

CIMENTACIONES SEMIPROFUNDAS

CIMENTACIONES PARA POSTES

Y

OBRAS LINEALES

Roberto Terzariol
Marcelo Zeballos
Guillermo Gerbaudo

INDICE

1. INTRODUCCION	3
1.1. GENERALIDADES.....	3
1.2. ESQUEMAS RESISTENTES.....	3
2. BASES SOMETIDAS A ESFUERZO NORMAL Y MOMENTOS. (ESQUEMA I). . . 5	
2.1. DETERMINACION DE LA TENSION MAXIMA EN EL TERRENO.	6
2.2. VERIFICACION DE LA TENSION.	11
2.3. VERIFICACION DEL VOLCAMIENTO Y DESLIZAMIENTO.	11
2.4. CALCULO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIÓN SUPERFICIAL.	12
2.4.1. DISPOSICIONES GENERALES.	12
2.4.2. CALCULO A LA FLEXION y CORTE.....	12
3. INTERACION LATERAL CON EL SUELO COMO SOLIDO ELASTICO.	13
3.1. MODELOS ELASTICOS.	13
3.2. ÍNDICE DE COMPRESIBILIDAD O COEFICIENTE DE BALASTO.....	15
3.2.1. COEFICIENTE DE BALASTO PARA PLACA DE 0.30 x 0.30 (K_{30}).....	15
3.2.2. COEFICIENTE DE BALASTO PARA CIMENTACIONES REALES.....	16
4. METODO DE SULZBERGER MODIFICADO	18
4.1. MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO.(M_e).	19
4.2. MOMENTO DE FONDO (M_b).	22
4.3. CONSIDERACIONES COMPLEMENTARIAS.	25
4.4. PROCEDIMIENTO DE CALCULO.....	25
4.4.1. DATOS.....	25
4.4.2. ELECCION DEL POSTE.....	25
4.4.3. PREDIMENSIONAMIENTO.....	27
4.4.4. FUERZAS VERTICALES (N).....	27
4.4.5. DETERMINACION DE PARAMETROS DEL SUELO	27
4.4.6. MOMENTO EQUILIBRANTE LATERAL.....	28
4.4.7. MOMENTO DE FONDO.	29
4.4.8. VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD	29
5. TORRES CON SOPORTES MÚLTIPLES Y/O ARRIENDADAS.....	30
6. BIBLIOGRAFIA	32

CIMENTACIONES SEMIPROFUNDAS

1. INTRODUCCION

1.1. GENERALIDADES.

Las fundaciones para postes y soportes de líneas aéreas de transmisión eléctrica – como para elementos de similares características – sometidas a esfuerzos adicionales horizontales, tienen particularidades tanto en su diseño como en su cálculo. Las peculiaridades de estas fundaciones, se advierten en los siguientes aspectos:

1. Los soportes a postes, a más de su peso propio, están sometidos a fuerzas horizontales provocadas: por el tiro en los conductores y por el empuje del viento en conductores y soportes.

Las magnitudes de esfuerzos horizontales generalmente vienen fijadas por prescripciones oficiales o se encuentran determinadas en distintos reglamentos.

Su punto de aplicación se encuentra generalmente a una altura relativamente grande del suelo, ejerciendo sobre la fundación un momento de importancia que debe ser resistido.

2. Como el peso propio de conductores y soportes es relativamente pequeño frente a las restantes cargas, las fundaciones se ven sometidas a menudo a esfuerzos de tracción, empujes y rotación alrededor de un eje horizontal.
3. Mientras que en otras obras se procura fundamentalmente evitar asentamientos, las fundaciones para soportes deben ser proyectadas y dimensionadas de forma tal que el soporte no sufra, en su posición vertical, inclinaciones de tal magnitud que puedan provocar un peligroso aumento de la flecha de los conductores.
4. Las fundaciones de soportes son cuerpos relativamente pequeños que deben ser construidos sin grandes preparativos y por medios simples. La determinación de las características del terreno, necesarias para el cálculo deben poder hacerse en el lugar, en forma simple y rápida, pues en la práctica, resulta complicado ensayar el terreno en cada piqueta a lo largo de una línea. Solo en casos excepcionales se procede a hacer un examen más detallado de las características del suelo.

Por lo apuntado presentemente, los cálculos en que participan valores referidos a la naturaleza del suelo, estarán afectados de cierta inexactitud por lo que no resulta conveniente complicar con precisiones exageradas los cálculos de las fundaciones.

1.2. ESQUEMAS RESISTENTES.

El análisis de los fenómenos que se producen en el suelo en el momento en que el esfuerzo horizontal adquiere su valor máximo, permite constatar que el esquema resistente depende netamente de la profundidad y forma de la fundación.

Pueden distinguirse 4 esquemas de trabajo como se ve en la a

b

c

d

Figura 1.

Esquema I. (a

b

c

d

Figura 1.a). Corresponde al esquema de trabajo de una fundación superficial sometida a una resultante oblicua excéntrica. Las reacciones de suelo sobre las paredes laterales son despreciables, reaccionando a la fuerza horizontal H , principalmente, la resistencia a lo largo de la superficie de la base del bloque (R).

Esto ocurre para relación: $\frac{B}{D} > 2$

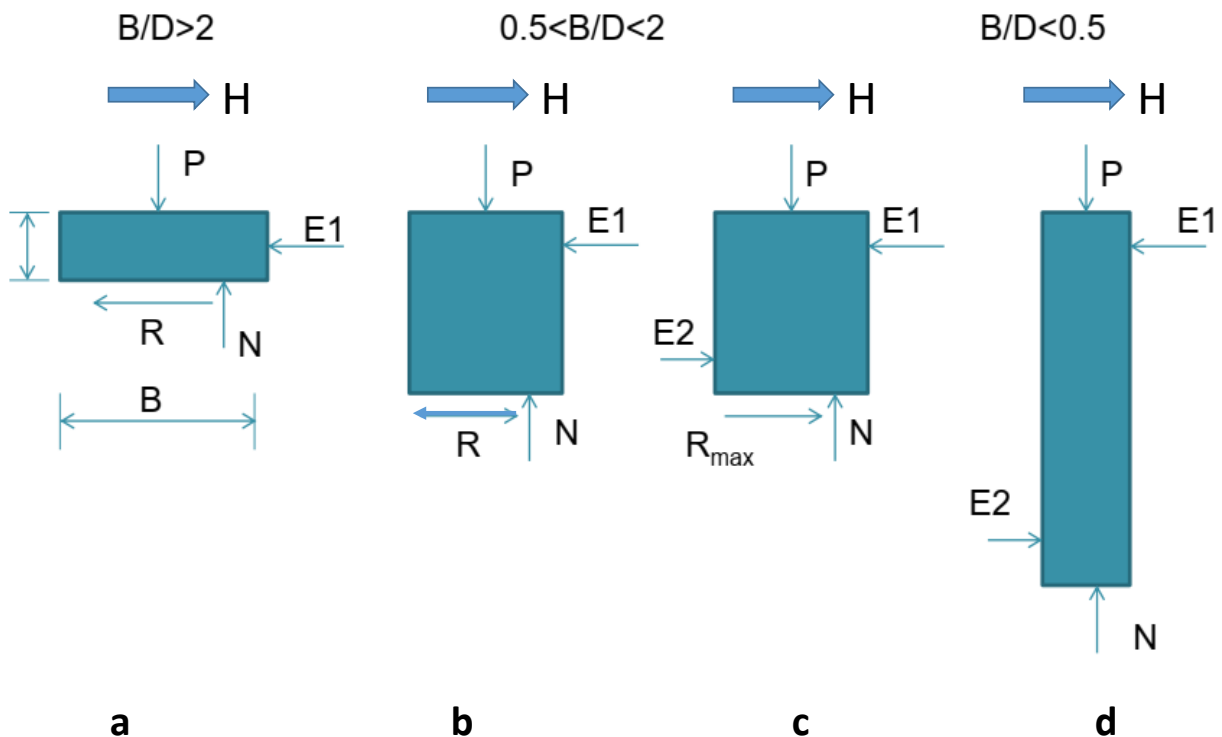


Figura 1. Esquemas de Trabajo

Esquema II. (a

b

c

d

Figura 1.b). Bajo la acción de las fuerzas vertical y horizontal la fundación tiende a girar alrededor de un eje que se encuentra bajo la base o en la misma. Como consecuencia la pared comprime el terreno provocando una reacción del mismo (E_1) con lo que la base tiende a moverse en sentido contrario a la H , lo cual cambia el sentido de "R", quedando ahora la ecuación de equilibrio de las fuerzas horizontales.

$$H = E_1 - R$$

El límite de este esquema resistente está dado cuando el R toma su valor último, compatible con la resistencia friccional entre bloque y suelo.

$$R_{\max} = N \cdot \text{tg} \delta + S \cdot a$$

N = carga vertical total.

δ = Angulo de rozamiento entre suelo y hormigón.

a = adherencia.

S = Superficie de contacto.

Esquema III. (a

b

c

d

Figura 1.c). Superado el valor de R_{max} el eje de rotación del sistema sube del plano de base. Como consecuencia de ello, también sobre la otra pared aparece una reacción del terreno (E_2). La condición de equilibrio límite a la traslación horizontal resulta por lo tanto: (siendo E_2 la nueva reacción).

$$H = E_1 - R_{m\acute{a}x} - E_2$$

Evidentemente para que sea posible entrar en esta 3^º fase caracterizada por la aparición de E_2 , es necesario que la fundación sea lo suficientemente profunda, de modo que E_1 pueda tomar un valor importante y pueda consentir el corrimiento de la fundación en el sentido opuesto sin rotura del terreno superficial. De otra manera al crecer H la E_1 llega a su valor último, el terreno lateral fluye, y se produce por lo tanto el corrimiento de la fundación hacia la dirección de H . Es evidente que la altura del bloque es determinante para el equilibrio último. Los esquemas resistentes II y III se presentan cuando:

$$0.5 < \frac{B}{D} < 2.0$$

Esquema IV. (a

b

c

d

Figura 1.d). Este esquema corresponde al caso del pilote corto, que supone que la base del pozo no colabora en el equilibrio de las fuerzas horizontales y es, por lo tanto $R \cong 0$. Podemos considerar que este caso es para:

$$\frac{B}{D} < 0.5$$

2.BASES SOMETIDAS A ESFUERZO NORMAL Y MOMENTOS. (ESQUEMA I).

Cuando las cimentaciones de los postes o soportes tienen una superficie de apoyo apreciable con relación a la profundidad, podemos decir que nos encontramos en el esquema resistente I. Se emplea este esquema cuando por cualquier motivo, no se asigna al suelo una colaboración lateral importante. En general, se considera a la cimentación formada por una zapata o losa empotrada en un fuste en el cual se introduce y ancla el poste. Las cargas verticales se integran por el peso del poste, de cables, crucetas, y aisladores (G_1); de la fundación (G_2); de peso del suelo colocado encima de la losa (G_3) (Figura 2).

