6 h} \left(e - \frac{a}{2} \right) = \frac{N}{7 h} \left(e - \frac{a}{2} \right)$$

En todos estos casos además de la armadura lateral calculada por las expresiones indicadas, se dispone una malla ortogonal, en la que, en cada una de las dos direcciones se colocará hierros para absorber un esfuerzo del 15 al 20 % del obtenido para Z_L .

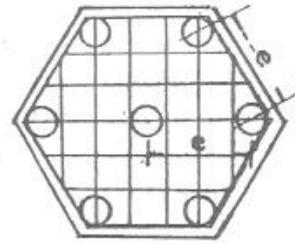


Fig. 34

Cabezales para un grupo numeroso de pilotes;

Si se usa un agrupamiento con simetría central, la armadura se dispondrá en forma de malla y su sección se determinará considerando dos posibles líneas de rotura que pasen por el centro del cabezal, calculando para cada uno de ellos la sección necesaria de armadura mediante la expresión:

$$F_{e \text{ total}} = \frac{N \cdot \sum d_i}{\sigma_a \cdot h'}$$

donde:

F_{et} = área de la sección total de armadura para toda la longitud de la línea de rotura.
Se adopta la mayor de ellas para las direcciones ortogonales.

N = carga transmitida por la columna.

n = cantidad total de pilotes.

d_i = distancia del eje de cada pilote al plano de rotura considerado.

σ_a = tensión admisible de la armadura.

h' = altura útil de la sección de rotura supuesta.

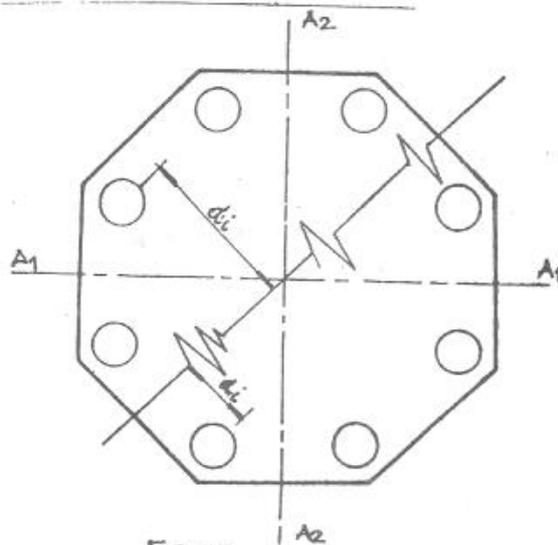
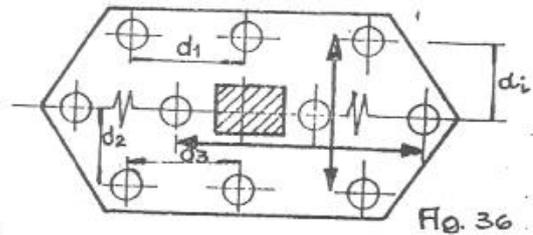


Fig. 35

Para cabezales de dos ejes de simetría, se elegirán dos líneas de rotura ortogonales, coincidentes con los ejes de simetría, aplicándose la fórmula anterior para cada dirección, disponiéndose normalmente a cada

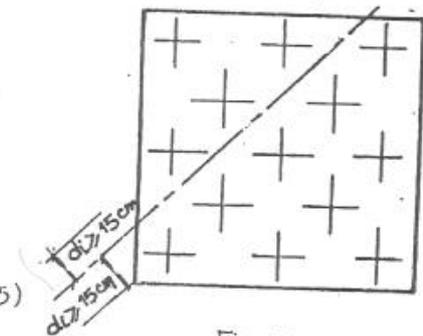
línea, la armadura que en cada caso resulte.

Al calcular el esfuerzo de corte en una sección cualquiera de un cabezal, se considerarán las reacciones totales de los pilotes ubicados exteriormente a la sección, y cuyo centro diste de la misma 15 cm, o más. Los pilotes ubicados interiormente a la sección y cuyo centro diste 15 cm o más de la misma, se supondrán como que no influyen en el esfuerzo de corte de la sección.



Para posiciones intermedias del centro de la sección del pilote la parte proporcional de la reacción del mismo que interviene en el cálculo del esfuerzo de corte se determinará por interpolación lineal entre los valores correspondientes a las posiciones extremas indicadas.

2.7.- Errores en el diseño del pilote. (Bib. 15)



Pese a que frecuentemente se considera que las fundaciones sobre pilotes son muy seguras, en algunos casos han resultado fracasos. Como es a leccionador el análisis de los fracasos, para eliminar causas de posibles fallas, vamos a describir aquí algunos errores de diseño que pueden conducir al fracaso, dejando para más adelante los errores de ejecución que también pueden ser causales de falla.

Podemos considerar como errores de diseño, entre otros:

- Proyectar la fundación basados en un estudio de subsuelo no suficientemente amplio como para individualizar eventuales zonas de relleno, y que en el caso de efectuarse un pilotaje a base de pilotes hincados, podrán escapar también en la fase de ejecución.
- Usar estudios de subsuelo llevados a profundidades insuficientes, que no muestren estratos compresibles profundos que podrían asentarse bajo cargas importantes.
- No haber tomado en cuenta en el diseño de los pilotes el efecto de fricción negativa de eventuales rellenos o depósitos de suelos compresibles.
- El haber considerado la resistencia a fricción lateral en el caso de pilotes que apoyen sobre mantos muy resistentes, que al trabajar de punta, sin desplazamientos, no movilizan tal fricción.
- El no tener en cuenta el efecto de grupo en pilotes muy próximos, sobre todo en pilotes de fricción.
- El considerar la resistencia del terreno debajo del cabezal como absorbiendo parte de la carga a sustentar.

- g) El no haber evaluado el peligro derivado de diseñar pilotes de punta sobre un estrato resistente de poco espesor apoyado sobre materiales compresibles.
- h) No considerar las variaciones periódicas del nivel del agua subterránea, o la presencia de vibraciones y aún excavaciones en las inmediaciones de terrenos incoherentes de fundación.
- i) Al no prever inconvenientes derivados del uso de determinados tipos de pilotes en terrenos no aptos para ellos. Por ej. pilotes hincados en arcillas sensibles; pilotes perforados en terrenos arenosos sueltos y con nivel freático elevado; pilotes excavados sin camisa protectora en presencia de rellenos desmoronables; pilotes hincados y hormigonados in situ, en presencia de suelos con bochones; etc.
- j) El no haber evaluado, en pilotes en zonas de relleno en laderas, el efecto de posibles desligamientos por exceso de sobrecarga, por lubricación de la superficie de contacto del relleno con el terreno natural, o por efecto de terremotos.
- k) La interpretación errónea de resultados favorables de pruebas de carga muy breves en terrenos cohesivos blandos, donde no se muestran todas las deformaciones posibles, ni se alcanza a materializar la fricción negativa si ésta fuera factible.-

BIBLIOGRAFIA.-
 =====

- 1.- Robert D. Chellis. Pile Foundations.
- 2.- Juárez Badillo y Rico. Mec. de Suelos Tomo II.
- 3.- Clarence W Dunham Cimentaciones de Estructuras. 2ª Edic.
- 4.- E. Bowles. Foundation Analysis and Design.
- 5.- M.J. Tomlinson Foundation design and construction.
- 6.- Sowers. Introducción a la Mec. de suelos y cimentaciones. 1972.
- 7.- G. Leonards. Foundation Engineering.
- 8.- W.E. Schulze y K. Simmer. Cimentaciones - 1970.
- 9.- Terzaghi y Peck. Mec. de Suelos en la Ing. Práct. 2ª Edic. 1972.
- 10.- Ferrer Kutter. Cimentaciones y Pilotajes.
- 11.- Z. Davidian. Pilotes y Cimentaciones sobre pilotes.
- 12.- C. Cestelli Guidi. Mec. del Terreno e Stabilità delle Fondazioni.
- 13.- Caquet-Kerisel. Traité de mécanique des sols. 4ª Edición.
- 14.- A.J. Da Costa Nunes. Curso de Mec. dos Solos e Fundações. 1956.
- 15.- Tercer Seminario de Mec. de Suelos. Univ. Central de Venezuela. 1964.
- 16.- L. Hoebeker. Consideraciones sobre el cálculo de los Pilotes.
- 17.- Código de edificación de la Ciudad de Los Angeles (USA).
- 18.- Guía de T. Práct. Mec. de Suelos: Fundaciones Profundas.
- 19.- Apuntes para clases de Fundac. y Construc. de Albañilería.
- 20.- Normas de trabajos de pilotaje de Ing. de Fundaciones SRL. (inéditos).

- 21.- Manual de Práctica de la Ing. N° 27 ASCE. Pile Foundations and Pile Structures.
 - 22.- L.D. Decanini. Sobre el cálculo de cabezales de pilotes.
 - 23.- C. Moretto. Cimentaciones profundas - La Ingeniería N° 1021 - 1972.
 - 24.- Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón. 1964.-
-

TRABAJO PRÁCTICO N° 5.-FUNDACIONES SOBRE PILOTES.-EJERCICIOS.-Datos Generales:

Martillos de caída libre = 15 kN; 20 kN; 30 kN; 40 kN y 50 kN

Martinetes Diesel:

D12	$\xi = 31,20$ kNm	W = 12,50 kN
D22	E = 55,00 kNm	W = 22,00 kN
D30	$\xi = 75,00$ kNm	W = 30,00 kN

Pesos de tubos para hincas:

$\varnothing 35$ cm	→	1,70 kN
$\varnothing 40$ cm	→	2,00 kN
$\varnothing 50$ cm	→	3,00 kN
$\varnothing 60$ cm	→	4,00 kN

Se elegirá:

Peso del martillo \geq 4m. de pilote \geq mitad del peso del pilote

Peso óptimo = peso del martillo = peso del pilote

Para los restantes datos no indicados expresamente como particulares, usar los mismos del presente ejemplo.

Datos Particulares:

Caso 1: $P = 1500$ kN; $H_2 = 3,20$ m; $H_3 = 3,20$ m; $H_4 = 7,00$ m

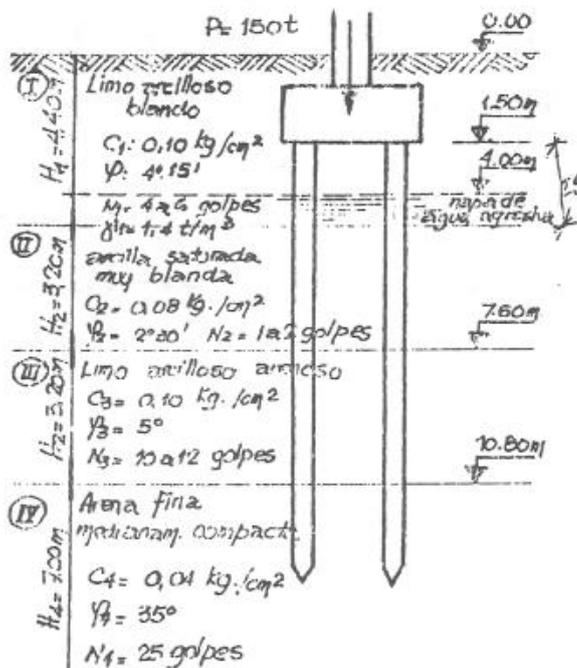
$\Delta x = +20$ cm $\Delta y = +15$ cm

Caso 2: $R = 220$ kN $\alpha = 68^\circ$ $i_2 = 4:1$ $i_3 = 3:1$

Caso 1:

Calcular la fundación para una columna mediante pilotes aptos para el suelo que muestra el gráfico.

1º Análisis del perfil del suelo



En el suelo propuesto vemos que los estratos I y II no son aptos para colaborar con la capacidad soporte, y más bien el 2º originará sobrecargas a los pilotes debido a la fricción negativa.

El estrato III mejora ligeramente y puede prestar alguna colaboración friccional, mientras que el estrato IV, de arena fina medianamente compacta, permite clavar pilotes con resistencia de punta pues el pilote penetrará en él hasta alcanzar la capacidad portante prevista, y la resistencia friccional que se genera, será función de la penetración en ese manto.

