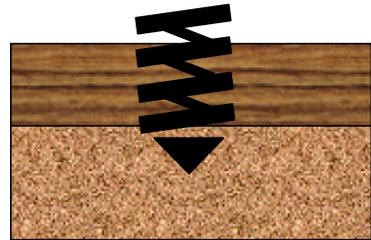


PROLOGO



El libro está dirigido a estudiantes del último curso de Geotecnia en las carreras de Ingeniería Civil e Ingeniería en Construcciones de las curriculas de estudio de la Universidades Argentinas y a los profesionales de la Ingeniería Civil y la Arquitectura no especializados en Geotecnia Aplicada, que deseen comenzar a interiorizarse en los fundamentos de la misma.

El texto pretende ser un compendio actualizado de los rudimentos que todo profesional necesita para encarar proyectos y obras que contemplen su instalación en un terreno determinado.

Al comenzar el estudio de un tema determinado surgen, una serie de preguntas, las que en el caso de la Ingeniería de Fundaciones, pueden sintetizarse como sigue:

- Si el hombre ha construido obras desde antiguo, aún antes que esta disciplina existiese como tal, ¿Por qué particularizar en la Geotecnia Aplicada?
- ¿Qué nuevos conocimientos aportará?
- ¿Esta disciplina es nueva o tan antigua como la ingeniería misma?
- ¿Cuál es su alcance?

Las respuestas pueden ser tan largas y complejas como el espacio disponible para escribir acerca de ellas.

Se intentará contestar a las mismas, de la forma más resumida posible.

Con este texto no se pretende formar especialistas en un campo tan amplio y complejo como la Geotecnia.

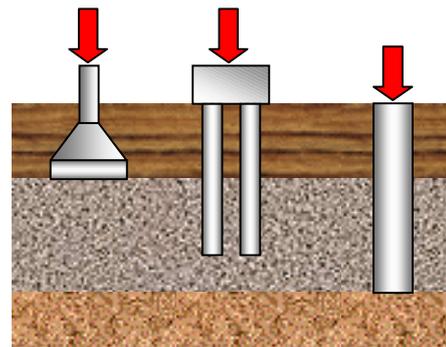
Por el contrario se intenta aportar una serie de criterios que permitan resolver los problemas más habituales, en el diseño, cálculo y construcción de fundaciones superficiales, semi-profundas y profundas, así como de las estructuras de contención y otras obras enterradas.

Finalmente se pretende brindar los conceptos fundamentales y el léxico técnico suficiente para posibilitar la comunicación entre el profesional proyectista o constructor, y el Ingeniero Civil especializado en Geotecnia, pudiendo, de tal modo, afrontar en conjunto problemas especiales que toda obra civil o de arquitectura demande.

Ing. Roberto Terzariol
Profesor Titular Plenario
Universidad Nacional de Córdoba

CAPITULO I

Introducción y Selección de fundación



1.1. GENERALIDADES

El hombre ha fundado puentes y edificios, construido caminos, túneles y presas, desde los albores de la humanidad. Puede citarse como ejemplo un puente de 150 m de largo con vanos de 19 m construido por el rey Nabucodonosor, sobre el río Eufrates. Este puente tenía fundaciones profundas y pilas redondeadas para minimizar el entorpecimiento del curso del agua (Ref. 1). También puede citarse al puente construido por Julio Cesar para cruzar el Rin en su célebre campaña de Germania (ver figuras 1 y 2)