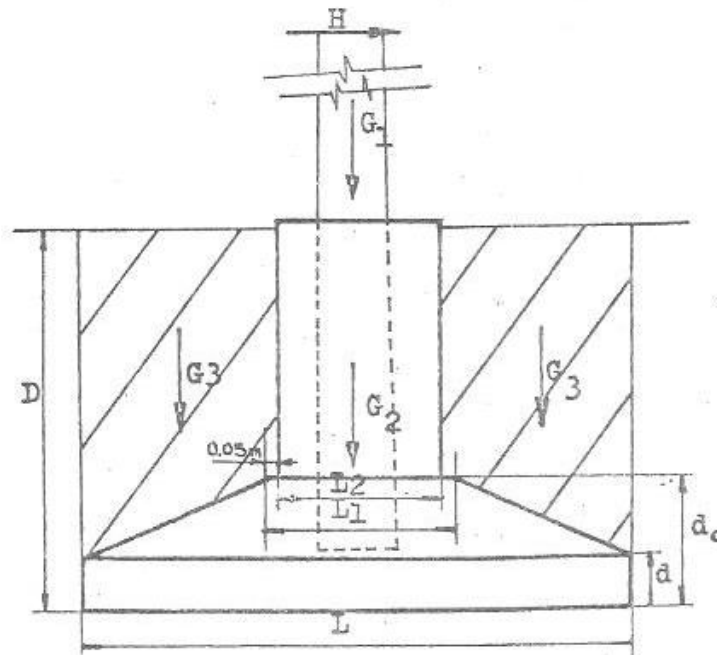


Figura 2. Cargas Verticales

El caso más general es considerar una zapata con carga vertical y momentos en dos direcciones, por lo que el problema resulta de gran complejidad. Sin embargo, ha sido resuelto de forma completa por varios autores. En este texto se muestra la resolución del problema utilizando los ábacos H.J.Plock, además se adjuntan la bibliografía, donde se pueden encontrar métodos, como el de Polh, Hahn, Beton Kalender, etc.

2.1. DETERMINACION DE LA TENSION MAXIMA EN EL TERRENO.

Como se ha visto, la distribución real de presiones y asientos en el terreno es muy variable, según la rigidez de la zapata y el tipo de terreno. Esta variabilidad en la forma de distribución de presiones y asientos, puede simplificarse sin excesivo error, en zapatas aisladas utilizando para su cálculo y estudio un diagrama de distribución de presiones lineal, en tanto que para cimentar zapatas continuas o plateas, esta simplificación puede conducir a errores importantes.

La resultante de las fuerzas verticales (N) y las horizontales (viento y tiro de cables) (H) actuantes pasa, como es lógico, alejada del centro de gravedad de la superficie de apoyo de la cimentación. El diagrama de presiones sobre el suelo tendría entonces una distribución lineal y no uniforme. Estas formas de presiones de contacto se muestran en la Figura 3.

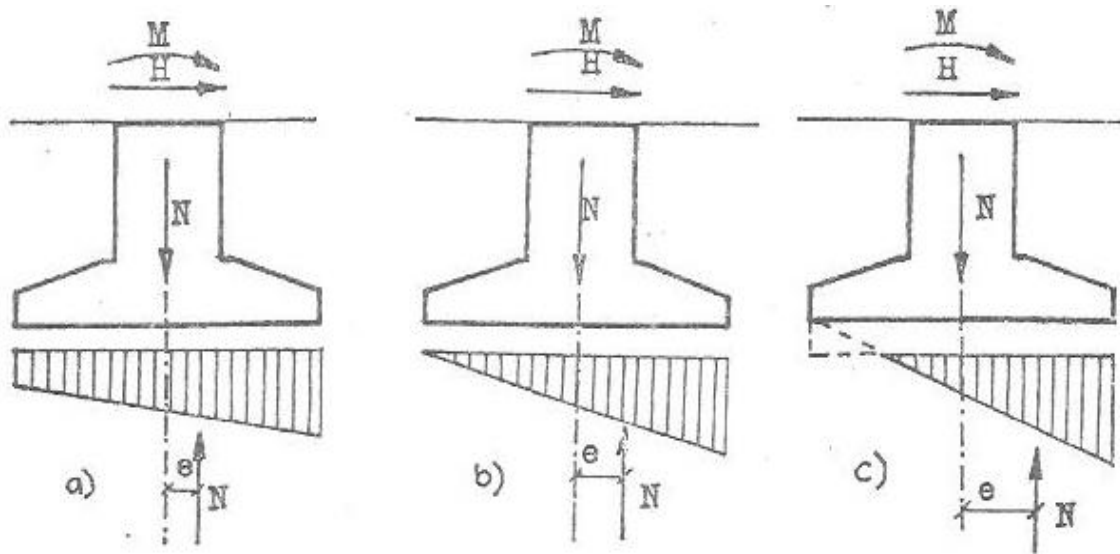


Figura 3 Diagrama de presiones

Según que el centro de presiones se encuentre dentro, en el borde o fuera del núcleo central, tendremos un diagrama de presiones de forma trapezoidal con un σ_{\max} y un σ_{\min} de igual signo (Figura 3.a). Un diagrama de forma triangular con un σ_{\max} positivo y un σ_{\min} nulo (Figura 3.b) o un diagrama triangular cruzado con un σ_{\max} positivo y un σ_{\min} negativo (Figura 3.c), respectivamente.

Si alguno de los valores de las tensiones extremas, se hiciese negativo implicaría que se producen tracciones entre la zapata y el terreno. Como en el contacto de la cimentación con el suelo no pueden darse tensiones de tracción, esta limitación acota el campo de validez de la flexión compuesta.

Según la ubicación de la resultante de fuerzas se pueden identificar las zonas características mostradas en la Figura 4.

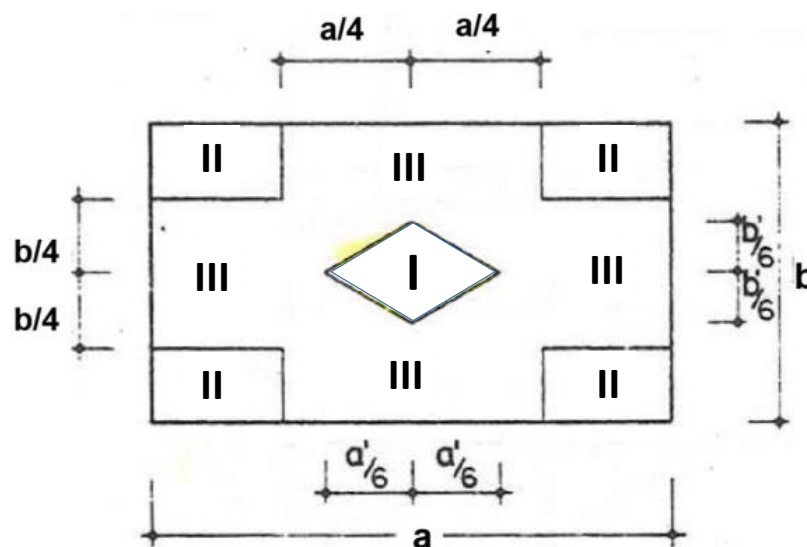


Figura 4 Carga situada dentro del núcleo central de inercia

Zona 1. Solo si la carga está situada dentro del núcleo central de inercia (Figura 4) es aplicable la ecuación.

$$\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}} = \frac{N}{LB} \left(1 \pm \frac{6e_1}{L} \pm \frac{6e_2}{B} \right)$$

Los valores de la excentricidad e_1 y e_2 (Figura 5), respecto a las del eje tienen que cumplir.

$$\frac{6e_1}{L} + \frac{6e_2}{B} \leq 1 \quad \text{Siendo: } e_1 = \frac{M_1}{N} \quad e_2 = \frac{M_2}{N}$$

$$N = \sum \text{ de las fuerzas verticales} = G_1 + G_2 + G_3$$

$$M_1 = H_1 \cdot (h+D) \quad h = \text{altura de tiro}$$

$$M_2 = H_2 \cdot (h+D) \quad D = \text{profundidad de la base}$$

Cuando la carga se encuentra fuera del núcleo central de inercia es decir cuando los valores absolutos de las excentricidades cumplan:

$$\frac{6e_1}{L} + \frac{6e_2}{B} > 1$$

no es aplicable la ecuación de flexión compuesta ya que no pueden existir esfuerzos de tracción entre base y suelo. Para distintas posiciones de la carga N, cuyas excentricidades cumplan la desigualdad anterior, existirá una zona de zapata inactiva.

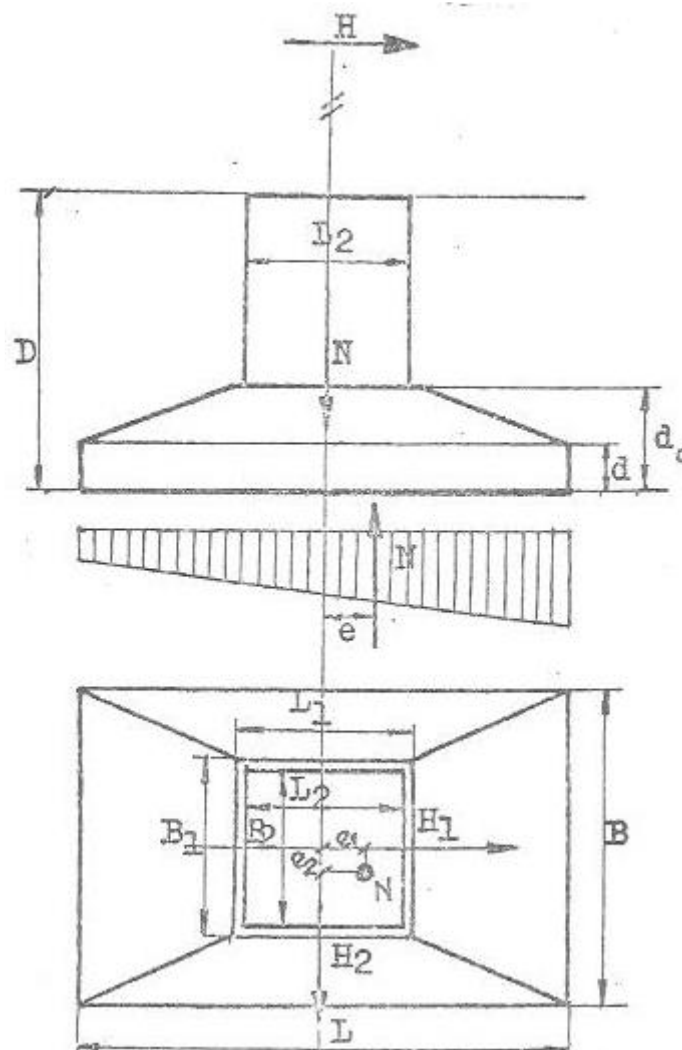


Figura 5. Los valores de la excentricidad e_1 y e_2

En consecuencia, para dimensionar la zapata, es necesario plantear el equilibrio, entre la carga N y la resultante de la "cuña" de presiones del terreno, cosa de por sí compleja. Plock ha obtenido soluciones gráficas que se dan en forma de ábacos.