Se observa además la napa de agua a cota 4.00m. Por otra parte el manto de arena fina se extiende con un mínimo de 7.00m, de modo que se puede suponer que no afecta a los estratos subadyacentes con tensiones normales.

2.- Elección de la longitud y tipo de pilote a emplear.

La presencia de la napa de agua y el manto de arcilla saturada muy blanda (manto II), así como la naturaleza arenosa del manto resistente profundo, hacen descartar como convenientes los pilotes perforados sin encamisar, quedando en consecuencia como factibles los pilotes hincados.

Por la presencia de aguas agresivas, resultan más efectivos los pilotes prefabricados e hincados, pues con una adecuada dosificación, incluso con cementos puzolánicos y un buen curado, el hormigón queda apto para resistir el ataque gálico del agua.

En cuanto a la longitud del pilote se estima que con 12.00m se tendría una adecuada penetración en el manto

arenoso como para obtener una capacidad portante satisfactoria. Usaremos como cota de punta -12,50 m.

Además se advierte que no se encuentra en el perfil del terreno, obstáculos o cantos rodados que puedan dificultar la hincada, ni dar idea de posibles desviaciones, y mucho menos, rechazos a cotas variables...

3.- Capacidad de carga del pilote individual...

Determinaremos la capacidad de carga empleando la fórmula estática general:

$$Q = Q_p + Q_f$$

$$Q = q_c \cdot s + f_a \cdot s_{lat.}$$

3.1.- Resistencia de punta.

Para obtener " q_c " usaremos la fórmula de TERZAGHI:

$$q_c = 1,2 \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q$$

Para el estrato IV de apoyo de la punta del pilote, se tiene que:

$$c = 4 \text{ kPa}$$

$\varphi = 35^\circ \rightarrow$ y usando el gráfico de Terzaghi se obtiene:

$$N_c = 46 \quad \text{y} \quad N_q = 33$$

Luego queda:

$$q_c = 1,2 \cdot 4 \cdot 46 + 14 \cdot 12,50 \cdot 33 = 5.995,8 \text{ kPa}$$

Usando un coeficiente de seguridad igual a 3, resulta:

$$q_c = \frac{5.995,8}{3} = 1.998,6$$

$$\boxed{q_c \approx 2.000 \text{ kPa}}$$

Usando la expresión de Caquot y Kerisel se obtiene:

$$q_c = c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q$$

con la tabla para $\varphi = 35^\circ$ se obtiene $N_c = 46$ y $N_q = 33,3$, en consecuencia:

$$q_c = 4 \cdot 46 + 14 \cdot 12,50 \cdot 33,3 = 6071,6 \text{ kPa}$$

y usando 3 como coeficiente de seguridad

$$q_c = \frac{6071,6}{3} = 2023,8 \text{ kPa}$$

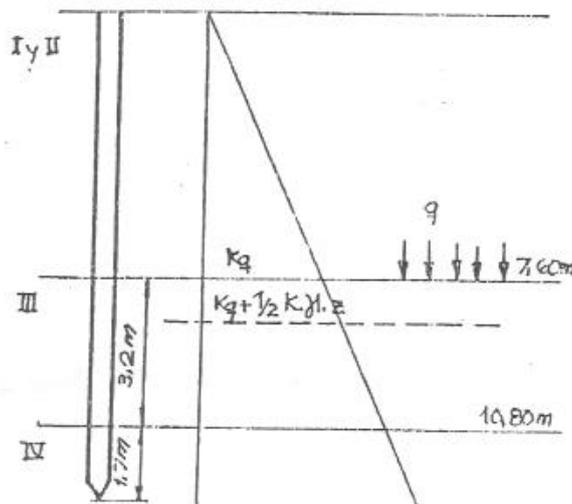
$$q_c \approx 2.000 \text{ kPa}$$

3.2.- Resistencia friccional.-

Analizaremos dos tipos de pilotes para poder apreciar de mejor forma la variación desde el punto de vista de su perímetro y superficie lateral, y de esa manera optar por el más conveniente.

a) Octogonal de 30 cm : Lado = 12,4 cm
Perímetro = 1,00 m
Sección = 0,0744 m²

b) Octogonal de 35 cm : Lado = 14,5 cm
Perímetro = 1,16 m
Sección = 0,1015 m²



Analizando el perfil del suelo, resulta lógico que consideremos actuando por fricción sólo los estratos III y IV, considerando los estratos superiores, sólo como sobrecarga para los más profundos.

La expresión general:

$$f_a = k \cdot \gamma \cdot Z \cdot \operatorname{tg} \delta$$

se transforma en:

$$f_a = (k \cdot \gamma + \frac{1}{2} k \cdot \gamma \cdot Z) \operatorname{tg} \delta$$

o bien:

$$f_a = (\gamma + \frac{1}{2} \gamma Z) k \cdot \operatorname{tg} \delta$$

A cota -7.60 m la sobrecarga "q" vale:

$$q = 7.60 \text{ m} \cdot 14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 106.4 \text{ kN/m}^2$$

para $\varphi = 5^\circ$, de la tabla extrapolando $\rightarrow k \cdot \operatorname{tg} \delta = 0.09$

Tendremos por fricción:

$$f_a = (106.4 + \frac{1}{2} \cdot 14 \cdot 32) 0.09 = 11.59 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ (kPa)}$$

Por cohesión: $c = 10 \text{ kPa}$

$$f_a = \alpha \cdot c = 1 \cdot 10 = 10 \text{ kPa}$$

Sumando ambos valores:

$$11.59 + 10 = 21.59 \text{ kPa}$$

con un coeficiente de seguridad $\eta = 3$, resulta:

$$\underline{f_a} = \frac{21.59}{3} = \underline{7 \text{ kPa}}$$

A cota -10.80 m, se tendrá:

$$q = 10.80 \cdot 14 = 151.2 \text{ kN/m}^2$$

Para $\varphi = 35^\circ \rightarrow k \cdot \operatorname{tg} \delta = 5.9$

Luego f_a por fricción: $(151.2 + \frac{1}{2} \cdot 14 \cdot 11.7) 5.9 = 962.3 \text{ kPa}$

y f_a por cohesión: $c = 4 \text{ kPa}$

$$\alpha \cdot c = 1 \cdot 4 = 4 \text{ kPa}$$

$$\Sigma f_a = 962,3 + 4 = 966,3 \text{ tPa} ;$$

y tomando $n = 3$

$$\underline{f_a} = \frac{966,3}{3} = \underline{322,1 \text{ tPa}}$$

Capacidad de Carga del Pilote Individual.

a) Octogonal de 30 cm.

$$\text{Resistencia de punta} = 2.000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,0744 \text{ m}^2 = 148,8 \text{ kN}$$

$$\text{Resistencia friccional} = 3,2 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 7 \text{ kN/m}^2 = 22,4 \text{ kN}$$

$$1,7 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 322,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = \underline{547,6 \text{ kN}}$$

718,8 kN

b) Octogonal de 35 cm.

$$\text{Resistencia de punta} : 2.000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,1015 \text{ m}^2 = 203 \text{ kN}$$

$$\text{Resistencia friccional} : 3,2 \text{ m} \cdot 1,16 \text{ m} \cdot 7 \text{ kN/m}^2 = 25,9 \text{ kN}$$

$$1,7 \text{ m} \cdot 1,16 \text{ m} \cdot 322,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = \underline{635,2 \text{ kN}}$$

864,1 kN

Nota:

mediante ensayos realizados, y resultados analizados del ensayo de penetración standard y del cono holandés, que Meyerhoff y Vesic relacionaron con la densidad relativa, en suelos cohesivos se obtienen valores empíricos.

$$\underline{\text{Resistencia de punta}} : N = 25 \text{ golpes c/ 30 cm}$$

$$q_c = 400 \cdot n^\circ \text{ golpes} = 400 \cdot 25 = 10.000 \text{ kPa}$$

Para el octogonal de 30 cm:

$$10.000 \text{ kPa} \cdot 0,0744 \text{ m}^2 = 744 \text{ kN}$$

Para el octogonal de 35 cm:

$$10.000 \text{ kPa} \cdot 0,1015 \text{ m}^2 = 1015 \text{ kN}$$

Resistencia por fricción lateral:

Estrato III : $N = 10$ golpes c/ 30 cm

$$f_a = 2 \cdot 10 = 20 \text{ kPa}$$

Estrato IV : $N = 25$ golpes c/ 30 cm

$$f_a = 2 \cdot 25 = 50 \text{ kPa}$$

Para octogonal de 30 cm:

$$20 \cdot 3,2 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} + 50 \cdot 1,7 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 149 \text{ kN}$$

Para el octogonal de 35 cm:

$$20 \cdot 3,2 \text{ m} \cdot 1,16 \text{ m} + 50 \cdot 1,7 \text{ m} \cdot 1,16 \text{ m} = 172,8 \text{ kN}$$

Resistencia Total:

Octogonal de 30 cm:

$$744 + 149 = \underline{\underline{893 \text{ kN}}}$$

Octogonal de 35 cm:

$$1015 + 172,8 = \underline{\underline{1.187,8 \text{ kN}}}$$

Estos valores empíricos de precaria exactitud, sólo sirven para fijar los toques máximos.-

Fricción Negativa.-

Considerando la naturaleza del estrato II, podemos suponer que se dará la posibilidad de tener fricción negativa, de modo que calcularemos el máximo valor que es probable de producirse.

$$\text{Para } c = 8 \text{ kPa y } h = 3,20 \text{ m}$$

Pilotes octogonales de 0,30 m :

$$8 \text{ kPa} \cdot 1,00 \text{ m} \cdot 3,20 \text{ m} = 25,6 \text{ kN}$$

Pilotes octogonales de 0,35 m :

$$8 \text{ kPa} \cdot 1,16 \text{ m} \cdot 3,20 \text{ m} = 29,7 \text{ kN}$$

Vemos ahora que la capacidad soporte del suelo estando introducido el pilote, es de:

- para octogonales de 0,30 m :

$$718,8 - 25,6 = \underline{693,2 \text{ kN}}$$

- para octogonales de 0,35 m :

$$864,1 - 29,7 = \underline{834,4 \text{ kN}}$$

Pero vemos que los pilotes que analizamos desde el punto de vista de su capacidad normal como columna, resisten:

$$\text{- pilotes octogonales de } 0,30 \text{ m} = \underline{400 \text{ kN}}$$

$$\text{- pilotes octogonales de } 0,35 \text{ m} = \underline{600 \text{ kN}}$$

* Adoptamos en consecuencia estos últimos valores...

Nuestra carga es de 1.500 kN, luego tendremos:

$$\text{- usando pilotes de } 0,30 \text{ m} : \frac{1500}{400} \approx 4 \text{ pilotes}$$

$$\text{- usando pilotes de } 0,35 \text{ m} : \frac{1500}{600} \approx 3 \text{ pilotes}$$

Dado el tipo de terreno de que se trata y el reducido número de pilotes del grupo, podemos considerar para el efecto del grupo una eficacia de 1, o sea que no reduciremos la capacidad de carga del pilote individual. -

Peso Propio del Pilote.

Pilotes octogonales de 0,30 m :

$$12,00 \text{ m} \cdot 0,0744 \text{ m}^2 \cdot 24,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 21,87 \text{ kN}$$

Pilotes octogonales de 0,35 m :

$$12,00 \text{ m} \cdot 0,1015 \text{ m}^2 \cdot 24,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 29,84 \text{ kN}$$

De acuerdo a estos pesos es factible utilizar :

- Martillo de caída libre de 20 kN
- Martinete Diesel D12 con $\xi = 31,20 \text{ kN/m}$ por golpe

Cálculo del rechazo.

- Pilotes octogonales de 0,30 m.