Figura 1

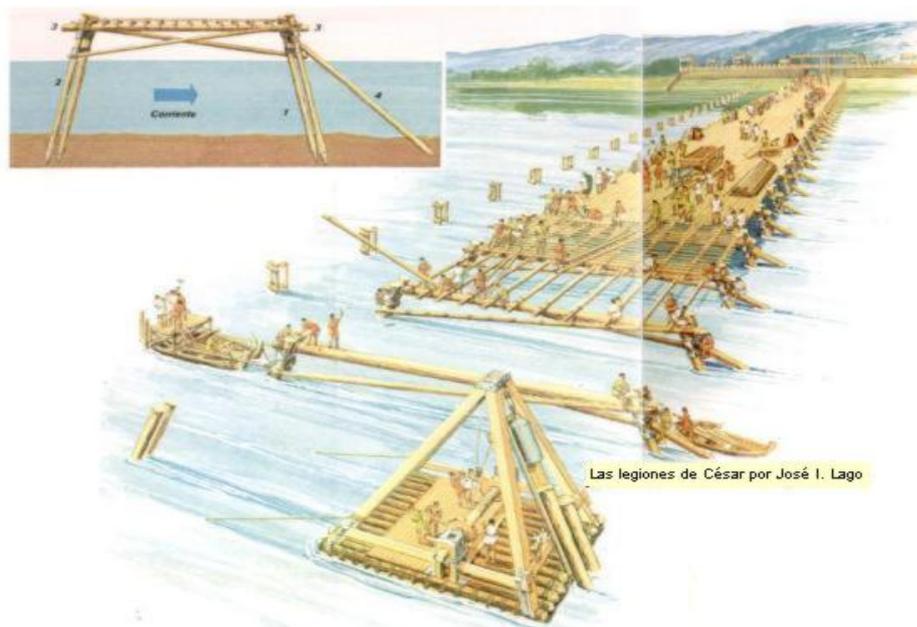


Figura 2

Si bien estas obras fueron realizadas por grandes constructores los aspectos referidos a la Geotecnia fueron abordados como un arte transmitido de generación en generación mediante una serie de recomendaciones basadas en las experiencias de obras construidas y los errores detectados.

Pese a ello, de tanto en tanto, se han realizado intentos por explicar la interacción entre las estructuras y el suelo sobre las que se asientan. Pueden citarse los aportes al cálculo del empuje de los suelos realizados por Rankine, Coulomb y otros, en los siglos XVIII y XIX.

Así se avanzó hasta que la magnitud de las obras y la constante necesidad de adecuar sus costos a las disponibilidades económicas, sumado al natural deseo humano por avanzar en el conocimiento, llevó a que a comienzos del siglo XX surgiera el estudio sistemático de la Geotecnia y adquiriera características de ciencia diferenciada dentro del universo de la Ingeniería Civil.

La ejemplificación puede ser la mejor manera de comprender la necesidad de esta ciencia. Para ello se analizará en forma sucinta las fundaciones de una obra realizada a comienzos del siglo XX en nuestro país.

A comienzos de la década de 1930, es decir antes que la Geotecnia se enseñara en las escuelas de ingeniería, se construyó en la ciudad de Buenos Aires el puente Presidente Uriburu sobre el Riachuelo (Ref. 2). Para esa época ya se habían construido en la misma zona una serie de puentes, por lo que se conocía, aproximadamente, el perfil de suelos y existían técnicas constructivas, para las fundaciones, que habían dado excelentes resultados.

Un perfil generalizado de suelos en el Riachuelo, muestra un estrato de aproximadamente 20 m de espesor, formado por arcillas limosas muy blandas con lentes de arenas finas sueltas y conchillas que denotan su origen sedimentario marino. Debajo del estrato arcilloso se ubica un horizonte de gran espesor constituido por arenas amarillentas, muy compactas y con una excelente capacidad de carga.

La fundación más común para las pilas y estribos era, la de cilindros excavados atravesando las arcillas blandas y apoyados sobre las arenas inferiores, o bien pilotes hincados hasta penetrar en las mismas arenas. La elección entre una y otra fundación se daba en función de la magnitud de las cargas y de la facilidad constructiva.