Zona 2. Las excentricidades deberán ser simultáneamente

$$e_1 \geq \frac{L}{4} \text{ y } e_2 \geq \frac{B}{4}$$

La zona cargada será como la graficada en la Figura 6, de modo que el volumen de presiones, resulte igual a la carga N .

$$N = \frac{1}{3} \left(\frac{1}{2} \cdot 4c \cdot 4d \right) \cdot \sigma_{\max} \quad \text{Siendo: } \frac{L}{2} = e_1 + c; \frac{B}{2} = e_2 + d$$

se tiene el valor de la tensión máxima del suelo

$$\sigma_{\max} = \frac{3}{2} \frac{N}{(L - 2e_1)(B - 2e_2)}$$

La posición de la línea de presiones nulas queda acotada por los valores

$$4c = 2(L - 2e_1) \quad \text{y} \quad 4d = 2(B - 2e_2)$$

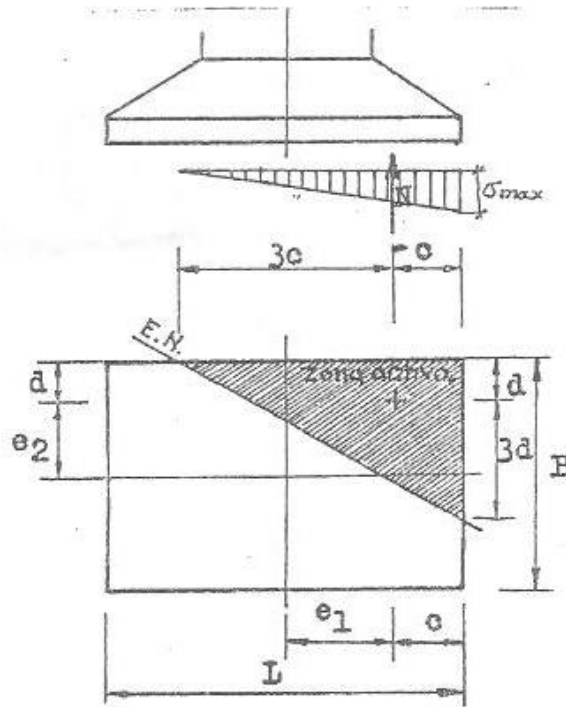


Figura 6. Zona Cargada

Zona 3. Los valores absolutos de las excentricidades deben cumplir:

$$\frac{6e_1}{L} + \frac{6e_2}{B} > 1$$

y que simultáneamente no sean; $e_1 \geq \frac{L}{4}$ y $e_2 \geq \frac{B}{4}$. En tal caso, el área comprimida es la indicada en la Figura 7.

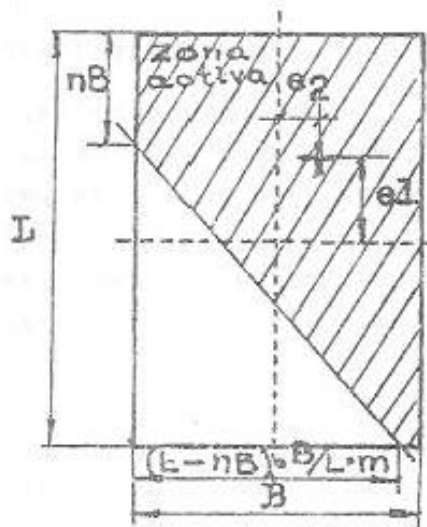


Figura 7. Posición de la línea de presiones nulas

Para el cálculo de la tensión máxima del suelo y de la posición de la línea de tensiones nulas, se dan los ábacos de las Figura 8 y Figura 9 de H.J.Plock.

Se entra en el ábaco con los valores:

$$d = \frac{e_1}{L} \text{ y } c = \frac{e_2}{B}$$

se obtienen los valores de m y n que fijan, conforme a la Figura 7, la posición de la línea de presiones nulas.

La tensión máxima se obtiene por la fórmula:

$$\sigma_{\max} = k \cdot \frac{N}{LB}$$

siendo k los valores dados en el ábaco de la Figura 9 en función de c y d.

Si $c > d$, se utilizan los ábacos intercambiando c y d, tomando para la posición de la línea de tensiones nula m', en lugar de m, siendo $m' = m \cdot \left(\frac{L}{B}\right)$

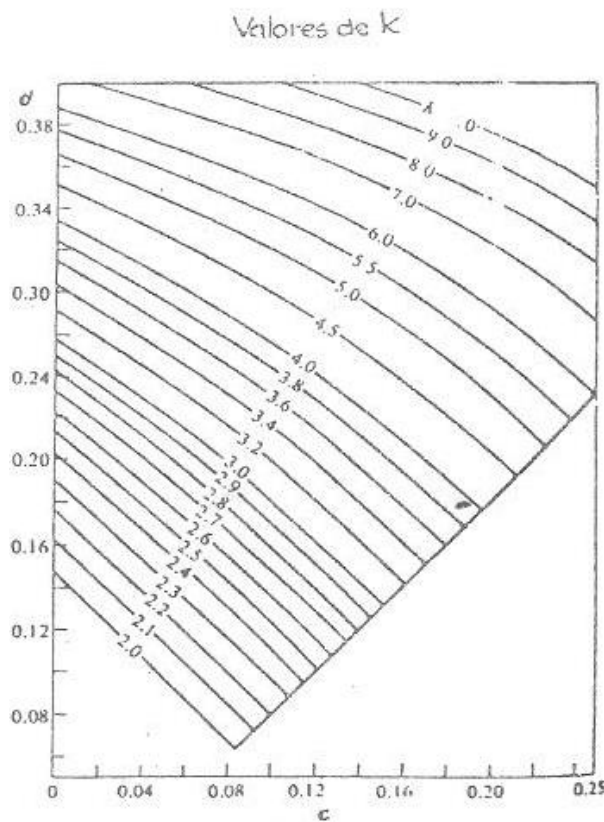


Figura 8. Tensión máxima del suelo y posición de la línea de tensiones nulas

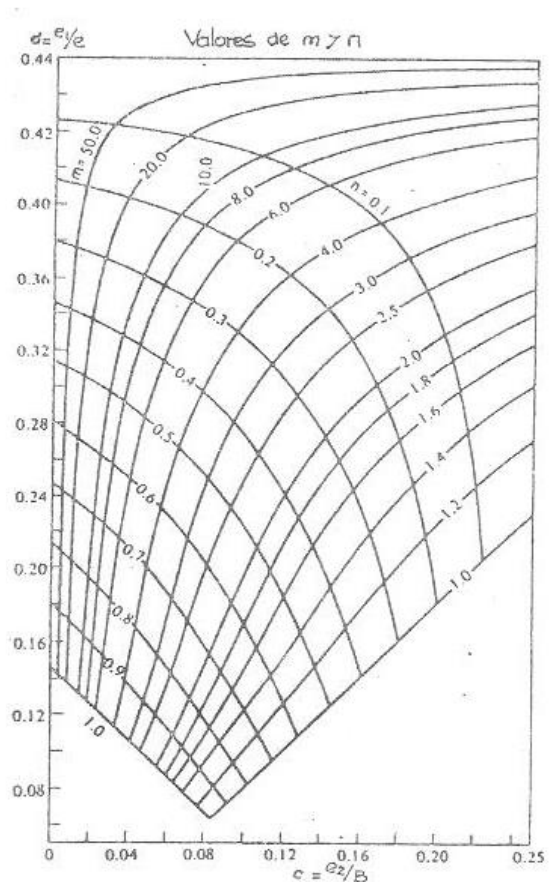


Figura 9. Tensión máxima del suelo y posición de la línea de tensiones nulas

2.2. VERIFICACION DE LA TENSION.

Se debe cumplir que $\sigma_{\max} \leq \sigma_{adm}$, admitiendo algunos reglamentos que la presión admisible pueda aumentarse un 25%:

$$\sigma_{\max} \leq 1,25 \times \sigma_{adm}$$

siempre y cuando la presión correspondiente al centro de gravedad de la superficie de apoyo no exceda de la presión admisible, y la combinación de hipótesis de carga y simultaneidad de las acciones sea francamente desfavorable para la fundación:

$$\sigma_i(\text{c. de gravedad}) \leq \sigma_{adm}$$

2.3. VERIFICACION DEL VOLCAMIENTO Y DESLIZAMIENTO.

Ante la acción de pares volcadores es necesario verificar la seguridad al vuelco de la fundación. Tomando momentos respecto de A (Figura 10) resulta:

Momentos volcadores = $M + HD = H \cdot h + H \cdot D = (h+D) H = MV$

Momento estabilizador = $ME = N \cdot \frac{L}{2}$

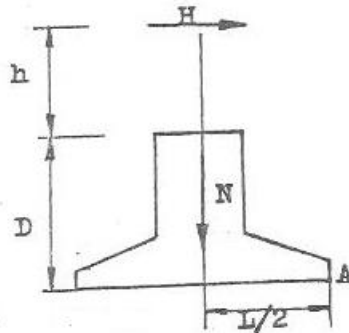


Figura 10. Verificación del volcamiento

Se debe cumplir: $\frac{M_E}{M_V} \geq 1.5$

Así mismo ante la acción de cargas horizontales se debe verificar la seguridad al deslizamiento de la base. Para suelos sin cohesión (arenas), el coeficiente de seguridad resulta:

$$\frac{N \cdot \text{tg} \cdot \delta}{H} \geq 1.5 \quad \delta = \text{ángulo de rozamiento entre suelo y hormigón.}$$

Para suelos cohesivos (arcillas) resulta:

$$\frac{a \cdot L \cdot B}{H} \geq 1.5 \quad a = \text{adherencia}$$

Para la determinación de δ y a se siguen los criterios utilizados en el práctico de pozos de fundación.

2.4. CALCULO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIÓN SUPERFICIAL.

Como ya se ha dicho consideramos a la losa inferior como empotrada en el fuste. Su forma de trabajo es similar al de una ménsula invertida cargada con la reacción del terreno, trabajando a flexión.

En consecuencia, como cualquier elemento que trabaje a flexión es necesario dimensionar y armar la sección para que resista los momentos y esfuerzos cortantes que se producen.

2.4.1. DISPOSICIONES GENERALES.

a. La altura total de la base se deben elegir de modo de cumplir las condiciones.

- Condición de rigidez (distribución uniforme de tensiones en el terreno).

$$d_o \geq \frac{L - L_2}{4} \quad \text{o} \quad d_o \geq \frac{B - B_2}{4}$$

- Que no resulte necesario colocar armadura de corte.
- Que no resulte necesario colocar encofrado, para las losas.

b. En tanto la altura del talón de base $d \geq 15\text{cm}$.

c. Las dimensiones de L_1 y B_1 , deben ser tales que sea posible apoyar el encofrado de la columna:

$$B_1 = B_2 + 5\text{cm}$$

$$L_1 = L_2 + 5\text{cm}$$

d. El recubrimiento de las armaduras debe ser importante y del orden de 5 a 7cm. En general, el diámetro de barras debe ser $10\text{mm} \leq \varnothing \leq 16\text{mm}$, y la separación máxima entre barras no debe superar los 20cm, con estas disposiciones se trata de evitar fisuras excesivas de modo de prevenir la corrosión de armaduras.

2.4.2. CALCULO A LA FLEXION y CORTE.

Establecido el valor de la presión de contacto, según la combinación de los esfuerzos actuantes, la estructura definida toma las características generales de cualquier cimentación superficial. En tal condición las verificaciones estructurales correspondientes se realizan para satisfacer:

- Las tensiones de compresión generadas por el momento flector en el borde de contacto del ala con el poste o la columna, y en cada dirección de la base. Es importante valorar adecuadamente las presiones generados a ambos lados del voladizo que se está verificando, tal como lo muestra la Figura 11.
- Definición de los requerimientos de armadura de la base en vista de los momentos flectores actuantes.
- Verificación de la estructura propuesta respecto de las sollicitaciones de corte, en sus diversas modalidades.

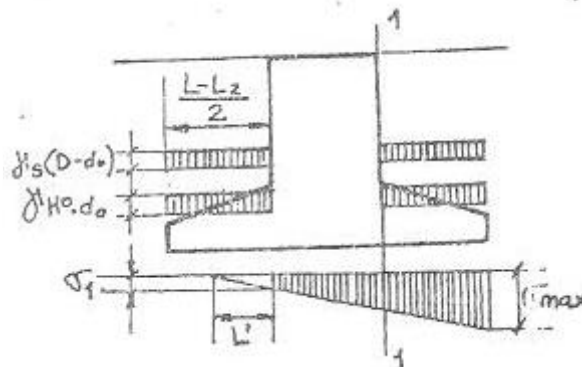


Figura 11. Esfuerzos intervinientes en el cálculo a la flexión

3.INTERACION LATERAL CON EL SUELO COMO SOLIDO ELASTICO.