* Fórmula Holandesa (martillos de caída libre)

$$s \text{ (penetración del pilote)} = \frac{W^2 \cdot h}{R_d (W+P) \cdot \eta} = \frac{(20 \text{ kN})^2 \cdot 1.000 \text{ mm}}{400.000 \text{ kN} (20+21,87) \text{ kN} \cdot 5} = 4,77 \text{ mm}$$

es decir que cuando con un golpe solo, el pilote descienda 4,77 mm se estará en el rechazo, lo que equivale que obtendremos el rechazo cuando sean necesarios 21 golpes para descender 10 cm

* Fórmula Delmag (para martinete Diesel D12)

$$s = \frac{E \cdot W}{R_d (W+P) \cdot \eta} - c \cdot L_a :$$

$$s = \frac{3.120 \text{ t} \cdot 1250 \text{ t} \cdot 3}{40.000 \text{ t} (1250+2200) \text{ t} \cdot 3} - 0,3 \cdot 12 \text{ m} = 5,8 \text{ mm}$$

o sea, 18 golpes para descender 10 cm.

Separación entre ejes de pilotes y cabeza?

Vimos que la separación aconsejable entre pilotes es 3 a 3,5 diámetros. Para nuestro caso, con pilotes octogonales de 30 cm., usaremos el mayor valor ya que la separación total se conserva pequeña.

Adoptaremos $e = 1,10 \text{ m}$.

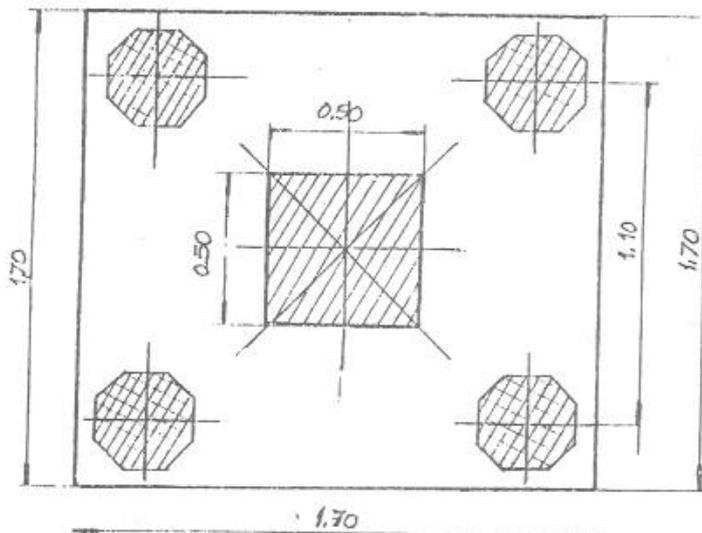
Adoptamos un cabezal de $1,70 \text{ m} \times 1,70 \text{ m}$, o sea con un sobreancho de 15 cm a partir del borde exterior del pilote. La altura útil más aconsejable es:

$$h = e - \frac{a}{2} = 110 - \frac{50}{2} = 85 \text{ cm}$$

El esfuerzo a absorber con armaduras en cada cara del cabezal, será:

$$Z_c = \frac{N}{8h} \left(e - \frac{a}{2} \right) = \frac{1500 \text{ kN}}{8 \cdot 0,85} \left(1,10 - \frac{0,5}{2} \right)$$

$$Z_c = 187,5 \text{ kN}$$



Armadura del cabezal.

Utilizaremos una armadura mixta con estribos cerrados sobre las caras y emparrillado ortogonal inferior.

a) Estribos cerrados laterales:

$$Z_{\text{cestr.}} = \gamma \cdot Z_c$$

$$= 0,8 \cdot 187,5 \text{ kN}$$

$$Z_{\text{cestr.}} = 150 \text{ kN}$$

$$f_e = \frac{Z_{\text{cestr.}}}{\sigma_{\text{ad. acero}}} = \frac{150 \text{ kN}}{420/1,75} = 6,25 \text{ cm}^2$$

Usaremos $2 \phi 20 \text{ mm}$.

b) Armadura emparrillado (en cada dirección)

172

$$Z_p = (1 - \xi) z_c = 0,2 \cdot 2,4 \cdot 187,5 = 90 \text{ kN}$$

$$f_e = \frac{Z_p}{\sigma_{adm. \text{ acero}}} = \frac{90 \text{ kN}}{420/11,5} = 3,75 \text{ cm}^2$$

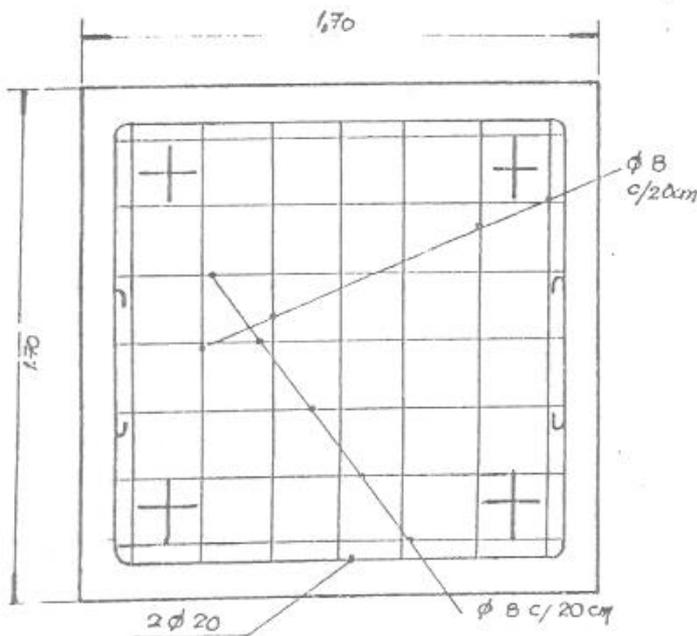
es decir 8 hierros ϕ 8 mm. Se colocarán 1 ϕ 8 mm cada 20 cm en las dos direcciones.

Verificación de las bielas comprimidas.

a) Bajo la columna:

$$\sigma_b = \frac{P}{B \cdot \text{sen}^2 \alpha} = \frac{1.500}{0,25 \text{ m}^2 \cdot 0,666667}$$

$$\sigma_b = 9.000 \text{ kPa} = 9 \text{ MPa}$$



b) Sobre los pilotes:

$$\sigma'_b = \frac{P}{4 \cdot b' \cdot \text{sen}^2 \alpha}$$

$$= \frac{1500}{4 \cdot 0,0744 \cdot 0,66667}$$

$$\sigma'_b = 7.500 \text{ kPa} = 7,5 \text{ MPa}$$

siendo:

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{\frac{e\sqrt{2}}{2} - \frac{a\sqrt{2}}{4}}$$

$$= \frac{85}{\frac{110\sqrt{2}}{2} - \frac{50\sqrt{2}}{4}}$$

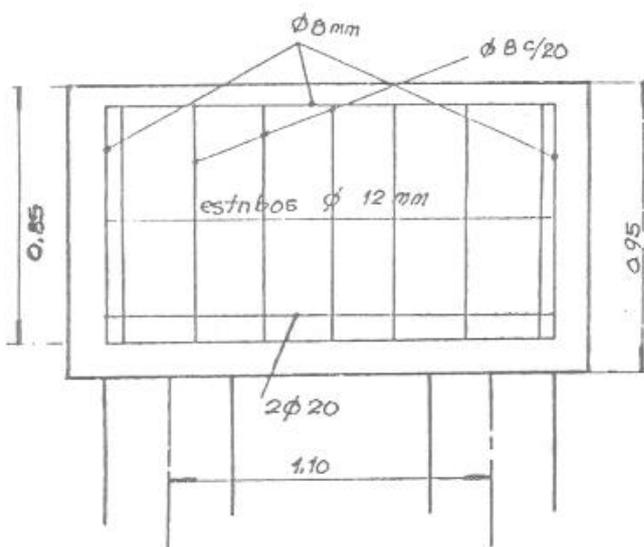
$$\text{tg} \alpha = 1,4142136$$

$$\alpha = 54^\circ 44'$$

$$\text{sen} \alpha = 0,8164965$$

$$\text{sen}^2 \alpha = 0,666666\dots$$

Si se usa un hormigón con $f_{rc} = 10,5 \text{ kPa}$, los valores calculados pueden considerarse perfectamente aceptables.



De donde:

$$R_{p1} = \frac{1500}{4} + \frac{1500(-5)(-60)}{14.600} + \frac{1500(-3,75)(31,25)}{13.918,74} = 385,11 \text{ kN}$$

$$R_{p2} = \frac{1500}{4} + \frac{1500(-5)(70)}{14.600} + \frac{1500(-3,75)(66,25)}{13.918,74} = 312,27 \text{ kN}$$

$$R_{p3} = \frac{1500}{4} + \frac{1500(-5)(-60)}{14.600} + \frac{1500(-3,75)(-58,75)}{13.918,74} = 429,56 \text{ kN}$$

$$R_{p4} = \frac{1500}{4} + \frac{1500(-5)(50)}{14.600} + \frac{1500(-3,75)(-58,75)}{13.918,74} = 373,06 \text{ kN}$$

$$\Sigma R_p = 1.500 \text{ kN}$$

Carga máxima en un pilote = 429,56 kN (admisibile)

Caso N° 2:

calcular el pilotaje de soporte para un muro de sostenimiento, con una resultante oblicua de las cargas. Supondremos el terreno homogéneo, constituido por una arcilla blanda, con las siguientes características:

$$c = 75 \text{ kPa} ; \quad \varphi = 4^\circ ; \quad N = 8 \text{ a } 10 \text{ golpes c/ } 30 \text{ cm}$$

Datos particulares: $R = 220 \text{ kN}$ $\alpha = 68^\circ$
 $i_2 = 4:1$ $i_3 = 3:1$

Resolución.

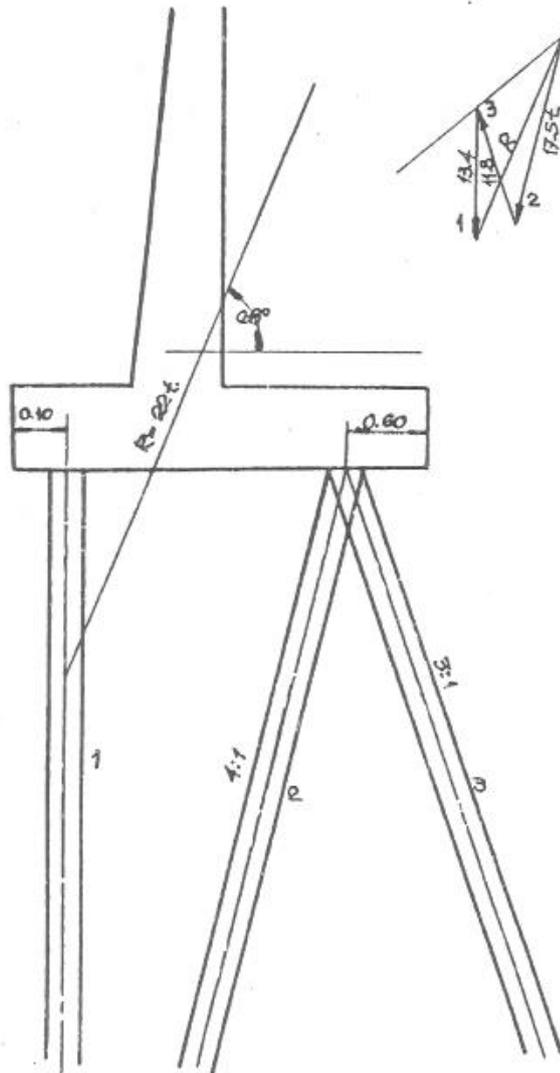
Descomponiendo R en las direcciones 1-2 y 3, mediante un polígono de fuerzas, resulta:

$$\begin{aligned} \text{Pilote 1: Compresión} &= 135 \text{ kN} \\ \text{Pilote 2: Compresión} &= 175 \text{ kN} \\ \text{Pilote 3: Tracción} &= 118 \text{ kN} \end{aligned}$$

Adoptaremos pilotes cuadrados de 25 cm x 25 cm (perímetro = 1,00 m). Despreciamos la resistencia de punta. Por fricción podemos dar un valor de adherencia o fricción:

$$f_c = 20 \text{ kPa}$$

Adoptamos pilotes de 12 m de longitud, o sea con una capacidad friccional de $12,00 \cdot 1,00 \cdot 20 = 240 \text{ kN}$.



Separación de pilotes.

Dividiendo la capacidad de cada pilote, por el requerimiento para cada tipo, obtendremos:

$$\text{Pilote 1: } \frac{240 \text{ tN}}{133 \text{ tN}} = 1,74 \text{ m}$$

adoptamos 1,80 m

$$\text{Pilote 2: } \frac{240 \text{ tN}}{175 \text{ tN}} = 1,38 \text{ m}$$

adoptamos 1,20 m

$$\text{Pilote 3: } \frac{240 \text{ tN}}{118 \text{ tN}} = 2,03 \text{ m}$$

adoptamos 1,80 m

Las separaciones adoptadas tienden a buscar una distribución más regular de los pilotes.

Los pilotes que deben resistir tracciones, se calcularán en sus armaduras con tensiones menores que las normales, para impedir la fisuración del hormigón.

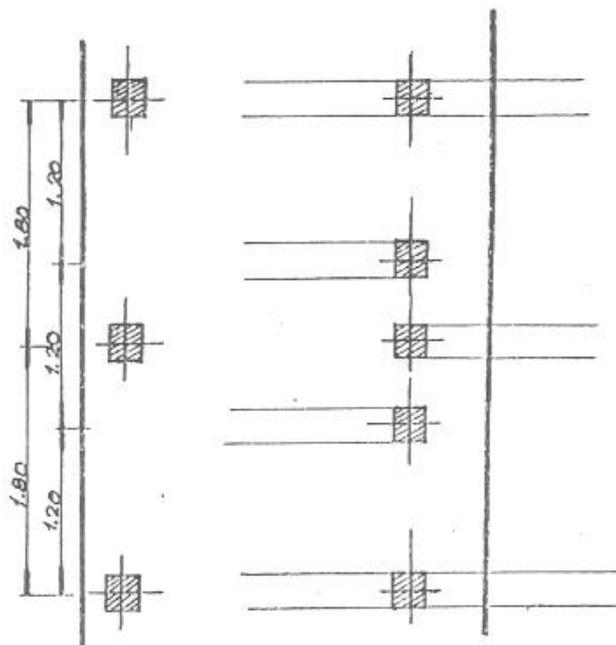
Si las armaduras son de un acero con:

$$f_s = 420 \text{ tPa, se adopta}$$

un 75% menos, en consecuencia:

$$f_e = \frac{118 \cdot 17,5}{315} = 6,5 \text{ cm}^2$$

usaremos $4 \phi 16 \text{ mm}$, con 8 cm^2 .



Rechazos.-

No es necesario calcular el rechazo de estos pilotes, pues dado el tipo de suelo, las fórmulas dinámicas no resultan válidas.

Son aplicables las fórmulas estáticas como se vio más arriba, o bien controles mediante ensayos de carga.

Resultados.-

1ª Parte : N° de pilotes = 4

Tipo de pilote = octogonales de 0,30 m

2ª Parte : Separación de pilotes : 1° = 1,80 m

2° = 1,20 m

3° = 1,80 m

CILINDROS Y PILARES DE FUNDACION.1.- Generalidades.Preparada por el
Ing. R. Terzariol

La fundación sobre cilindros es un tipo de fundación indirecta, pues mediante ellas se transmite la carga de la estructura a un suelo resistente que se encuentra a cierta profundidad.

Consiste en hundir lentamente un prisma o cilindro abierto en sus dos extremidades, a medida que se va efectuando la excavación del terreno, hasta llegar a la capa resistente elegida para asentar el cilindro. Algunas veces se efectúa previamente la excavación total y luego se introduce el cilindro fabricado con anterioridad o se la rellena con otro tipo de suelo u hormigón; en este caso la fundación se denomina sobre pozos o por pilares de fundación, y tiene un comportamiento similar al del cilindro.

Conjuntamente con el pilote constituyen los dos sistemas principales de fundaciones indirectas. En realidad no resulta fácil establecer una diferenciación neta entre pilote y cilindro, pues los dos elementos obtienen su carga portante de los mismos factores (reacción de punta y fricción lateral). En general puede decirse que un pilote es un cilindro esbelto, o sea de dimensiones menores en su sección para la misma profundidad. Para la hincada del pilote normalmente no se extrae material de la excavación; en cambio para el caso del cilindro se efectúa la perforación con extracción del suelo. Por esta razón el pilote produce una compactación del terreno donde es hincado, circunstancia que no se produce en el cilindro. No obstante también se tienen pilotes ejecutados con perforación previa, es decir con eliminación de suelo.

2.- Forma.

Puede ser cilíndrica, o bien prismática octogonal, exagonal o cuadrada. Se prefiere la cilíndrica pues a igualdad de superficie, su perímetro es mínimo, ofreciendo por tanto menor dificultad a la penetración o descenso de cilindro. Además es más resistente a las presiones exteriores.

Cuando tiene sección cuadrada o rectangular se denomina caja de fundación. El único inconveniente es la tendencia a girar que ofrecen las secciones circulares, lo cual puede facilitar una desviación de su verticalidad.

Este puede evitarse mediante la colocación de pilotes auxiliares y refuerzos de madera colocados como se indica en la figura 1. El extremo inferior suele terminar en una base ensanchada en forma de campana o cazo, para aprovechar la capacidad portante del terreno de apoyo.

3.- Emples.

Hemos dicho que esta estructura de fundación se usa cuando se debe

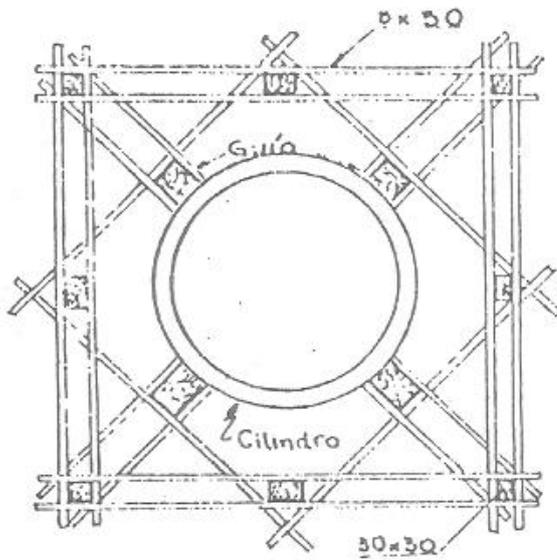


fig. 1

transmitir las cargas a un estrato cuya profundidad hace antieconómica la fundación directa (caja pata).

Para el mismo fin también se suele emplear al pilotaje, y a veces, sobre todo por presencia de agua subterránea, su empleo resulta más generalizado. Sin embargo, pese a la dificultad constructiva en algunos casos, la utilización de cilindros se hace casi insustituible.

Así tenemos por ejemplo:

- a) Para cargas muy elevadas, el número de pilotes requeridos, se hace grande, y con él las dimensiones del cabezal de distribución de cargas; además puede resultar preferible apoyarlas en pocos elementos de gran volumen y alta capacidad portante, que en muchos pilotes de baja capacidad unitaria.
- b) En fundaciones de puentes, con grandes profundidades de fundación, y la posibilidad de erosiones importantes, la esbeltez de los pilotes puede resultar pernicioso pues en el momento de la excavación se agravan las posibilidades de pandeo.
- c) Cuando en el subsuelo se conoce la presencia de obstáculos como grandes bloques de piedra, excombros de gran tamaño, y otros impedimentos que pueden ser eliminados durante la excavación, pero que dificultaría la hincada o produciría desvío en la posición de pilotes.

Tanto para cilindros o pilares, como para pilotes debe cuidarse el caso frecuente de que exista un manto resistente delgado por encima de un estrato compresible. El análisis del estudio del suelo disponible debe indicar cuál es la cota segura para fundar. El proceso constructivo a emplear asegurará que la capacidad portante obtenida sea permanente, es decir, que no dependa de resistencias aparentes, y que la fundación apoye sobre el manto apto. Para eso se recurrirá a los procedimientos de excavación adecuados para atravesar las capas duras superiores, así como el manto compresible inferior, y llegar con la seguridad y dimensiones necesarias a la cota de fundación prevista. En el caso de pilotes esta circunstancia puede obligar a la preperforación o el empleo de inyección de agua para atravesar los estratos duros que darían un rechazo alto o impedirían la hincada de los pilotes aún por encima del estrato compresible.

En el caso de fundación de edificios, en terrenos que como el loess permiten una fácil excavación (manual o mecánica) de diámetro relativamente reducido y con un considerable ensanche acompañado de la base de apoyo, la fundación mediante pilares suele constituir uno de los sistemas más

económicos, entre los que se puede optar.

4.- Cilindros.

4.1.- Materiales empleados.

Puede emplearse mampostería de ladrillos asentada sobre mezcla cementicia o cal hidráulica, o bien hormigón armado fabricado in situ o prefabricado.

También se ha empleado madera y chapa de hierro, pero estos materiales se usan solamente en casos excepcionales, la chapa se emplea para cilindros de gran carga portante, como medio de excavación y revestimiento, actuando como zunchado para aumentar la resistencia axial, ante la gran compresión a que está sometida la sección del hormigón de relleno.

Usándose mampostería de ladrillos los espesores de paredes más utilizadas son las siguientes, determinados, no en base a la resistencia, sino más bien para obtener un peso conveniente para efectuar el descenso.

Diám. int. (di) (cm)	Espesor (e) (cm)	Diám. ext. (D) (cm)
90	30	150
120	30	180
150	30	210
180	30	240
200	45	290
250	45	340
300	45	390
350	60	470
400	60	520
450	60	570

Cuando se desea disminuir el frotamiento lateral, se suele revocar el exterior de los cilindros de mampostería. Otra solución es hacer las paredes con una pequeña inclinación del paramento haciendo así que diámetro superior sea menor que el inferior.

4.2.- Distanciamiento.

En general se prefiere hacer pozos de gran diámetro y no muchos pozos de pequeño diámetro, porque el rendimiento constructivo es mayor y es más fácil el descenso por aumento del peso propio.

La separación entre cilindros es conveniente que nunca sea menor de 100 cm entre paredes exteriores, para evitar variaciones en las condiciones de fricción entre las capas del suelo y las paredes del cilindro. La separación deberá establecerse en función de las dimensiones de la base de apoyo sobre el terreno resistente y los respectivos bulbos de presiones.

4.3.- Métodos de construcción, excavación y descenso de los cilindros.

La forma de organización de los trabajos depende del tipo de cilindro a construir, y de las características de las capas de suelo a atravesar. Por esta razón estableceremos una clasificación previa en:

- A) Cilindros construidos por encima de la capa acuifera, que pueden estar:
- 1) en terrenos desmenuzables; sin cohesión (arenas)
 - 2) en terreno coherente.
- B) Cilindros asentados bajo la napa acuifera, en cuyo caso pueden darse las siguientes variantes:
- 1) Con agotamiento;
 - 2) Con depresión de napa;
 - 3) Excavada bajo el agua, sin agotar;
 - 4) Excavación en seco con aire comprimido o congelación.

Veremos brevemente cada uno de los casos.