3.1. MODELOS ELASTICOS.

La Mecánica de Suelos estudia el comportamiento del terreno por medio de modelos matemáticos que permiten predecir las reacciones del suelo frente a las solicitaciones inducidas.

Uno de los modelos matemáticos desarrollado con anterioridad a la aparición de la Mecánica de suelos, es el de la teoría de la Elasticidad que, habiendo nacido y crecido sólo como un ejercicio intelectual, encontró aquí, como en otras ciencias, un extenso campo de aplicación. Por definición un sólido se considera elástico cuando existe una relación biunívoca y lineal entre las tensiones y las deformaciones producidas. Como sabemos esto no se cumple casi nunca rigurosamente en los suelos. Sólo basta observar que las curvas tensión – deformación difieren de una recta. Sin embargo, en gran cantidad de suelos (mucho antes de llegar al estado de rotura) es muy aproximado suponer que hay correspondencia lineal entre deformaciones y fuerzas aplicadas. Siempre que esto se cumpla nos encontramos en un régimen elástico y éste es el sentido, en que suele utilizarse este término, en Mecánica de Suelos.

La tarea siguiente es precisar en qué casos y en qué condiciones estos modelos elásticos son capaces de predecir el comportamiento con suficiente aproximación. Por lo pronto, para que esta teoría pueda ser válida el suelo debe estar alejado de la rotura, es decir que debe estar sometido a un nivel de tensiones bajo. Sin embargo, existen suelos como las arcillas normalmente consolidadas, a los que estos modelos no son aplicables, para ningún nivel de tensiones.

El modelo más desarrollado y más simple, es el llamado semiespacio de **Boussinesq** (Figura 12) Este es **elástico, lineal, homogéneo e isótropo** y está limitado por un plano horizontal. Se emplea frecuentemente para calcular los esfuerzos producidos en una masa de suelo por cargas aplicadas exteriormente (Elástico: cumple con la ley de Hooke, Isótropo: sus propiedades son las mismas, cualquiera que sea la dirección que se considere a partir del punto, Homogéneo: sus propiedades no varían de un punto a otro).

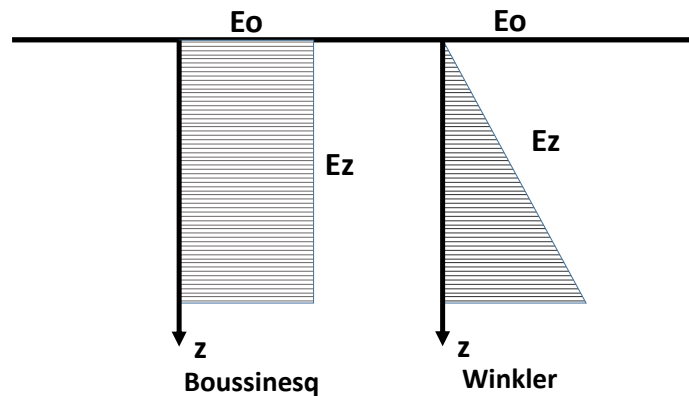


Figura 12. Semiespacio de Bousines y de Winkler

Sin embargo, los suelos friccionales varían sus propiedades en profundidad, volviéndose más compactos, más resistentes a medida que esta aumenta. Es decir que, para simularlo por un modelo elástico, es necesario aumentar el módulo de elasticidad con la profundidad. Cuando el módulo de Young aumenta linealmente con la profundidad y es nulo en la superficie, las hipótesis coinciden con el denominado semi-espacio de Winkler (Figura 12). Este modelo parte de la premisa que las deformaciones bajo una determinada presión, son proporcionales, y dicho coeficiente de proporcionalidad se lo denomina coeficiente de balasto, módulo de reacción o Índice de compresibilidad (K).

$$\sigma = K \cdot \delta \quad \text{donde } \sigma = \text{presión y } \delta = \text{deformación}$$

Si δ es igual a la unidad, por ejemplo: 1cm, $\sigma = K \cdot 1\text{cm}$. Luego K es la presión necesaria para producir un desplazamiento unitario.

La idealización del semi-espacio de Winkler se puede hacer, imaginando al suelo compuesto por una serie de resortes los que poseen una constante de rigidez (k) variable con la profundidad, pero constante para una misma cota (Figura 13).

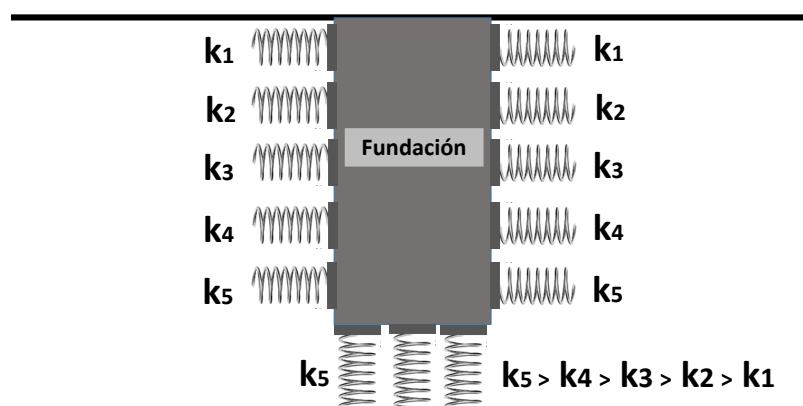


Figura 13. Idealización del semiespacio de Winkler

Este modelo no considera la fricción ni la adherencia, entre estructura y suelo, y tampoco tiene en cuenta la interacción entre los resortes, o sea la resistencia al corte entre las columnas ideales de suelo que poseen un determinado coeficiente de balasto. Es un modelo

irreal, pero por su simplicidad ha sido muy utilizado en la resolución de problemas, que por la complejidad de los mismos resultarían inabordables mediante otros modelos teóricos. El principal problema de este planteo se presenta en la determinación de la constante de rigidez (k) de los resortes ideales.

3.2. ÍNDICE DE COMPRESIBILIDAD O COEFICIENTE DE BALASTO.

Este índice, no es otra cosa que la pendiente de un gráfico obtenido mediante la realización de un ensayo de carga, con placa (Figura 14).

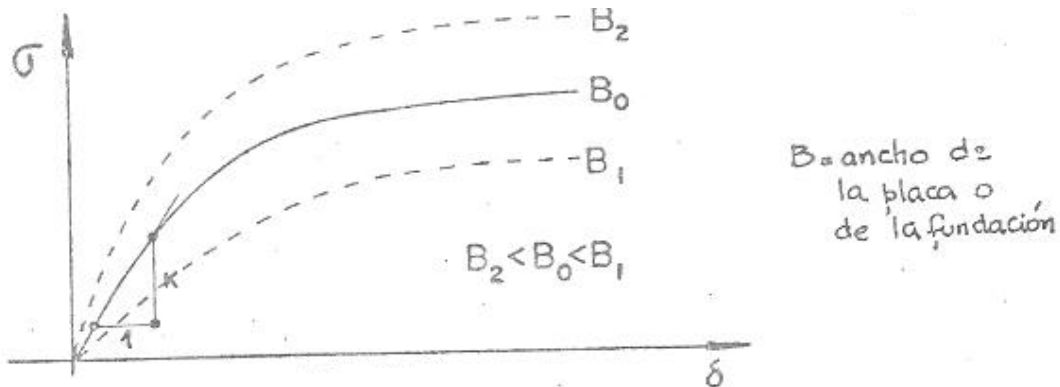


Figura 14 Índice de compresibilidad o Coeficiente de Balasto

K. Terzaghi en 1943, ya había hecho notar que la superficie cargada tenía influencia en los resultados. Por lo tanto, se optó por uniformar el ensayo adoptando como superficie una placa de carga de 0,30 m de lado. Tanto Terzaghi, Vesic, como otros autores, indican que el aumento de superficie, hace disminuir el valor de "K". Este análisis es totalmente lógico ya que al aumentar la superficie cargada, aumenta el volumen de terreno afectado y, por lo tanto, los asentamientos serán mayores (recordar la influencia en profundidad de los bulbos de presiones). Existe, por lo tanto, imprecisiones en éste método, que no las que se presentan en modelos elásticos, ya que los parámetros E y μ , se definen constantes e independientes de factores externos, como por ejemplo el área cargada.

A pesar de todos estos inconvenientes, la sencillez del método ha desarrollado su utilización, y por lo tanto muchos problemas de la mecánica de suelos han encontrado solución teórica y análisis detallado mediante las formulaciones del espacio de Winkler, con la ayuda del coeficiente de reacción de la subrasante (K) o índice de compresibilidad.

3.2.1. COEFICIENTE DE BALASTO PARA PLACA DE 0.30 x 0.30 (K_{30}).

Este es un valor de referencia, sobre el que existen bastantes datos, está normalizado en varios países (ASTM – D1194 – 57). La forma de realizar el ensayo de caracterización es aplicar, sobre la placa de 30cm de lado, una carga y mantenerla constante hasta que los asentamientos sean menores de 0.05 mm/hora, luego incrementar la carga un determinado valor y repetir el proceso anterior. Los incrementos de carga, suelen ser del 10% de la carga de rotura prevista.

Los primeros valores estimativos fueron dados por K. Terzaghi en 1955, reuniéndose con el tiempo los resultados publicados por otros investigadores así como por normas de diseño,

tales como DIN 1054, VDE, normas Austriaca, Suiza, etc. A modo de valores orientativos, la Tabla 1, muestra valores de aplicación.

Tabla 1. Valores de Referencia.

TIPO DE SUELO	Módulo de deformación E_0 (KN/m ² - kPa)	Coefficiente de Balasto. Placa de 30x30: K_{30} kN/m ³
**Suelo Fangoso	1100 a 3300	5000 a 15000
*Arena seca o húmeda, suelta (N_{spt} 3 a 9)	1600 a 480 D	12000 a 36000
*Arena seca o húmeda, media (N_{spt} 9 a 30)	480 D a 1600 D	36000 a 120000
*Arena seca o húmeda, densa (N_{spt} 30 a 50)	1600D a 3200 D	1.2×10^5 a 2.4×10^5
*Grava fina con arena fina	1070D a 1330 D	80000 a 100000
*Grava media con arena fina	1330D a 1600 D	100000 a 120000
*Grava media con arena gruesa	1600D a 2000D	120000 a 150000
*Grava gruesa con arena gruesa	2000D a 2660D	150000 a 200000
*Grava gruesa firmemente estratificada	2660D a 5320D	200000 a 400000
**Arcilla Blanda ($q_u=25$ a 50 KN/m ²)	1500 a 3000	6500 a 13000
**Arcilla Media ($q_u=50$ a 200 KN/m ²)	3000 a 9000	13000 a 40000
**Arcilla Compacta ($q_u=200$ a 400 KN/m ²)	9000 a 18000	40000 a 80000
Arcilla Margosa dura ($q_u=400$ a 1000 KN/m ²)	18000 a 48000	80000 a 210000
Marga arenosa rígida	48000 a 100000	210000 a 440000
Arena de miga y tosca	50000 a 250000	0.2 a 1.1×10^6
Marga	50000 a 5×10^6	0.2 a 22×10^6
Caliza margosa alterada	350000 a 5×10^5	1.5 a 2.2×10^6
Caliza sana	2×10^6 a 8×10^7	8.85 a 360×10^6
Granito meteorizado	70000 a 2×10^7	0.3 a 90×10^6
Granito sano	4×10^6 a 8×10^7	17 a 36×10^6

D = Profundidad del pozo de cimentación en metros (1 Kg./cm³: 10000 KN/m³)

* = Los terrenos granulares si están sumergidos se tomarán con una E_0 o K_{30} igual a los de la tabla multiplicados por 0.60.