(a)

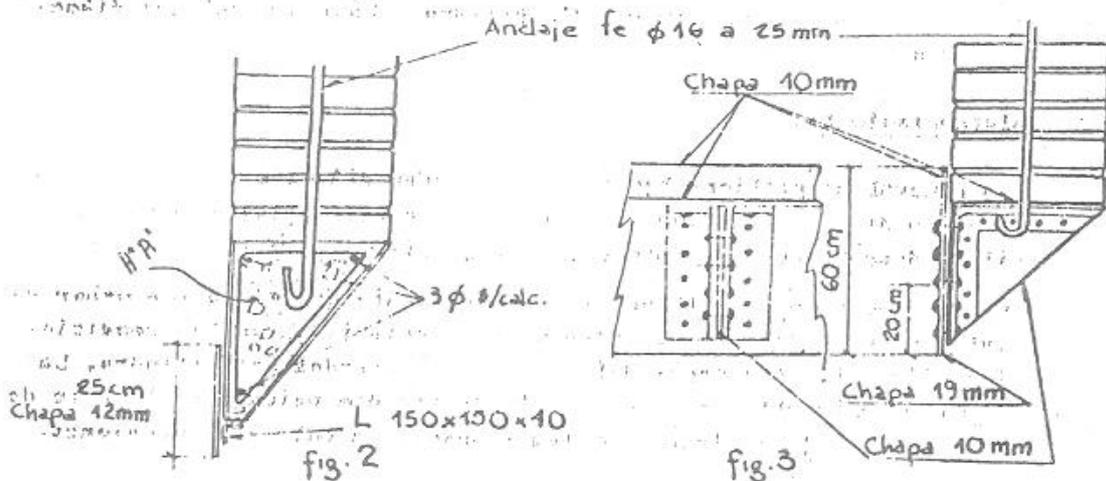
A-1.- Cilindro por sobre la capa acuifera y en terreno arenoso.

En este caso debe efectuarse la excavación a medida que va descendiendo el cilindro. El cuerpo del mismo está constituido por mampostería que se va construyendo, o cilindros premoldeados de hormigón armado que se adicionan a medida que avanza el descenso.

La excavación propiamente dicha se realiza generalmente a mano o mecánicamente para obras de importancia.

La construcción de la parte inferior de los cilindros o cajones juega un rol muy importante, pues es la parte que debe abrir el camino al resto de la construcción; para este fin debe proveerse una zapata cantante de forma especial y debe ser construida con la suficiente robustez para que resista los esfuerzos de todo sentido a que está sometido.

Debe terminar en un filo que corte con facilidad al terreno. En las figuras 2 y 3 se indican un tipo de chapa y perfiles de acero, hoy poco en pleado, y otro de hormigón armado.



Los hierros redondos de 16 a 25 mm de diámetro tienen por objeto anclar la cuña con el resto de la estructura evitando que se produzca el efecto de corte por descenso brusco de una parte inferior del cilindro. Se prolongan hasta la terminación total de la mampostería o del hormigón, y se colocan a una distancia perimetral no mayor de un metro, (generalmente 75 a 90 cm adecuándoles a las juntas de la mampostería).

Después de la limpieza superficial de una zona mayor que el diámetro exterior del cilindro, se excava el suelo hasta la profundidad máxima posible sin que se desmorenen las paredes. Luego se coloca la zapata o cerama y se comienza a levantar encima la mampostería y hormigón hasta aproximadamente 1.60 a 1.70 m por sobre la superficie. Una vez en esta situación se sigue la excavación en el pozo y se va construyendo el revestimiento a medida que desciende el cilindro.

Se prosigue con el proceso hasta llegar a la cota de fundación elegida.

Algunas veces la resistencia a la fricción es tan grande que el cilindro no desciende por su propio peso. En esos casos debe disponerse de una sobrecarga sobre el cilindro hasta vencer el frotamiento. Generalmente por este medio se consigue una información valiosa en cuanto a la resistencia a la fricción de los suelos con la superficie del cilindro.

Una vez que se ha llegado a la profundidad elegida para asentar el cilindro se trata de ensanchar la superficie de asiento a fin de distribuir la carga sobre una base mayor (fig. 4).

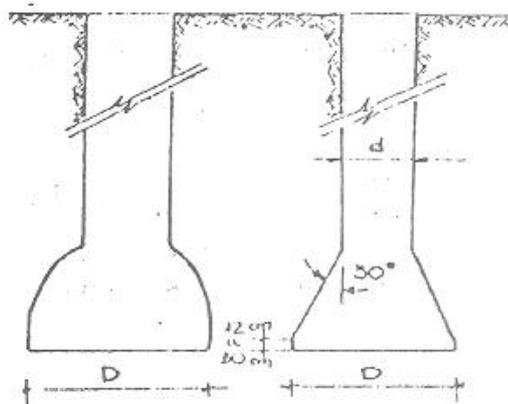


fig. 4

Esta operación será posible siempre que el terreno donde se ejecuta el cilindro sea suficientemente consistente para poder efectuar la excavación con talud negativo. El ángulo es normalmente de 30°.

El ángulo de 30° con la vertical permite un ensanche de la base muy racional. Por una parte en terreno relativamente cohesivo permite ser fácilmente excavado sin peligro de desmoronamiento. Por otra parte, se produce una redistribución natural de

las presiones que transmite el fuste cilíndrico de sección reducida, a las tensiones admisibles por el suelo de apoyo.

Si el terreno es desmoronable se limpia el fondo de la excavación, se empareja y se procede al relleno del cilindro con hormigón simple o con hormigón ciclópeo, sin proceder al ensanche de la base.

A.2.- Cilindros en terreno coherente por encima de la napa acuifera.

Este caso se presenta cuando hay que fundar el pilar sobre un manto resistente ubicado debajo los estratos cohesivos blandos. Se suele ejecutar la excavación sin revestimiento mediante perforadoras mecánicas adecuadas hasta llegar al terreno consistente de fondo. Luego se coloca el

cilindro de protección, sea con prefabricados de hormigón, o encausados metálicos, y a continuación se procede a ensanchar la base en la forma indicada en la figura 4, se termina con el relleno del cilindro, a veces con el retiro simultáneo de la camisa metálica de protección.

Se verá esto con mayores detalles al desarrollar el capítulo de pilares.

B.1.- Cilindro asentado bajo la napa acuifera - Excavación con desagotamiento. (fig. 5)

Cuando las dimensiones del cilindro lo permitan, puede efectuarse la excavación por debajo del nivel de la napa simultáneamente con el bombeo.

El cilindro, sea de mampostería, de hormigón, o de chapa metálica, no permite filtraciones ni desmoronamientos laterales. Todo el aporte de agua proviene de la superficie de fondo, que es precisamente la que se excava.

El problema principal reside en encontrar una adecuada dimensión del equipo de bombeo. Si es insuficiente, el aporte de agua supera la extracción y no es posible excavar. Si es excesivo, se seca el pozo muy rápido y se detienen las bombas. Debe reiniciarse el bombeo a menudo, lo cual requiere mantener cebadas las bombas, pues de lo contrario la tarea se complica enormemente.

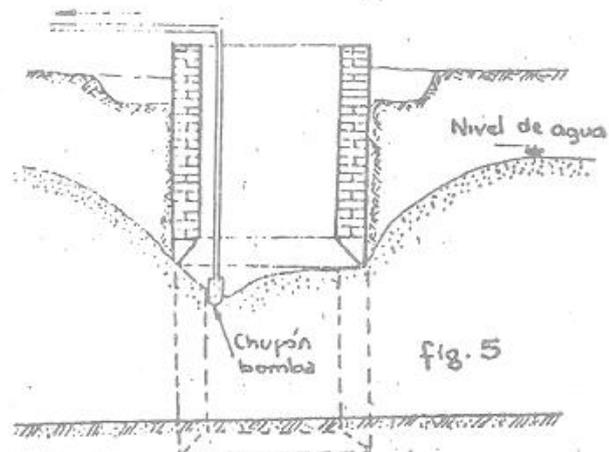
Como el caudal a evacuar crece a medida que se profundiza la excavación por el mayor gradiente de presión que se produce, la capacidad del equipo debe ser variable. Esto se obtiene; con varias bombas de distinta capacidad; en acople simultáneo o alternativo (si las dimensiones del recinto lo permiten); o con válvulas que permitan estrangular y abrir la sección de la cañería de impulsión que evacúa el agua.

Se recomienda usar bombas autocebantes cuando hay que suspender frecuentemente el bombeo. Otra precaución muy importante es la de tratar de controlar al máximo el arrastre de material junto con el agua bombeada, pues ello se traduce en asentamientos del terreno circundante, cosa peligrosa cuando afecta a construcciones vecinas.

Deberá tenerse especial cuidado en que el descenso del cilindro sea lo más continuo posible, o sea que descienda con la excavación, aún de a pocos centímetros para cada descenso, para reducir al mínimo el arrastre de material.

B.2.- Cilindro asentado por debajo de la napa acuifera. Excavación mediante depresión de la napa.

En esta variante en lugar de bombear



el agua directamente del fondo de la excavación, se deprime previamente la napa mediante pezos filtrantes que se disponen alrededor del cilindro.

La técnica operativa a seguir puede ser cualquiera de las tratadas en clases teóricas dentro del Capítulo "Depresión de napa y drenaje profundo", dependiendo de la acción de las características del suelo y del caudal del agua.

Además, cuando la capa que atraviesa el cilindro es limo muy fino resulta muy difícil la estabilización de la excavación, corriendo el riesgo de licuar el suelo y producir la rotura del fondo del pozo. Además es un sistema costoso y requiere el equipo adecuado. En lo referente al proceso de excavación se aplica lo citado en el caso A - 1.-

B.3.- Cilindro asentado por debajo de la capa acuífera. Excavación bajo el agua.

Muchas veces cuando se realiza una excavación con bombeo en arena suelta o arena fina, la presión de filtración en la arena puede producir el levantamiento del fondo de la excavación llenándose la misma de arena y agua.

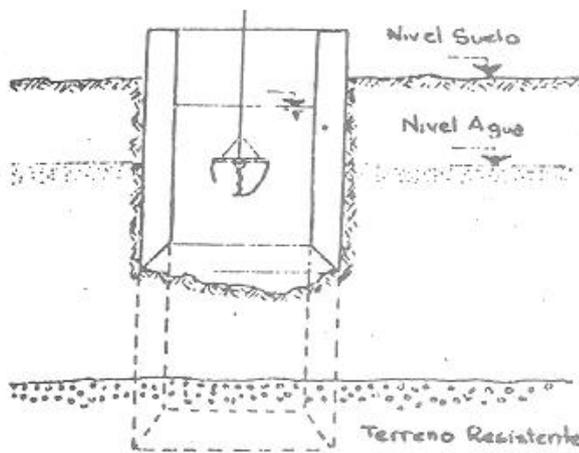


fig. 6

Cuando existe peligro de que se produzca este fenómeno se prefiere realizar la excavación bajo agua. Aún ejecutando la excavación en estas condiciones, y con cucharas mecánicas la depresión creada en el momento de la extracción de la cuchara tiende a producir el fenómeno de levantamiento del fondo y normalmente el volumen de material extraído es mayor que el volumen del cilindro, algunas veces puede llegar al doble.

Para evitar este peligro se recurre a la solución de crear una sobrepresión hidráulica en el cilindro

bombeando agua hacia el interior del recinto, de modo tal de asegurar que la filtración de agua se produzca desde el interior hacia el exterior del cilindro.

El proceso de excavación se encuentra esquemáticamente sintetizado en la figura 6.

El llenado del cilindro se puede hacer bombeando el agua una vez que la estructura está anclada en el terreno resistente e impermeable, o bien hormigonando bajo el agua, por lo menos en la parte inferior dejando endurecer ese hormigón y luego bombeando el agua restante, para terminar el hormigonado.

B.4.- Cilindro asentado por debajo de la napa acuífera. Excavación en seco mediante aire comprimido.

Este tipo de construcciones se emplea solamente en fundaciones de estructuras de mucha importancia, por su elevado costo. Así podría decirse que se justifica su utilización bajo columnas muy cargadas de edificios (más de 10000 KN) o bajo pilares de grandes puentes.

El revestimiento de la excavación: se hace normalmente con trozos de caños de chapas de hierro que se unen por soldaduras.

Esta chapa se suele quedar incorporada a la fundación, y se la tiene en cuenta como armadura de sunchado de la columna que constituye el cilindro.

En este caso el peso propio del cilindro es pequeño y para descender necesita ser ayudado por alguna operación auxiliar; generalmente se pinta la superficie exterior con aceite y se imprime al cilindro un movimiento de rotación a vaivén continuado, mediante una abrazadera, comandada por el vástago del pistón de un motor adecuadamente dispuesto.