** = Los valores considerados corresponden a cargas de corta duración. Si se consideran cargas permanentes que produzcan Q y M y ha de tener lugar la consolidación, se multiplicarán los valores E_0 y K_{30} de la tabla por 0.25.

q_u = Resistencia a la compresión simple.

3.2.2. COEFICIENTE DE BALASTO PARA CIMENTACIONES REALES.

Terzaghi, Vesic, Broms, Rowe, etc. hace notar que se debe tener en cuenta la variación de este coeficiente en función de la geometría y dimensiones del bloque, frente al coeficiente obtenido como resultado de un ensayo de placa de carga (0.30x0.30). Existen en la bibliografía distintas fórmulas para esta corrección del coeficiente. Todos los análisis dan resultados satisfactorios, para elevadas sollicitaciones (próximas a la rotura) y dimensiones muy grandes de las bases o macizos de fundación, pero son conservadores, para cargas bajas, y pequeñas dimensiones. Esto se debe a que en estas últimas condiciones la fundación, se asimila cada vez más a las condiciones de ensayo. Además, se debe recordar que en los considerandos teóricos de las fórmulas, se estima que la fundación está uniformemente cargada.

Existen tablas del coeficiente de compresibilidad publicadas por distintas normas (DIN 1054) y autores (Sulzerberger, Prölich), para el cálculo de fundaciones mediante el empleo de bloques. Comparándolos, estos valores son sensiblemente similares, a los resultados,

publicados por Terzaghi, Vesic, etc., para ensayos con placa de carga de 0.30 m de lado. Esto indicaría que para el caso de bloques de fundación no sería necesario afectar de correcciones al coeficiente de balasto obtenido por ensayo de placa de carga. La explicación a esta aparente contradicción la podemos hallar en el hecho que, para las dimensiones usuales de los bloques (1.00m a 2.00m) admitiendo pequeñas inclinaciones y cargas de servicio, el área de contacto efectiva es bastante menor que las dimensiones reales del bloque (1/3 aproximadamente) y las tensiones de contacto oscilan en los valores de tensión utilizados para la realización del ensayo de placa de carga.

Si además, como expone Getzler (1968), recordamos que el terreno ideado por Winkler no considera tensiones de corte entre los elementos que poseen un módulo de deformabilidad determinado, y a los fines del cálculo se desprecia la colaboración friccional entre las caras laterales del bloque y el suelo, se puede concluir que ante tantas incertidumbres en las premisas de partida, en general y para las dimensiones usuales de los bloques (en Líneas de Alta Tensión, LAT 33 KV o 66 KV), no tiene mayor influencia la variación de índice de compresibilidad por geometría y dimensiones de la superficie real de carga. Por todo lo dicho, en estos cálculos se debe considerar al coeficiente o índice de compresibilidad, como una herramienta matemática para expresar las variaciones de presión, más que como una propiedad específica del suelo.

Por el contrario, si se deben considerar estas correcciones, cuando se determinan coeficientes de balasto para grandes superficies uniformemente cargadas, tal el caso de plateas, vigas flexibles sobre fundación elástica, o para bloques de fundación de dimensiones muchos mayores a las indicadas.

A continuación se detallan algunas correlaciones o fórmulas aproximadas, basadas en teorías elásticas.

Se denominará K_v al coeficiente de compresibilidad vertical y K_h al coeficiente de compresibilidad horizontal, que varía linealmente con la profanidad.

En función de E:

$$\text{Vogt (coef. para base rectangular): } K_v = 1.33 \frac{E_0}{\sqrt[3]{LB^2}} \quad \text{donde } L > B$$

$$\text{Terzaghi-Browns (Coef. para fuste rectangular): } K_v = 0.75 \frac{E_0}{B}$$

$$\text{(Coef. para fuste circular): } K_v = 0.75 \frac{E_0}{\phi}$$

siendo: L y B: dimensiones de la base; ϕ : diámetro del fuste; E_0 : módulo de elasticidad del suelo.

En función de K_{30} :

$$K_v = K_{30} \frac{0.30}{L} \quad (\text{Suelos cohesivos}) \quad K_v = K_{30} \left(\frac{L+0.3}{2L} \right)^2 \quad (\text{Suelos granulares}).$$

4. METODO DE SULZBERGER MODIFICADO

En el proyecto de las fundaciones empotradas hay que cumplir con dos condiciones:

- Las fundaciones deben tener una amplia seguridad al vuelco.
- Además bajo cargas útiles no puede ocurrir una inclinación del poste que pueda poner en peligro la seguridad del servicio.

El método se basa sobre el principio verificado experimentalmente que para las inclinaciones del poste y fundación en un ángulo " α " determinado (con respecto a la vertical) el suelo se comporta elásticamente, o sea que las fundaciones pueden tener, bajo las cargas usuales admisibles, solamente una inclinación limitada. Este ángulo admisible " α " es aquel para el cual $\text{tg } \alpha = 0,01 \sim \alpha = 0^{\circ}35'$.

Siguiendo el principio mencionado, se puede decir que la resistencia que se opone a la inclinación de la fundación se origina en dos efectos principales: (Figura 15).

- Empotramiento de la fundación en el terreno.
- Resistencia o reacción del suelo del fondo de la excavación provocada por las cargas verticales.

Las fuerzas indicadas en a) se evidencian en un momento " M_e ", llamado momento de empotramiento y las de b) en un momento " M_b ", llamado momento del fondo o de base. (Figura 16).

$$M_e = E_1 \times D/2 \text{ y } M_b = N \times e.$$

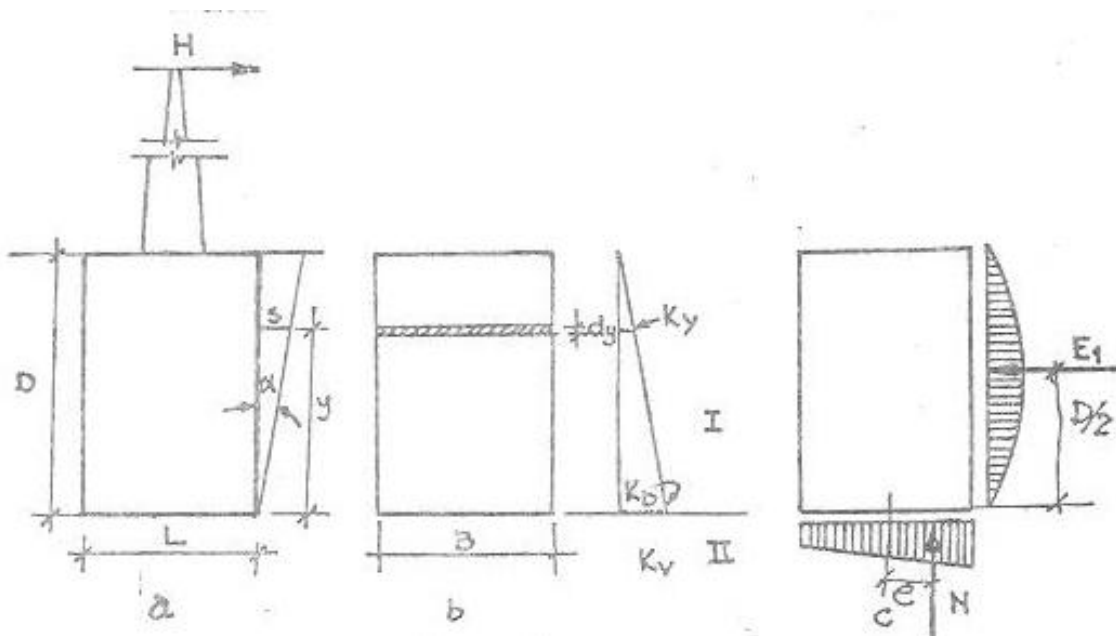


Figura 15. Momento de empotramiento

Cuando las fundaciones son de poca profundidad y dimensiones transversales relativamente grandes se puede advertir que $M_b > M_e$ o bien $M_b/M_e > 1$.

En este caso, para que la fundación sea relativamente estable es necesario aplicar un coeficiente seguridad "F" que varía entre 1,0 y 1,5, es decir $1,0 \leq F \leq 1,5$. El coeficiente F, depende de la relación M_e/M_b y está tabulado como indica en la Tabla 2.

Tabla 2

Valores del coeficiente "F" en función de M_e / M_b											
M_e/M_b	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
F	1,500	1,380	1,317	1,260	1,208	1,150	1,115	1,075	1,040	1,017	1,000

La ecuación básica para el dimensionamiento de la fundación será:

$$M_e + M_b \geq F \cdot M_v$$

Siendo M_v el momento de las fuerzas exteriores, calcula respecto al punto de giro de la fundación. M_e es determinante como medida para limitar la fundación y del poste, M_b es especialmente para asegurar la estabilidad.

4.1. MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO.(M_e).

Ante una inclinación con ángulo " α ", corresponde un movimiento transversal de una faja infinitesimal. El área de aplicación de la fuerza generada es " $d\Omega = B \cdot dy$ ". El desplazamiento que se produce en ese nivel es:

$$S = y \cdot \operatorname{tg} \alpha \quad (\text{Figura 15.a})$$

donde " y " es la distancia mencionada al eje de giro, que en este caso se ubica en la base.

Siendo K_y el índice de compresibilidad del suelo a la profundidad considerada, la presión unitaria ejercida sobre el suelo será:

$$\sigma_y = K_y \cdot S = K_y \cdot y \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

La fuerza de reacción de la pared de la excavación sobre esta superficie infinitesimal es:

$$dF = \sigma_y \cdot d\Omega = K_y \cdot y \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot B \cdot dy$$

El momento de esta fuerza con respecto al eje de giro, supuesto en la base del bloque es:

$$dM_e = dF \cdot y = K_y \cdot B \cdot dy \cdot y^2 \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

Considerando una variación lineal de k en función de la profundidad, el valor aplicable a la profundidad y, es:

$$K_y = K_D \left(1 - \frac{y}{D}\right)$$

Se aplicación esta expresión en la ecuación del momento:

$$dM_e = K_D \left(1 - \frac{y}{D}\right) B \cdot dy \cdot y^2 \operatorname{tg} \alpha$$

La ecuación anterior se integra para toda la altura de contacto lateral de la base (D). Esto permite obtener la expresión de momento de empotramiento, ver Figura 16:

$$M_e = \frac{BD^3}{12} K_D \operatorname{tg} \alpha$$

La tensión máxima en la pared estará a la mitad de la altura (D/2)

$$P_1 = \frac{K_D \cdot D}{4} \operatorname{tg} \alpha$$

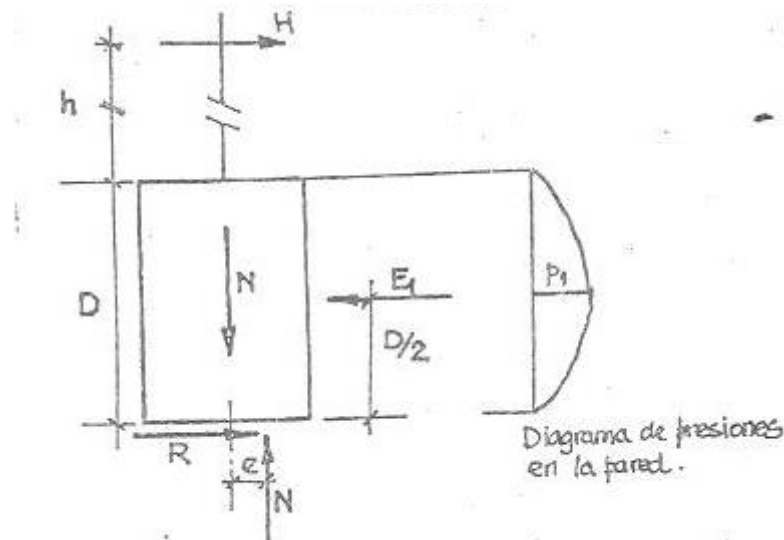


Figura 16. Diagrama de presiones en la pared

Para conocer el instante en que el eje comienza a levantarse de su posición en el fondo de la cimentación (Esquema III), se puede proceder de la siguiente forma:

- a. Se fija las ecuaciones de equilibrio de las fuerzas horizontales

$$H + R = E_1 = \frac{M_e}{D/2} = \frac{2 N e}{D} = \frac{B D^2}{6} k_D \operatorname{tg} \alpha$$

Según se expresa más adelante, en función del giro de la base

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{12 N e}{B L^3 k_v} \quad \text{y considerando} \quad \frac{k_D}{k_v} = \eta$$

$$H + R = E_1 = \frac{B D^2 k_D}{6 k_v} \frac{12 N e}{B L^3} = \frac{2 D^2}{L^3} \eta N e$$

- b. Ecuación de momentos de equilibrio, entre momentos externos y resistentes

$$M = (h + D) H = N e + E_1 \frac{D}{2} = N e + \frac{D^3}{L^3} \eta N e = N e \left(1 + \frac{D^3}{L^3} \eta \right)$$

- c. Según la ecuación de equilibrio, $H = E_1 - R$ y según el momento $H = M / (h + D)$, luego se puede definir a H como:

$$H = \frac{R}{\frac{(h + D) 2 D^2 \eta}{L^3 + D^3 \eta} - 1}$$

En consecuencia, el valor de H está relacionado con el máximo valor que puede desarrollar la fuerza R de interacción entre el bloque y el suelo. La cual se puede expresar como:

$$R_{\max} = N \operatorname{tg} \delta + S \cdot a$$

δ = ángulo de rozamiento de hormigón y terreno.
a = adherencia.
S = área de la superficie de apoyo.

Si el valor R_{\max} se aplica en la ecuación de H, se obtiene la expresión de H'_1 , de la forma:

$$H'_1 = \frac{R_{\max}}{\frac{(h+D) 2 D^2 \eta}{L^3 + D^3 \eta} - 1}$$

H'_1 será el máximo esfuerzo en la cima, de modo que el centro de giro se encuentre en la base del bloque haciendo que la resistencia friccional en la base alcance su valor máximo. La comparación entre H y H'_1 puede derivar en los siguientes casos:

- Si $H < H'_1$ significa que el esquema resistente corresponderá al que denominado esquema resistente II y el momento de empotramiento resultará de aplicar la ecuación.

$$M_e = \frac{BD^3}{12} K_D \operatorname{tg} \alpha$$

- Si $H > H'_1$ indica que antes de llegar a tomar el tiro el valor H, se generará un contraempuje E_2 que equilibre el sistema, situándose el punto de giro por encima de la base (Esquema III)

Si $(H'_1 - H)$ es pequeño, el punto de giro estará muy próximo a la base y puede admitirse, sin error apreciable, que tanto el punto de giro como E_2 están aplicados en la misma base, con lo que el método sigue siendo aplicable.

Si el valor de E_2 resulta elevado se podrán aumentar las dimensiones del pozo para rebajar E_2 a valores pequeños o nulos, aplicar el método del equilibrio límite, o bien el método del pilote corto, despreciando la colaboración de la base en la resistencia lateral.

Sulzberger supone para este caso, una situación tal que el eje de giro del bloque se encuentra $1/3, D$, con lo que el momento de empotramiento queda:

$$M_e = \frac{BD^3}{36} K_D \operatorname{tg} \alpha$$

La tensión máxima en la pared resulta:

$$P_1 = \frac{k_D D}{9} \operatorname{tg} \alpha$$

En resumen si $H < H'_1$ indica que se debe calcular el momento de empotramiento con giro en la base. Si en cambio, $H > H'_1$ se calcula con la fórmula que implica que el eje de giro se encuentra a $D/3$ de la base. Los resultados de ensayos y experiencias demuestran que el paso del esquema II al esquema III ocurre en forma progresiva y no bruscamente.

Otra forma de determinar el momento de paso de un esquema a otro es calculando el ángulo de que tendría la fundación para que se produzca la R_{\max} .

Despejando “e” de las ecuaciones anteriores, se obtiene:

$$tg.\alpha_1 = \frac{H_1'(h + D)}{K_v \left[\frac{BL^3}{12} + \eta \frac{BD^3}{12} \right]}$$

que nos indica el ángulo para el cual se ha desarrollado totalmente la resistencia friccional en el fondo.

Si se compara este valor de $tg \alpha_1$ con el valor de giro límite permitido para la fundación (por ejemplo $tg \alpha = 0.01$), se pueden dar las siguientes situaciones:

- Si $tg \alpha_1 \geq tg \alpha$ implica que al deformarse la fundación el ángulo α permitido, todavía no se ha llegado en la base al valor máximo de R. Se calcula empleando el momento asumiendo el giro en la base.
- Si $tg \alpha_1 < tg \alpha$ indica que antes de llegar al giro α se habrá desarrollado toda la fricción en la base y el eje de giro estará por encima de la base. En este caso se calcula el momento que considera el eje de giro en el tercio de la altura.

4.2. MOMENTO DE FONDO (Mb).

La Figura 17 muestra que el bloque, en virtud de las cargas que soporta, se asienta y gira. Esto determina que penetra en el lado donde influye la acción del giro por efecto de las fuerzas horizontales exteriores.

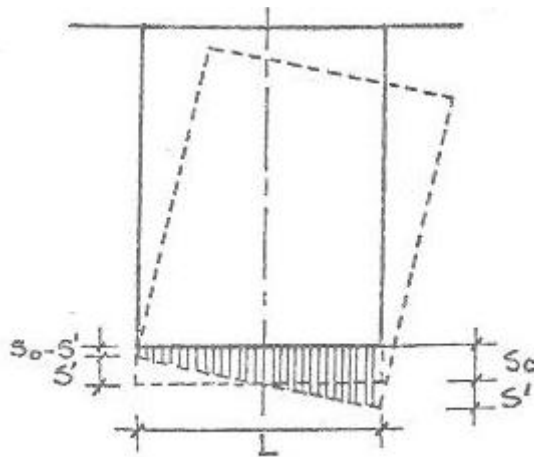


Figura 17 Cálculo del momento de fondo

Esta penetración, la suponemos formada por dos valores S_0 y S' . La profundidad de penetración S_0 a lo largo de toda la base, es resultado de la acción de las cargas verticales. Se puede determinar mediante la fórmula:

$$S_0 = \frac{N}{B L K_v}$$

N = resultante carga verticales.

L; B = superficie de apoyo del bloque.

K_v = índice de compresibilidad vertical de estrato de apoyo.

Bajo la acción de las fuerzas exteriores horizontales, que actúan en el poste. El bloque gira alrededor de un eje, un ángulo α , penetrando un valor S' en el suelo en el lado de la fuerza y levantándose en el lado opuesto en la misma magnitud.

La reacción que se opera en el fondo de la excavación es, lógicamente, igual a N . Es decir que el volumen del prisma trapezoidal representativo de las presiones de contacto en el plano de apoyo, es igual a N . Se generará por ende un momento M_b que será igual a la fuerza de reacción N , por la excentricidad e , tal como se muestra en la Figura 18.

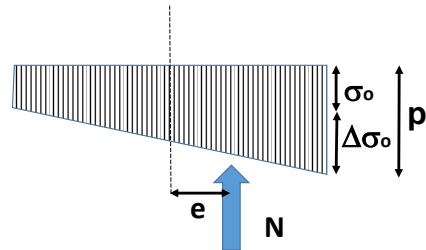


Figura 18 Diagrama de presiones de contacto de fondo

Entonces resulta:

$$M_b = N \cdot e \quad ; \quad \Delta\sigma = \frac{6Ne}{BL^2} \quad ; \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{S'}{L/2} = \frac{\frac{\Delta\sigma}{k_v}}{L/2} = \frac{\frac{6Ne}{BL^2 k_v}}{L/2} = \frac{12Ne}{BL^3 k_v}$$

$$M_b = \frac{BL^3}{12} k_v \operatorname{tg} \alpha$$

Resultando el valor de máximo:

$$\sigma_{max} = \sigma_0 + \Delta\sigma = p_2 = \frac{N}{LB} + k_v \frac{D}{2} \operatorname{tg} \alpha$$

La posición extrema se caracteriza cuando:

$$S_0 - S' = 0$$

Indicando que no hay tensiones en uno de los bordes de la base. El ángulo correspondiente se puede calcular de la siguiente forma. En el extremo penetra $2S_0$ y en el otro $S=0$.

$$L \cdot \operatorname{tg} \alpha_2 = 2 S_0 \text{ y siendo } S_0 = \frac{N}{L \cdot B \cdot K_v}$$

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{2 \cdot N}{L^2 \cdot B \cdot K_v}$$

Este es el máximo ángulo de inclinación del bloque en el terreno para el cual el todo la superficie $L \times B$ esta comprimida. Para ángulos mayores el bloque se levantará, quedando un diagrama triangular.

Cuando la base se levanta más todavía no tocando el fondo en una parte de su superficie, como indica la Figura 19, el momento M_b – momento del fondo – se puede calcular así:

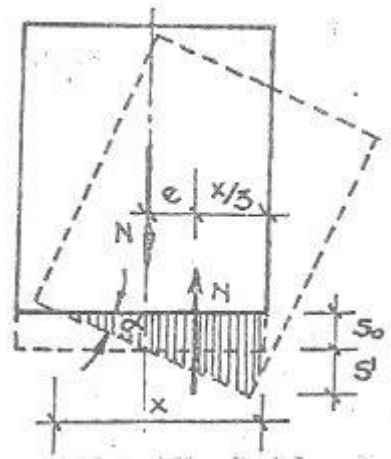


Figura 19. La base no toca el fondo de una parte de su superficie

$$M_b = N \cdot e$$

$$e = L/2 - x/3$$

$$M_b = N \cdot (L/2 - x/3)$$

El volumen del prisma de tensiones es igual a la superficie del triángulo de presiones de altura x , por la profundidad de B de la base y por el valor de la tensión unitaria σ máxima.