La excavación se realiza generalmente en la forma mecánica, bajo el agua, y se utiliza aire comprimido para deprimir la napa cuando se encuentra algún obstáculo para el descenso o para realizar el ensanche de la punta del cilindro, que normalmente se ejecuta a mano.

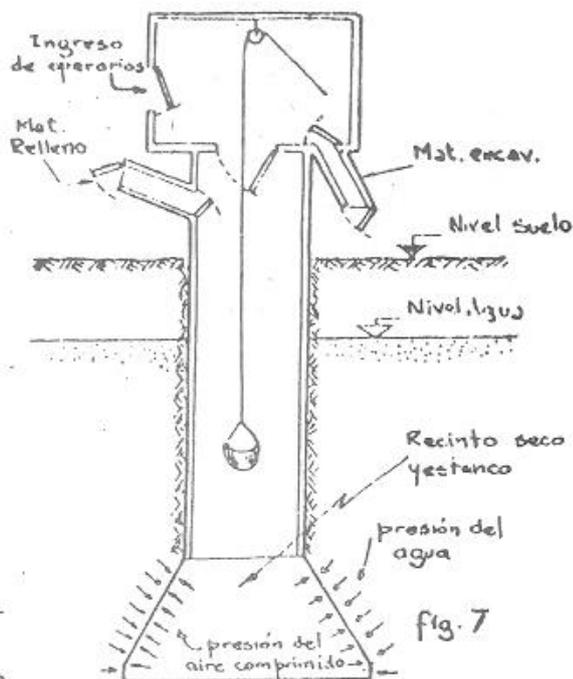
El aire comprimido es producido por un compresor común, que por medio de una cañería suministra aire a presión a la cámara superior, (figura 7) el que tiene cierre hermético con el exterior, cierre que es favorecido por la sobrepresión.

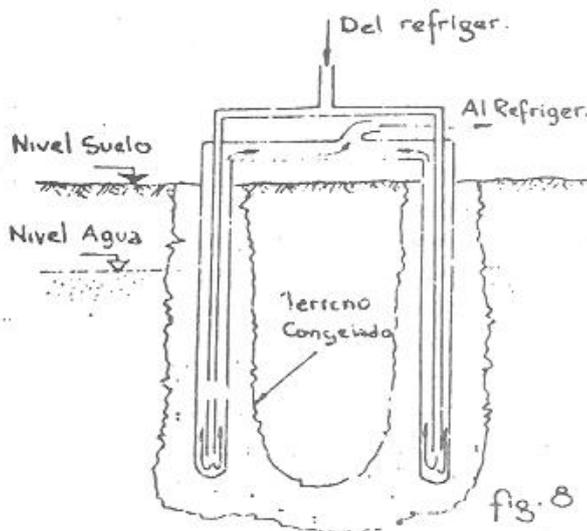
Cuando la presión en dicha cámara es superior a la que reina en el interior del cilindro se abre la compuerta inferior que permite la comunicación con la cámara de trabajo.

La instalación dispone de un caño de salida para material de excavación y de otro para la entrada del hormigón. Todas las aberturas se cierran y abren por el juego de diferencias de presiones.

La presión del aire en la cámara de trabajo se mantiene igual al valor que tiene la presión hidrostática del agua de los poros del suelo al nivel de la zapata o cuchilla. Por razones fisiológicas el aire comprimido se lo puede utilizar hasta una profundidad de aproximadamente 35 m. por debajo del nivel del agua, pero a partir de una profundidad de 12 m. el costo aumenta considerablemente.

Finalmente, para casos muy especiales, y para profundidad mayor de agua, puede adoptarse el sistema de congelación del agua de los poros, que permite trabajar en seco. Para trabajar por esta vía se requiere un equipo completo de frigorífico, compresores, difusores, etc. (fig. 8).-





par el extremo inferior usando hormigón sumergido. Este hormigón, como se sabe, se hace con mezcla apenas húmeda, muy rica, y se lo deposita mediante el auxilio de un tubo de acero que se mantiene permanentemente lleno de hormigón para evitar que el agua lave la mezcla.

Prescindiendo del efecto de cúpula que produce el tapón, se aconseja que el espesor mínimo de éste debe ser de $0.45 H'$, siendo H' la distancia entre el nivel de fundación y el pelo de agua. Una vez endurecido el tapón se desagota el agua y se trabaja como en el primer caso.

5.- Pilares de fundación.

Tal como lo expusimos al comienzo del tema, cuando el terreno tiene cohesión suficiente para permitir la excavación sin riesgo de desmoronamientos, en lugar de ejecutar cilindros descendidos, resulta más económico el empleo de pilares de fundación. También se suele designar a este tipo de cimentación como fundación por pozos indios, o pozos romanos.

Como es natural, ya que se trata de terrenos cohesivos, la forma a asignar a estos pilares es la que muestra la figura 4, o sea un fuste cilíndrico y la base inferior acompañada.

5.1.- Proceso constructivo.

5.1.1.- Excavación. Se pueden excavar a mano o mecánicamente.

En el caso de excavación manual el diámetro del fuste no puede verse inferior a 80 o 90 cm, pues solo excepcionalmente se puede reducir esa dimensión a 65 ó 70 cm. Sin embargo, a los efectos de su presupuesto no debe confiarse en esas medidas de excepción, pues es muy problemática su obtención y el exceso de hormigón de relleno necesaria, con respecto al previsto puede significar un quebranto apreciable.

Con excavación mecánica los diámetros de fuste pueden ser variados a voluntad, desde 20 cm hasta más de 1.50 m, según las dimensiones del útil a emplear y la potencia del equipo excavador.

En cuanto a los ensanches de base, se excavan mecánicamente para los diámetros pequeños (hasta 3 veces el diámetro del fuste) con herramientas ensanchadoras adecuadas, ^{se realiza} pero para diámetros grandes, ^{esto es difícil} en nuestro medio conviene el método manual.

En Estados Unidos es frecuente el uso de ensanchadores mecánicos hasta más de 3 m. de diámetro, pero el costo de los equipos, y la potencia requerida para su funcionamiento los hace antieconómicos.

Para que un pocero pueda descender a ejecutar un ensanche se requiere un diámetro mínimo de 55 a 60 cm. A partir de esa dimensión el operario, munido de una pala de cabo corto, comienza a ensanchar rasando el terreno, a la altura de su cintura sin recogerlo. Cuando llega a 80 ó 90 cm. de ancho, puede moverse para embolsar la tierra removida, y puede proseguir el ensanche en forma normal hasta obtener las dimensiones requeridas.

En la excavación del fuste en caso de presentarse capas arenosas algo desmoronables, pero con alguna cohesión transitoria, se suele excavar sin problemas y se le protege de inmediato con un azetado de mortero o lechada cementicia espesa, para impedir la pérdida de humedad, o sea conservar la cohesión durante un corto período, y aprovechar el efecto de arco hasta terminar el pilar. En ocasiones se reviste un tramo desmoronable con una pared de ladrillos de rafa, o un trozo de camisa metálica de protección temporaria.

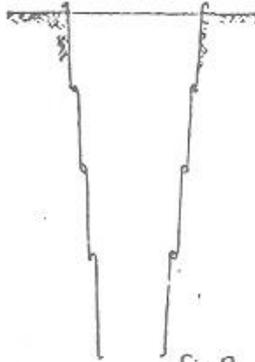


fig. 9

Cuando el terreno es muy desmoronable se pueden usar camisas metálicas temporarias en tramos telescópicos como los que se indicó al hablar de excavación de pozos en suelos sin cohesión, que no se van recuperando a medida que se rellena el pilar. (fig. 9)

5.1.2.- Relleno. Para el relleno de los pilares lo más frecuente es el empleo de hormigón ciclópeo. Sobre un hormigón básico normal de 120 a 150 kg/cm² de resistencia, o sea con dosificaciones del orden de 250 Kg de cemento por metro cúbico, se agrega, una vez puesto en sitio, un 25 a 30 % de piedra bola grande.

Para ejecutar este relleno en la base ensanchada se utiliza hormigón blando (el exceso de agua, que disminuye la resistencia del hormigón, no es nocivo pues el relleno trabaja a tensiones muy bajas) al cual se arrojan desde la superficie piedras bolas de 20 a 25 cm. de diámetro medio. Estas al caer se incrustan en el hormigón blando, lo desplazan lateralmente, facilitan el llenado de la base ensanchada y no disminuyen la resistencia del relleno.

Para el fuste, el hormigón se hace pastoso, no blando pero tampoco excesivamente seco, para asegurar un llenado compacto. Si los diámetros son reducidos (30 a 40 cm) conviene efectuar un cierto apisonado para asegurar la compacidad del hormigón. En ese caso el relleno se hace más seco.

La experiencia ha demostrado que no hay inconvenientes en realizar el vertido de hormigón a caída libre desde la superficie, a condición de que el agregado no sea muy grueso.

Es el caso de colocarse armaduras de refuerzo, estas pueden afectar la longitud total del fuste o ser solo parciales, (en el tramo superior). En este caso, cuando el hormigón llega al nivel en que comienza la armadura,

se detiene el hormigonado, se coloca la armadura y se continúa el hormigonado. Hay que cuidar la armadura, que no se produzcan desmoronamientos en las paredes de la excavación, que pudieran dañar la continuidad del relleno, o dejar al descubierto los muros.

En el caso en que el terreno sea de dudosa cohesión, o sean de temer desprendimientos de suelo durante el hormigonado, para asegurar la buena calidad del relleno es aconsejable, antes de verter el hormigón y colocar la armadura, bajar una camisa metálica de chapa delgada que se irá levantando a medida que asciende el relleno. En esta forma se protege la continuidad del hormigón.

6.- Dimensionamiento:

En este aspecto nos referiremos básicamente a los pilares de fundación, y dentro de este grupo a los pezos romanos, o sea a los pilares excavados sin necesidad de encamisados, o con revestimientos parciales, solo en las zonas desmoronables. Hacemos esto debido a su gran utilización en nuestro medio, y a que el cálculo de los cilindros es totalmente similar, considerando, si lo hubiera, la colaboración del encamisado como zuncho de confinamiento. Cabe acotar que estos revestimientos se calculan como si fueran tuberías u obras subterráneas sometidas a esfuerzos análogos a tales construcciones, cuando aún no han sido rellenos.

Para el dimensionado debemos analizar dos grandes grupos de sollicitaciones; eminentemente verticales, y las llamadas sollicitaciones especiales, tales como rozamiento negativo, cargas horizontales, empujes laterales y esfuerzos de corte.

Por tratarse de un neto problema de interacción suelo-estructura, se deben considerar dos aspectos del problema; sea cual fuese el tipo de cargas. 1) La capacidad resistente ofrecida por el conjunto pilar-suelo, o sea la transmisión de cargas totales al terreno de fundación.

2) La verificación del pilar propiamente dicho o sea como elemento estructural.

6.1.- Cargas verticales.

Evaluaremos en primera instancia este caso, que se presenta al no tener otros esfuerzos, o cuando estos no son significativos, frente a la magnitud del esfuerzo vertical. En general podemos decir esto cuando las cargas horizontales son menores o iguales al 5% de la carga vertical. O bien si tenemos la combinación de cargas y momentos, estos últimos pueden ser absorbidos mediante vigas de equilibrio o alguna estructura especial.

Dentro de estos pezos debemos distinguir el caso de fundaciones de edificios entre medianeras, por lo que en los pilares medianeros habrá un momento flector que sólo podrá ser equilibrado por los empujes pasivos del terreno, y por la resistencia estructural del pilar sometido a flexión compuesta.

6.1.1.- Capacidad de Carga (Fuerza centrada).

Esta capacidad se obtiene dividiendo, la capacidad de carga última por un coeficiente de seguridad. La carga última que puede soportar un pozo puede ser obtenida, en función de los parámetros de rotura del suelo, o en función de asentamientos admisibles.

Trataremos, en este práctico, los parámetros de resistencia del suelo en fase de rotura y la afectaremos de adecuados coeficientes de seguridad, para conocer la carga admisible de un pozo.