Ese volumen referente al valor de N :

$$N = \frac{B \cdot x}{2} \cdot \sigma_{\max}$$

El valor de σ máximo en el fondo de la excavación será:

$$\sigma_{\max} = K_v \cdot (S_0 + S) = K_v \cdot x \cdot \text{tg } \alpha$$

de donde el valor de N será:

$$N = \frac{B \cdot x}{2} \cdot K_v \cdot x \cdot \text{tg } \alpha \quad ; \quad N = x^2 \cdot \frac{B \cdot K_v}{2} \cdot \text{tg } \alpha$$

de donde se obtiene el valor de x :

$$x = \sqrt{\frac{2N}{B \cdot K_v \cdot \text{tg } \alpha}}$$

En consecuencia, el momento en la base puede expresarse como, M_b :

$$M_b = N \left(\frac{L}{2} - \frac{1}{3} \sqrt{\frac{2N}{B \cdot K_v \cdot \text{tg } \alpha}} \right)$$

$$M_b = N \left(\frac{L}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{N}{B \cdot K_v \cdot \text{tg } \alpha}} \right)$$

La tensión máxima en el extremo será:

$$p_2 = \sqrt{\frac{k_v 2 N t g \alpha}{B}}$$

4.3. CONSIDERACIONES COMPLEMENTARIAS.

Lo precedente ha sido desarrollado para el caso más usual de un bloque rígido con sección rectangular o cuadrada, obviamente no es la única, existen otras forma de secciones (circular, o con ensanches en la base y en la cima) para los cuales el método de Sulzberger también ha dado solución.

Debe quedar también claro que este método tiene como limitación la de modelar o asimilar el comportamiento del suelo al espacio de Winkler.

Aunque este comportamiento es aplicable a un número importante de suelos, está muy lejos de la realidad si, por ejemplo, se lo aplica a una arcilla preconsolidada, pues en esta el módulo balasto no crece con la profundidad sino que tiene un valor constante desde la superficie misma del terreno. Se deberá, por lo tanto, tener cuidado en la aplicación del método y no generalizarlo a todos los suelos.

En la bibliografía que se presenta más adelante se pueden encontrar diversos métodos de cálculos, con hipótesis diferentes y podrán resolverse aquellos casos particulares que por razones de contenido y alcance no se han desarrollado en el presente capítulo. Se ha presentado solamente uno de los métodos más conocidos, y en el caso más general de sección rectangular y en tiro perpendicular a la cara, pero habida cuenta que no es el único, ni el mejor.

4.4. PROCEDIMIENTO DE CALCULO.

Se desarrolla a continuación una secuencia de cálculo de verificación para el caso de una fundación en bloque de hormigón. Con las variantes correspondiente, el procedimiento es totalmente análogo para otros tipos o formas de bloques de fundación.

4.4.1. DATOS.

Como datos de partida, se dispone generalmente, de las características de la línea de Alta Tensión, y del suelo en la que se emplazará. Dentro de las primeras, podemos citar, altura de los postes, vanos entre ellas, peso de los conductores, aisladores, cables de guardia, riostras y crucetas, fuerzas exteriores (viento-sismo) y su punto de aplicación (diversas hipótesis), fuerza de tiro, etc.

Entre las características del suelo, se pueden contar, tipo de suelo, parámetros intrínsecos ("φ" y "c"), o bien $K_{(30 \times 30)}$, profundidad del nivel freático, etc.

4.4.2. ELECCION DEL POSTE.

En función de la altura, y el esfuerzo máximo en la cima, (este se obtiene por combinación análisis de hipótesis), obtenemos el diámetro en la cima (d_s) y el peso G_1 del poste (se puede interpolar). La

Tabla 3 se refiere a postes de sección circular. En la altura se considera la longitud empotrada, ya que ese peso también actúa.

Tabla 3. Parámetros característicos en postes circulares.

		300	350	400	450	500	550	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1600	1700	
Diámetro en la cima (cm.)																		
18			22	24	24	25	25	26	27	28	29	30	31	32	33	36	37	
530	630	640	700	750	800	835	910	950	1010	1080	1180	1215	1255	1500	1550			
585	710	730	760	800	830	870	985	1050	1110	1180	1275	1315	1360	1620	1680			
635	775	815	825	860	870	910	1070	1150	1220	1290	1380	1430	1470	1760	1930			
690	825	915	925	960	970	1050	1155	1225	1325	1430	1490	1540	1590	2000	2060			
740	870	1020	1030	1070	1080	1200	1245	1300	1440	1580	1600	1650	1700	2040	2190			
508	950	1100	1110	1180	1200	1285	1335	1390	1545	1700	1730	1760	1815	2230	2340			
860	1020	1170	1175	1300	1325	1375	1435	1500	1660	1830	1840	1875	1930	2420	2490			
920	1170	1300	1320	1390	1470	1550	1615	1690	1820	1960	1980	2025	2115	2570	2640			
970	1300	1410	1460	1480	1690	1750	1800	1890	1995	2100	2150	2180	2300	2730	2800			
1090	1350	1505	1525	1620	1700	1840	1900	2050	2150	2250	2280	2340	2440	2875	3050			
1200	1390	1590	1600	1770	1780	1950	2020	2215	2310	2420	2450	2500	2580	3020	3320			
1270	1520	1685	1700	1860	1870	2040	2180	2340	2450	2550	2590	2650	2730	3210	3470			
1330	1640	1770	1780	1970	1980	2150	2360	2480	2590	2700	2750	2800	2880	3400	3620			
1470	1740	1880	1930	2060	2090	2260	2420	2530	2690	2840	2890	2950	3040	3640	3850			
1565	1830	1970	2080	2170	2205	2375	2500	2600	2800	3000	3050	3100	3200	3880	4080			
1655	1960	2140	2190	2265	2300	2480	2630	2740	2930	3120	3160	3220	3410	4070	4230			
1730	2075	2290	2305	2375	2405	2590	2765	2890	3070	3255	3290	3350	3620	4400	4600			
		2450	2550	2650	2700	2900	2950	3050	3150	3400	3660	3760	3880	4850	5150			
				2900	3040	3180	3280	3380	3500	3960	4200	4300	4500	5400	5550			
				3150	3300	3450	3550	3840	4100	4300	4600	4700	5000	5800	6000			
						3750	4000	4150	4500	4620	5100	5300	5460	6350	6450			
							4330	4360	4850	5200	5600	5700	5850	6700	7250			
							4640	4850	5100	5600	5950	6100	6250	7300	7750			
								5350	5500	5960	6300	6550	6850	7800	8250			
								5750	5850	6400	7000	7200	7450	8350	8700			

Esf. en la cima- Kg.	Altura tot. del poste
	7.00
	7.50
	8.00
	8.50
	9.00
	9.50
	10.00
	10.50
	11.00
	11.50
	12.00
	12.50
	13.00
	13.50
	14.00
	14.50
	15.00
	16.00
	17.00
	18.00
	19.00
	20.00
	21.00
	22.00
	23.00

Conocido d_s , se puede establecer d_{max} (máximo diámetro dentro del bloque D), asumiendo que la pendiente es del 1.5%. Para estos cálculos, se necesita considerar la longitud empotrada, que oscila en un 10% de la altura exterior (h), por lo que queda:

$$H_t = 1.10 \times h$$

$$D_{s_{max}} = d_s + 0.015 h_t$$

4.4.3. PREDIMENSIONAMIENTO.

Es recomendable, recubrir al poste en, por lo menos, 0,15 metros hacia los costados, y 0,30 metros en el fondo. Con estas consideraciones, se fijan las dimensiones mínimas del bloque, en ancho y en su profundidad. En primera aproximación se pueden asumir estas, u otras mayores en función de la experiencia. En conclusión:

$$B \geq B_{min} = d_{s_{max}} + 2 \times 0.15 \text{ m}$$

$$D \geq D_{min} = 0.10 \times h + 0.30 \text{ m}$$

4.4.4. FUERZAS VERTICALES (N)

El peso total será la suma del peso del poste (

Tabla 3; G_1), del peso de cables, crucetas, aisladores, etc. (dato de partida, G_2) y el peso del bloque de fundación (G_3). Este último peso se obtiene con las dimensiones fijadas previamente.

$$G_3 = \left[D L B - \frac{\pi d_{s,max}^2}{4} 0,10 h \right] \gamma_H$$

$$N = G_1 + G_2 + G_3$$

4.4.5. DETERMINACION DE PARAMETROS DEL SUELO

a. Índice de compresibilidad.

Para la etapa de anteproyecto, y en este caso, se puede utilizar la Tabla 1, adoptándose los valores correspondientes de K_{30} , mediante una interpolación lineal.

En el caso de proyecto ejecutivo, o en la faz definitiva de la construcción, a los fines de verificación, se recomienda realizar los ensayos de placa de carga correspondientes, o relacionar los mismos con los parámetros intrínsecos del suelo (ϕ y c) mediante ensayos adecuados.

b. Cálculo de la tensión admisible.

En función de los valores de ϕ y c , o del SPT (Standard Penetration Test, Terzaghi), se puede determinar el valor de la tensión admisible, ya sea con criterio de rotura o de deformación, tal como se realiza para una cimentación de carácter superficial, con inclusión o no de correcciones por efecto de profundidad.

Considerando que el bloque de cimentación trabaja como un elemento superficial, se debe verificar la tensión en 2 puntos, en el fondo de la base, y a una profundidad igual a $D/2$. Se debe comparar las tensiones que se producen, tanto por hundimiento en el plano de apoyo, como por aplastamiento del terreno confinante, respecto de los valores considerados de rotura. En el caso de considerar una variación lineal del módulo del suelo, el diagrama de presiones es una parábola, con la máxima tensión en la mitad de la altura del bloque. (suelo arenoso-incoherente ideal).

Se emplean las ecuaciones de Terzaghi de capacidad de carga:

$$q_{c1} = 1,3 c N_c + \gamma \frac{D}{2} \cdot N_q + 0,4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

$$q_{c2} = 1,3 c N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0,4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

$$\sigma_{adm} = \frac{q_c}{\nu} \quad \text{con} \quad \nu \geq 3$$

Si se emplean resultados del ensayo de penetración, se pueden aplicar las ecuaciones de correlación vinculadas con la identificación de la tensión admisible.

4.4.6. MOMENTO EQUILIBRANTE LATERAL

Se calcula en primera instancia, la fuerza (H'_1) según la ecuación empleada para la ubicación de la posición del punto de rotación, según la siguiente expresión:

$$H'_1 = \frac{N \operatorname{tg} \delta + a B L}{\frac{(h + D) 2 D^2 \eta}{L^3 + D^3 \eta} - 1}$$

donde:

δ = ángulo de rozamiento suelo-hormigón $\cong 2/3 \phi$

a = adherencia por cohesión en el contacto entre suelo y estructura.

$$\eta = \frac{K_v}{K_D}$$

a.- Si $H < H'_1$

Considerando que el giro límite es $\operatorname{tg} \alpha = 0,01$, se calcula M_e por la fórmula

$$M_e = \frac{BxD^3}{12} K_D \times 0,01$$

y se determina la presión máxima sobre la pared del bloque, a la altura ($D/2$), como

$$P_1 = \frac{K_D x D}{4} \times 0,01 \leq \sigma_{adm1}$$

Si esta condición no se cumple, se deberá redimensionar el bloque en cuanto a su profundidad (D), y realizar todos los pasos previos nuevamente.

b.- Si $H > H'_1$

El centro de giro se encuentra en el interior del bloque de cimentación, en consecuencia, el momento de empotramiento lateral responde a la fórmula

$$M_e = \frac{BxD^3}{36} \times K_D \times 0.01$$

Y la presión lateral vale:

$$P_1 = \frac{K_D \times D}{9} \times 0.01 \leq \sigma_{adm1}$$

Igualmente, si la condición de desigualdad anterior no se cumple, se debe proceder el redimensionado.