Debemos recordar aquí, la clásica expresión que nos da la capacidad portante de las fundaciones profundas:

$$Q_{adm} = Q_p + Q_f$$

siendo Q_p , la carga admisible de punta, y Q_f , la carga admisible del fuste, o sea friccional.

$$Q_p = A_p \cdot \sigma_t \quad \text{y} \quad Q_f = A_f \cdot f_t$$

σ_t = tensión de trabajo del terreno en la punta $\ll \sigma_{adm}$

f_t = coeficiente de trabajo del terreno friccionalmente $\ll f_{adm}$

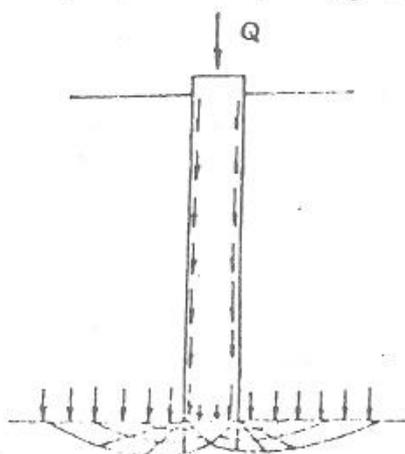
A_p y A_f , las secciones de punta y del fuste del pozo, respectivamente.

6.1.1.a.- Capacidad de punta " Q_p ".

El valor de σ_t se obtiene: por diversas fórmulas teóricas; por apreciación de la tensión admisible mediante ensayos de penetración; o realizando ensayos de carga directos. Todos estos métodos son válidos mientras consideren las dos premisas básicas, rotura y deformación.

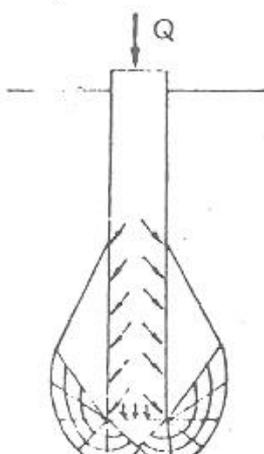
Nos referiremos al uso de fórmulas teóricas (rotura) las más utilizadas, son las de Terraghi, Meyerhof, Gibson, etc.

Cada fórmula tiene su justificativo práctico y su medio de aplicación. Todas las fórmulas tienen la misma forma, cambiando solamente los coeficientes N_q , N_c , y N_γ , según el autor.-



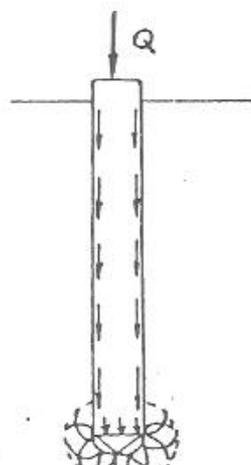
6/TERZAGHI

fig. 10



6/MEYERHOF

fig. 11



6/GIBSON

fig. 12

La fórmula propuesta por Terzaghi, se refiere al caso en que tengamos un pilote apoyado en su punta sobre un suelo de capacidad portante muy superior a la del terreno confinante, el cual no presenta resistencia apreciable al corte, colaborando a la resistencia de punta como una sobrecarga sobre el estrato, y pudiendo brindar cierta capacidad friccional. Sería el caso de un pilote que atraviesa un manto de suelo arcilloso blando, o colapsible, y se apoya sobre otro de arena, o arcilla dura. (fig. 10)

Otro criterio es el expresado por Meyerhof, que supone que toda el suelo circundante al pilote, o una parte importante de él tiene suficiente resistencia al corte, y colabora con la capacidad resistente total.

Podemos ejemplificar este caso, como un pilote enterrado en arcilla, semidura, o en un estrato arenoso potente, en toda su longitud o gran parte de ella. (fig. 11)

Por último citaremos la fórmula de Gibson, este tercer caso, se refiere a un pilote empetrado en un manto muy resistente y el terreno superior, tiene características similares a las propuestas por Terzaghi. Podemos encontrar este en las mismas situaciones ejemplificadas para la fórmula de Terzaghi, pero con la punta empetrada. Otro ejemplo típico sería un pilar empetrado en la roca de base (bed-rock). (fig. 12)

Aplicaremos aquí la más antigua, o sea la debida a Terzaghi-Peck:

$$\sigma_{rot} = 1,2 c N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0,6 \gamma \cdot r \cdot N_\gamma$$

siendo:

σ_{rot} - Tensión de rotura.

c - cohesión.

γ - Densidad aparente húmeda del suelo, en el estrato que se considera.

r - radio de la base del pilar.

N_q, N_c, N_γ - coeficientes de cap. de carga (tabulados en el TP N° 1 - Tabla 1).

El tercer término, suele ser muy pequeño frente a los otros y por ello se lo puede despreciar.

$$\sigma_t \leq \sigma_{adm} = \frac{\sigma_{rot}}{\eta} = \frac{\text{Tensión de rotura}}{\text{coeficiente de seguridad}}$$

Donde el coeficiente de seguridad es como mínimo 3 o 4.

Luego multiplicando σ_t por el área obtenemos:

$$Q_p = \sigma_t \cdot A_p$$

Otra forma para determinar esta resistencia de punta (criterio de deformación), en el caso de arenas, es mediante el ensayo de penetración, para ello podemos decir que:

$$\sigma_{rot} = 120 N \left[\frac{KN}{m^2} \right]$$

$$\sigma_t \leq \sigma_{adm} = \frac{\sigma_{rot}}{\eta} = \frac{120 N}{4} = 30N \left[\frac{KN}{m^2} \right]$$

N = número de golpes del ensayo S.P.T.

A_p = área de la punta en m^2 .

C_p = carga portante de punta en kN.

Si el pezo apoya en roca, se considerará $\sigma_t = \frac{1}{6} q_u$, siendo " q_u ", la resistencia a la compresión de la roca.

6.1.1.b.- Capacidad friccional " f_f ".

En ésta también se pueden considerar fórmulas teóricas y métodos basados en ensayos penetrométricos.

Entre las primeras la fórmula más general, es la que combina la adherencia por cohesión, y la fricción por presión lateral.

$$f = a + P_1 \cdot \tan \delta$$

La adherencia se puede obtener, en función de la cohesión resultante de ensayos triaxiales no drenados, multiplicando este valor por un coeficiente " α ", que considera la capacidad del estrato. Si tenemos un suelo muy compacto, pese a que tengamos una gran cohesión, la adherencia disminuye, pues al ser un elemento excavado y luego llenado, se produce una contracción del suelo circundante, el cual no alcanza a tocar en forma franca, al pilar. Si por el contrario el estrato es poco compacto, o es blando, el suelo se adapta a la superficie lateral del pilar, y la cohesión se materializa en su totalidad como adherencia. Por otra parte esta disminución nos coloca en una posición favorable, ya que " α " aumenta con el tiempo.

Diversos autores dan valores, para el coeficiente " α ". Expondremos una tabla que aparece en el libro de Caguat y Kerisel, dichos valores coinciden con los gráficos publicados por J.A. Jiménez Salas (1980), C. Cestelli Guidi (1980) y el Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid (1982).

α	1	1	0.9	0.8	0.7	0.5	0.45	0.30
C_u	10	20	25	35	50	80	100	200 (KPa)

Es conveniente no tomar adherencias mayores de 1 Kg/cm^2 . Para cohesiones mayores de 2 Kg/cm^2 , el valor de " α ", es cte. e igual a 0.3.

El segundo término de la fórmula o sea la fricción debida a la presión lateral será $P_1 \tan \delta$; la presión lateral (P_1) depende de la profundidad, de la densidad aparente húmeda y del coeficiente de empuje activo.

Utilizamos el de empujes activos, ya que los pozos son excavados, y la presión lateral es ejercida por presión del suelo hacia el pilote, el caso inverso ocurre en los pilotes hincados. ($P_1 = K_a \cdot \delta \cdot z$)

$$f_t \leq f_{adm} = \frac{a + K_a \cdot \delta \cdot z \cdot \tan \delta}{\eta}$$

$$\eta = 1.5 \text{ ó } 2 \text{ (coef. de seg.)}$$

$$z = \text{profundidad media}$$

La presión lateral es creciente con la profundidad, pero no indefinidamente, esta variación lineal se produce hasta los 8 m ó 10 m, a partir de las cuales se mantiene sensiblemente constante.

El ángulo " δ " es el ángulo de rozamiento entre suelo y hormigón, el cual se puede tomar como " $2/3 \varphi$ ", siendo " φ " el ángulo de fricción interna del suelo.

Para el caso de eventuales efectos vibratorios, se debe tener en cuenta una importante disminución de capacidad friccional, y en zonas netamente sísmicas o bajo maquinarias de funcionamiento constante, dicha capacidad se puede considerar nula.

Si se atraviesan estratos leésicos, cuya resistencia disminuye o se elimina ante la presencia de agua, es norma de buen proyectista no considerar el efecto de resistencia friccional, por lo menos en los 5.00 a 6.00 metros superiores, y en forma restringida para profundidades mayores.

Cuando la resistencia friccional es del orden de $5 \frac{kN}{m^2}$ (0.05 kg/cm²) se puede despreciar el peso propio a condición de no considerar esta resistencia friccional.

Si el terreno atravesado fuese netamente granular se pueden utilizar los resultados del ensayo de penetración standard (SPT)

$$Q_f \leq \left(\frac{N}{10} + 2 \right) \frac{A_f}{\eta}$$

A_f = superficie lateral

siendo η el coeficiente de seguridad que oscila entre 1,5 y 2, como mínimo y N el número de golpes promedio a lo largo de todo el fuste.

Por otra parte si el pilote se empotra en la roca de base, puede adoptarse como resistencia friccional (en la zona empotrada)

$$Q_f \leq \frac{1}{50} q_u \cdot \pi \cdot D \cdot l_e$$

Donde:

D = diámetro del pilote

l_e = long. empotrada en la roca > 3 D en margas y rocas blandas
> 1.5 D en rocas medias y duras

Este empotramiento en general resulta difícil y sólo se emplea para el caso de cilindros sometidos a grandes cargas, por ejemplo pilar de puentes, etc.

6.1.2.- Cálculo del pilar.

Conocida la carga (N) transmitida por la estructura, y la cota de fundación, tenemos determinada la long. del pilar.

En función de dicha carga debemos predimensionar la sección del fuste, de modo que las tensiones en el mismo sean compatibles con la resistencia del hormigón. En general para edificios se podría utilizar un diámetro mínimo, pero por razones constructivas no debe ser inferior a 0.70 m.

Con estos datos y las características analizadas en el punto anterior, ya podemos estimar la resistencia friccional:

$$Q_f = \pi \cdot d \cdot l_f \cdot f_t \quad ; \quad l_f = \text{long. del fuste}$$

y determinar la carga a tomar por la punta:

$$Q_p = N - Q_f + P_p$$

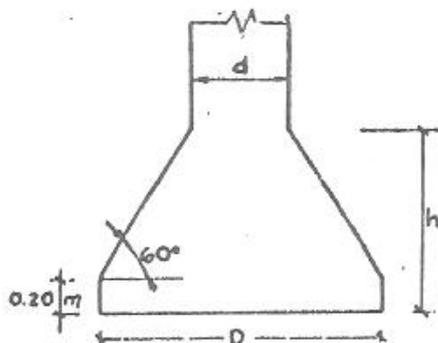
P_p = peso propio

La superficie de la punta será:

$$A_p = \frac{Q_p}{\sigma_c} \quad \text{y el diámetro en el ensanche: } D = \sqrt{\frac{4 \cdot A_p}{\pi}}$$

Con lo que quedan definidas las dimensiones del pilar, y podemos calcular el peso propio, con este peso, sumado a la carga exterior, se realiza el cálculo nuevamente, iterando hasta que el diámetro de la punta "D" no sufra mayores variantes.

La altura del acampanamiento, debe ser tal que permita la distribución de tensiones del fuste a la campana, sin necesidad de armaduras, esto lo logramos haciendo que el ángulo de acampanamiento con la horizontal sea de 60° (tg 60° = 1.73) (fig. 13)



$$h = \left[1.73 \left(\frac{D - d}{2} \right) + 0.20 \right] \text{ m}$$

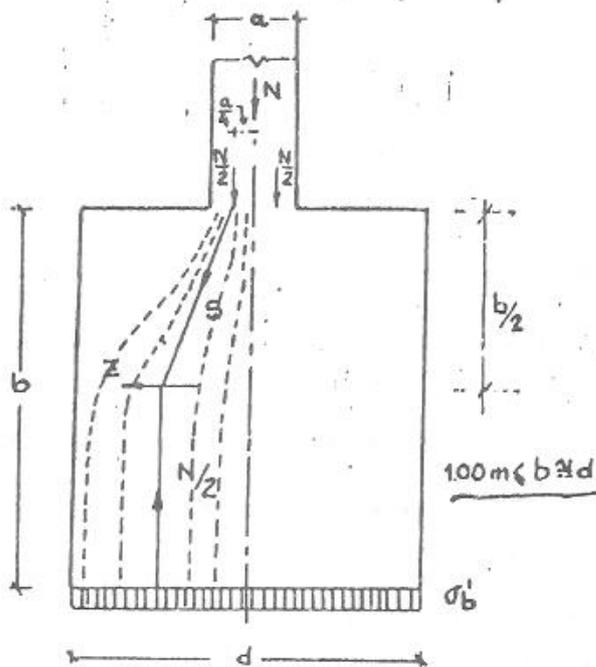
Para verificar el fuste se debe considerar:

$$\sigma_b = \frac{N}{\pi d^2} \leq \frac{\beta_R}{\gamma}$$

siendo aconsejable no superar los 60 Kg/cm².
 Por lo tanto lo más adecuado será calcular el diámetro "d" mediante la fórmula $d = \sqrt{\frac{4N}{\pi \sigma_b}}$

Siendo "γ" el coeficiente de seguridad que se toma como 2,1 para estas estructuras. Si no se posee un adecuado control del hormigón es aconsejable no tomar valores de σ_b mayores de 60 Kg/cm².

La tensión de comparación σ_bⁱ, que hemos utilizado para la verificación, se la supone uniformemente distribuida, pero este no es cierto sino hasta una profundidad igual al diámetro, a partir del punto donde comienza el pilar y finaliza la columna. En esta zona, debido a la transferencia de tensiones, se producen tensiones de tracción transversales al eje del pilar, las que ocasionarían la retura del fuste. Es por ello que hasta una profundidad de 1 diámetro, y en general no menor de un metro se coloca una armadura en zunche que absorbe dichos esfuerzos.



La fuerza Z, se deduce del gráfico, donde (fig. 14):

d = diámetro del fuste
 a = lado menor de la columna
 N = carga exterior

$$\frac{Z}{N/2} = \frac{\left(\frac{d}{4} - \frac{a}{4} \right)}{d/2}$$

fig. 14

$$Z = \frac{P}{4} \left(1 - \frac{a}{d} \right) \quad P_e = \frac{Z \cdot \gamma}{\beta_s}$$
 , el número de espiras depende de la sección del alambre a utilizar (f_e)

$$n = \frac{F_e}{f_e} \quad \text{y el paso será:} \quad \text{paso} = \frac{d}{n-1}$$

No conviene utilizar un diámetro menor que 8 mm, y un paso mayor que 30 cm.

Como armadura longitudinal del cabezal se puede tomar el 6 % del área de hormigón estáticamente necesaria (algunas normas fijan el 5 %):

$$F_{eL} = 0.006 \frac{\gamma \cdot N}{\beta_R} \quad ; \quad \gamma = 2.1$$

El diámetro de esta armadura no puede ser inferior a 12 mm y la cantidad de hierros conviene que sea por lo menos 6, por razones constructivas, por lo que queda:

$$F_{eL} = 0.006 \frac{\gamma \cdot N}{\beta_R} \geq 6 \phi 12 \text{ mm (6.8 cm}^2\text{)}$$

En zonas sísmicas esta armadura longitudinal se extiende a lo largo de todo el pilar. También se armorá el fuste si tenemos esfuerzos exteriores, horizontales o momentos flectores. Los estribos del peso se densificarán en las zonas de cambios de estrato.

6.1.a.- Cargas verticales en peñas medianeras (Carga excéntrica)

6.1.a.1.- Capacidad de carga.

Todo lo dicho para cargas centradas, vale para estas fundaciones, con las correcciones ya expresadas en el F.P. N° 1.-

6.1.a.2.- Cálculo del pilar.

El pilar está sometido a un momento flector, y a una carga normal (N'), que es la resultante entre el peso propio y la carga exterior.

$$M = N' \cdot e$$

e = excentricidad entre carga y reacción. Es la distancia entre la recta de acción de N' y el centro de gravedad del semicírculo de base (fig. 15)

Con N' y M , mediante el uso de los Abacos de Interacción, se obtiene la cuantía de acero para resistir a la flexión compuesta. Esta cuantía debe ser multiplicada por la sección de hormigón estáticamente necesaria:

$$F_e = \mu \cdot \frac{\gamma \cdot N}{\beta_R}$$

El equilibrio del momento flector, se efectúa por medio del empuje pasivo del terreno circundante al pilar. Para reducir la excentricidad y

por ende las solicitaciones, se puede aplicar una solución del tipo de la indicada en la figura "b".

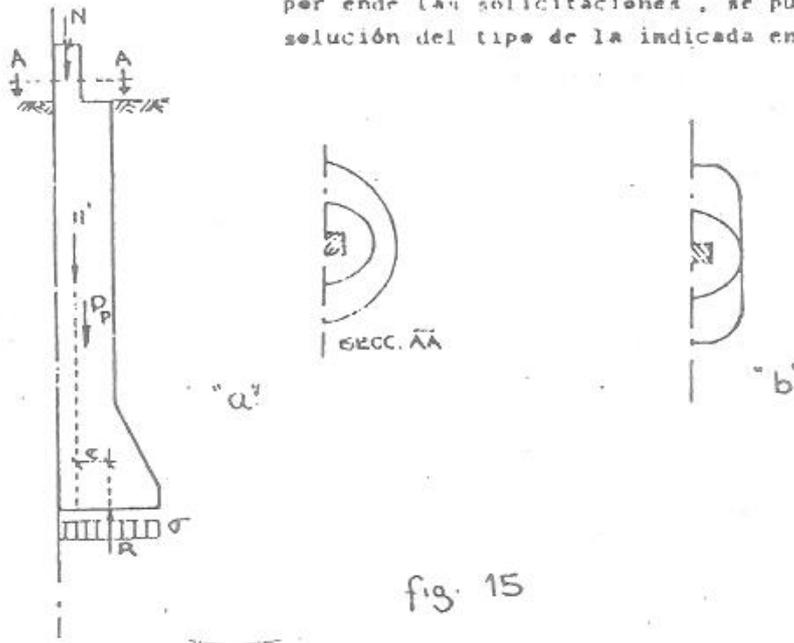


fig. 15

Cargas horizontales.

En las obras civiles se plantean corrientemente problemas derivados de la actuación de cargas horizontales (estáticas y dinámicas) de apreciable magnitud, que actúan exteriormente al terreno, ellas pueden ser, frenado de gruas y vehículos en puentes, impactos de buques, acciones de oleajes, empujes de suelos sobre los superestructuras, acción del viento, acciones sísmicas, etc.

Estas fuerzas deben ser absorbidas, por la estructura de fundación, en el caso que nos ocupa, los POZOS de fundación. Si las cargas horizontales son menores al 5 % de la carga vertical actuante, su efecto se puede despreciar, en cambio si las cargas horizontales son mayores al 12 % de la carga vertical, es conveniente el uso de pilotes inclinados. Para el caso intermedio, o sea para cargas horizontales comprendidas entre el 5 % y el 12 % de la acción vertical, pueden ser absorbidas por los POZOS, trabajando a flexión compuesta.

Existen varios métodos para resolver este problema de interacción suelo - estructura. Algunos consideran al suelo como un material elástico, y los POZOS como elementos flexibles dentro de ese medio, el inconveniente de esto es encontrar, el módulo de reacción horizontal y el módulo de elasticidad, que varían mucho de acuerdo al contenido de humedad, a la capacidad, etc.

Es por todo lo dicho que ultimamente han aparecido otros métodos, como los propuestos por Broms (1964), que trabajan con el suelo plastificado o con el POZO roto por articulaciones plásticas. En definitiva estos métodos buscan determinar la carga horizontal última (H_u) que produce la plastificación del suelo o la rotura del POZO, y compararla con la carga actuante (H) que deberá ser menor a H_u . Veremos en este apartado la utilización de estos últimos métodos.

La rotura puede prevenir, como dijimos, por plastificación del suelo, en el caso de $\rho \geq 0.5$ i ciertos, o por la producción de rótulas plásti-
cas, plastificándose sólo una parte del suelo superior, en el caso de $\rho \geq 0.5$
s largos y por últimos para los pilares - llamados intermedios, la retu-
ra, se produce en el cabezal, y se plastifica el suelo en toda la longi-
tud.

Consideraremos el caso más general, o sea el de extremo empotrado
en la estructura, esto se presenta en las estructuras de edificios con ca-
bezales, y vigas de arriestramiento rígidas, en los muros de sostenimiento,
en los piles de puentes, etc.

Para el caso de pilares articulados, se puede utilizar la biblio-
grafía antes mencionada.

Hay que hacer finalmente una consideración en cuanto al tipo de sue-
lo que rodea al pilares, ya que las ecuaciones y modos de rotura diferirán
si son suelos granulares, o cohesivos.

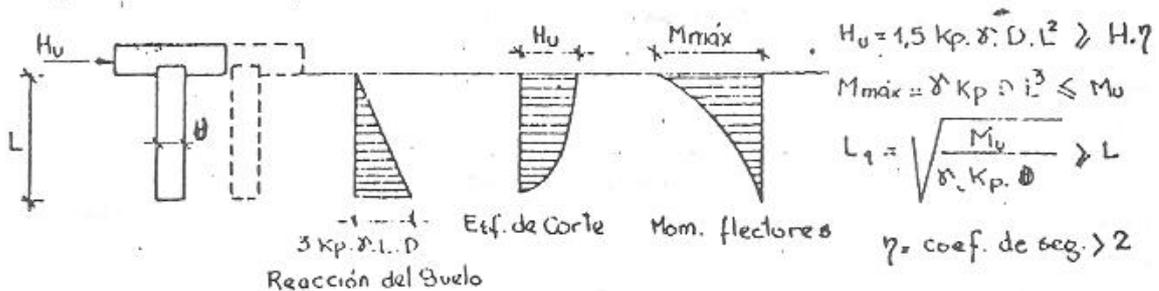
a) Suelos Granulares.

Nos referiremos a suelos eminentemente granulares, caso de arenas
limosas, gravas limosas, etc. Consideraremos en ellos el coeficiente de
empujes pasivos $k_p = \frac{\gamma}{2} (45 + \frac{\varphi}{2})$, y el peso específico aparente de sue-

lo húmedo γ . La reacción del suelo es variable y creciente con la profun-
didad hasta un máximo igual a $3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot h$, siendo h , la profundidad en estudio,
 D el diámetro del pilote, y φ , el ángulo de fricción interna obtenido me-
diante ensayos adecuados.

a.1.- Pilotes cortos. ($L \ll L_1$)

En estos elementos, la longitud (L) es menor que la de comparación
(L_1), y debido a su rigidez no se flexionan sino que se plastifica el sue-
lo, en toda la longitud del mismo, alcanzándose el máximo momento en el
empotramiento del pilote con el cabezal.



Llamemos M_u al momento que agota la sección del pilote, que se ob-
tiene en función de la sección de hormigón, la cuantía de acero, y la car-
ga normal exterior, mediante el empleo de los ábacos de interacción.

Estos pilotes deben ser armados en toda su longitud, debido a que
por su excasa magnitud, los momentos se anulan en la base.