4.4.7. MOMENTO DE FONDO.

Se calcula $\text{tg } \alpha_2$ de giro en la base y se la compara con el valor límite, o sea por lo tanto:

$$\text{tg } \alpha_2 = \frac{2N}{L^2 \times B \times K_v} < 0 > 0,01$$

a.- Si $\text{tg } \alpha_2 \geq 0.01$:

En este caso, toda la superficie tiene compresiones o sea el diagrama en general es trapecial o, en el límite triangular, pero con el eje neutro tangente a la sección de fondo. Por ello el momento de empotramiento de fondo (M_b) se obtiene por la ecuación:

$$M_b = \frac{B \times L^3}{12} \times K_v \times 0.01$$

Se verifica la tensión en el fondo del bloque:

$$p_2 = \frac{N}{BL} + L k_v 0,005 \leq \sigma_{adm,2}$$

Si no se cumple, se debe redimensionar, cambiando L o B, y realizando todos los pasos previos, hasta este punto.

b.- Si $\text{tg } \alpha_2 < 0.01$:

En este caso el diagrama de presiones de contacto es triangular en la base, y el eje neutro corta la sección de fondo. La fórmula del momento de fondo es:

$$M_b = N \left(\frac{L}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{N}{B k_v \text{tg } \alpha}} \right)$$

y la tensión en el fondo:

$$p_2 = \sqrt{\frac{k_v 2 N 0,01}{B}} \leq \sigma_{adm,2}$$

4.4.8. VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD

Obtenidos M_e y M_b , se establece la relación $\beta = \frac{M_e}{M_b}$, y el momento de vuelco (M), producido por la carga H, referido al centro de rotación. El momento M, se calcula para una profundidad "2/3 D", cuando M_e es resultado del giro en el interior del bloque, y en cambio

se calcula para la profundidad "D", si M_e se obtiene considerando el giro en la base del bloque.

a.- Si $\beta \leq 1$:

Se encuentra el coeficiente de seguridad "F", de la Tabla 2, y se averigua si:

$$M_b + M_e \geq F \times M$$

Si se cumple, esta verificada la estabilidad, si así no ocurriere se deberá redimensionar el bloque y recalculer todo el proceso.

b.- Si $\beta > 1$:

Sólo se debe verificar que:

$$M_b + M_e \geq M$$

Con las mismas consideraciones que en el punto "a".

5. TORRES CON SOPORTES MÚLTIPLES Y/O ARRIENDADAS

Con la finalidad de reducir los costos de las estructuras de alta tensión de gran extensión, es factible emplear soportes múltiples (Figura 20 a), y/o riendas de anclaje que por ser isostáticas tienen una gran adaptabilidad frente a posibles desplazamientos de sus fundaciones. Las estructuras arriendadas generalmente se resuelven con un apoyo articulado al centro arriostrado con riendas ancladas a placas a muertos de anclaje en el suelo (Figura 20 b).

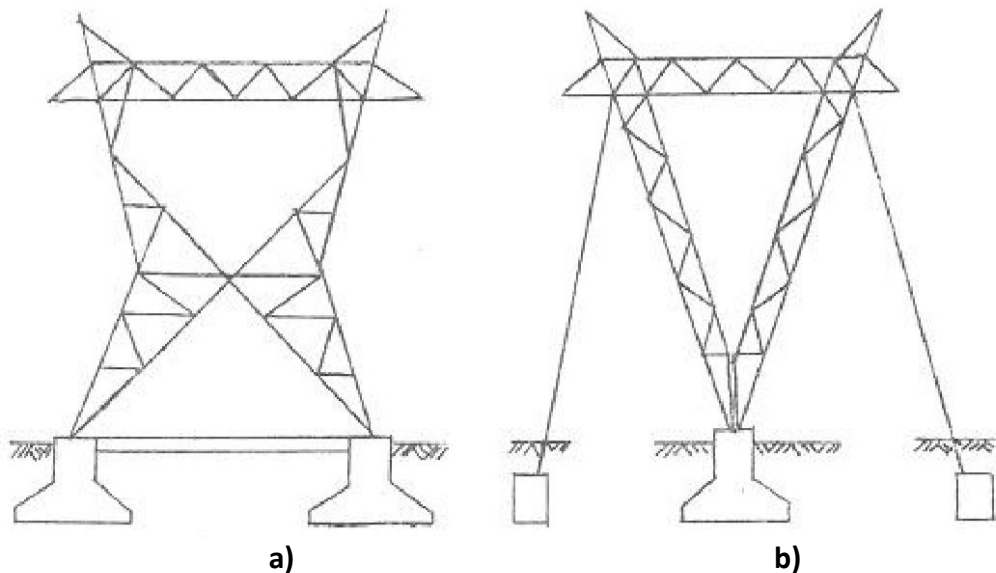
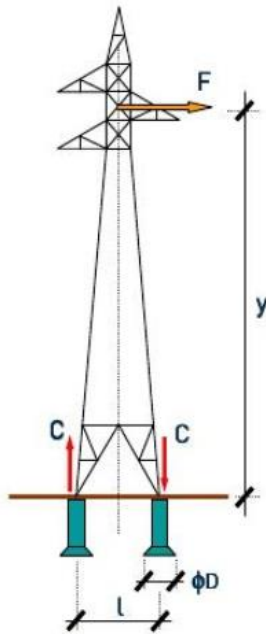


Figura 20. Torres fundadas con múltiples apoyos y torre arriendadas

Las fundaciones de torres de múltiples soportes generalmente son zapatas aisladas o pozos cortos acampanados. Las solicitaciones en cada una de las fundaciones de torre consisten en considerar las fuerzas verticales combinando también a la vez las fuerzas transversales horizontales. El momento global generado por la fuerza horizontal actuando en la punta de

la torre deberá ser equilibrado por una cupla que produce fuerzas verticales de arrancamiento y compresión tal como se muestra en la Figura 21.



$$F \cdot y = 2 \cdot C \cdot l$$

$$\therefore C = \frac{F \cdot y}{2l}$$

Figura 21. Fuerzas verticales en una torre de 4 patas

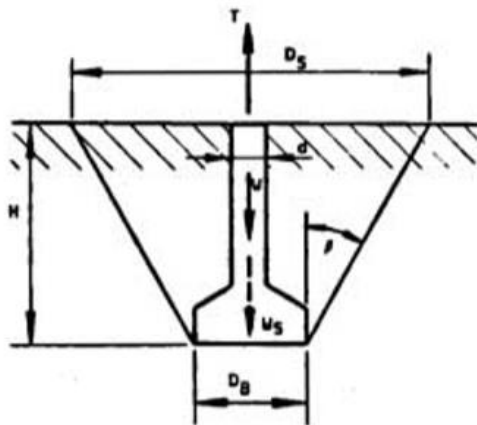
En el caso de las arriendadas, la base central tiene las mismas características ya descritas, anexándose solamente la verificación de los anclajes de la rienda. A consecuencia de la flexibilidad de los amarres, las fundaciones están sometidas a tracción pura.

Una vez conocida las acciones sobre las fundaciones, el cálculo se realiza por los métodos convencionales ya estudiados en la materia, con la particularidad de que debe verificarse el "arrancamiento" o extracción del cimiento.

El comportamiento de las cimentaciones sometidas a fuerzas de tracción depende de muchos factores, tales como la naturaleza del suelo, forma de instalación de la cimentación, geometría, rozamiento de la misma con el suelo y rozamiento suelo-suelo. La resistencia al arranque de una cimentación sometida a esfuerzos de tracción viene dada como suma del peso de la misma, el peso del terreno encerrado en la superficie de rotura y la resistencia a la fricción a lo largo de ésta. La forma de la superficie de rotura es la que determina el mayor o menor valor de la fuerza máxima a tracción capaz de soportar la cimentación.

Numerosos ensayos a escala real permiten asimilar la superficie de arrancamiento a un tronco de cono que parte de la parte inferior de la base formando sus generatrices con la vertical un ángulo β (Figura 22) que a los fines prácticos puede tomarse como $2/3$ de ϕ con un límite máximo de 30° .

Dado que la resistencia friccional sólo actúa si existe una fuerza normal a la superficie, en el límite cuando se pide el contacto entre las superficies, la resistencia última al arrancamiento simplificada puede calcularse como el peso de la masa de suelo movilizado por el cimiento arrancado por encima de la cota de fundación más el peso propio de la fundación

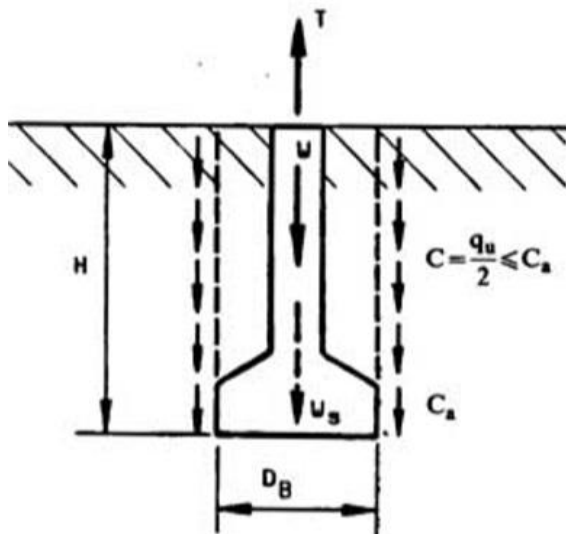


$$Tu \leq W_s + W_f$$

W_s : peso del suelo movilizado
 W_f : peso de la fundación

Figura 22. Resistencia de arrancamiento de un cimiento sometido a tracción en suelo friccional

En suelos cohesivos, con poco o ningún ϕ , no se llega a movilizar el cono invertido. En este caso se considera que se moviliza un cono de diámetro igual a la base (Figura 23), contando para la resistencia con el peso del cimiento, el suelo interior al cilindro y la resistencia lateral conferida por la adherencia entre el suelo y el hormigón del cimiento y la resistencia al corte del cilindro de suelo.



$$Tu \leq W_s + W_f + \pi D_B H \cdot C_a$$

W_s : peso del suelo movilizado
 W_f : peso de la fundación
 C_a : adherencia entre el suelo y el hormigón

Figura 23. Resistencia de arrancamiento de un cimiento sometido a tracción en suelo cohesivo

6. BIBLIOGRAFIA

- Cestelli Guido .Geotécnica a Técnica delle Fordazione II. Cap. 13 Met. de Plock. Cap. 17 Pozo y bloque de Fundación.
- Dembicki et all (1978). Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Public N° 360. Stabilité des Massifs de Fondation Soumis a un moment de renversement. (Método del estado límite).
- Deton Kalender (1977) Cálculo de bases excéntricas.

- Jimenes Salas, Geotécnica y Cimientos III. Cap. 2. Bloques de fundación sección cuadrada y circular, suelos arenosos y cohesivos, Método del estado limite.
- Maciejewski (1964). Revista Electrotécnica Marzo Abril. Método de Sulzberger (Bloque y Bloque c/zapata).
- Revista Electrotécnica Marzo (1975). Calculo de Fundaciones para líneas de transmisión de energía eléctrica por el método de Sulzberger.
- Rodriguez Ortiz. Curso aplicado de Cimentaciones. Colegio oficial de Arq. de Madrid. Cap. 3 Met. de Plock.
- Scarcella. (1982). Revista Vivienda 244. Cálculo de bases sometidas a esfuerzo normal y momento en dos direcciones. (Programa H-P 41-C).
- UNC (1980). Apunte de la Cátedra de Fundaciones y Construcciones de Albañilería. T.P. Nº 8. Método de Sulzberger (bloque y bloque con zapata) y Calculo de base por Método de Pohl.
- Algunos casos particulares. (Fundación tipo zapata invertida, Momento de vuelco en plano diagonal).