Dadas las restricciones económicas que imperaron a nivel mundial en la década de 1930, para el puente en cuestión, se adoptó una fundación mixta. Se emplearon cilindros excavados para las pilas centrales, mientras que para las rampas, recintos y escaleras se optó por pilotes prefabricados e hincados, de diversa longitud, aprovechando la capacidad friccional de los suelos arcillosos, sin llegar a las arenas inferiores.

Por su parte los muros de contención de los terraplenes de acceso fueron fundados superficialmente, con tensiones de trabajo bajas, incluso menores que las que transmitían los cimientos de las viviendas vecinas.

Los ingenieros, intuyeron que se producirían asentamientos, sin llegar a cuantificarlos, y supusieron que los componentes de los accesos, por su "flexibilidad", acompañarían los "hundimientos que fatalmente" se iban a producir. Por este motivo se estimó conveniente prever un recrecido de los terraplenes a medida que avanzaban los asentamientos.

Es decir conocían los riesgos, pero no podían calcularlos, aún así decidieron afrontarlos.

En el caso de las pilas apoyadas sobre los cilindros no hubo problemas de asentamientos. Durante las excavaciones que demandó su construcción se produjo la inclinación de uno de los cilindros con "un inexplicable" ingreso de material desde el fondo al atravesar un lente de arena suelta. Esto obligó a interrumpir el bombeo, llenando el recinto con agua, antes de corregir el defecto y continuar la excavación.

En la zona de accesos, por su parte, se produjeron asentamientos del orden de 28 cm, aún en las zonas piloteadas, bajo cargas inferiores a las de diseño.

Esto no pudo ser adecuadamente explicado por los profesionales intervinientes, ya que los pilotes hincados habían sido ensayados individualmente, bajo una carga igual al doble de la carga de diseño, sin deformaciones importantes.

El asentamiento de los muros fundados superficialmente también fue notablemente superior a los registrados en viviendas cercanas fundadas a la misma cota con tensiones de trabajo aún superiores.

El lector de este texto, habiendo realizado los cursos básicos de Geología para Ingenieros y Mecánica de Suelos, está en condiciones de comprender lo sucedido.

- Durante la excavación del cilindro citado al llegar al lente de arenas sueltas, se produjo sifonaje con el consiguiente arrastre de material arenoso.
- La arcilla blanda presentaba gran resistencia friccional, pero la sobrecarga producida por los terraplenes de acceso provocó su consolidación y la consiguiente recarga de los pilotes por fricción negativa. Al no existir una reacción de punta, por tratarse de pilotes flotantes, se produjeron los hundimientos señalados.
- Finalmente, si bien las fundaciones superficiales de los muros de contención provocaban una tensión de trabajo menor que las viviendas vecinas, su área de contacto era mucho mayor y por ende sus asentamientos.

Hoy, gracias al avance de la Geotecnia, podríamos calcular con cierta aproximación los asentamientos por consolidación, la recarga por fricción negativa, la seguridad ante el sifonaje y los asentamientos en función del tamaño de la base.

Pese a ello las soluciones adoptadas en su momento, teniendo en cuenta los aspectos económicos y tecnológicos, de aquella época, parecen lógicas y se las usa aún hoy para cierto tipo de obras.

Pero gracias al estudio sistemático de la geotecnia se han desarrollado procedimientos tecnológicos que permiten construir otros tipos de pilotes, profundizar las pantallas para evitar el sifonaje o herramientas de gabinete para diseñar los terraplenes y muros de contención, sobre suelos blandos, minimizando los riesgos de asentamientos.

Como se ve en el ejemplo citado, siempre se construyeron obras importantes aún ignorando los principios básicos de la Geotecnia, y muchas de estas obras perduran hoy en día, pero sólo en la actualidad podríamos cuantificar el margen de seguridad que presentan los diferentes procedimientos, y por consiguiente su capacidad de utilización.

En definitiva si se acepta, que la Ingeniería es "el arte de tomar decisiones adecuadas para un problema dado" (Ref. 3), los aportes de esta disciplina, pueden ampliar el abanico de respuestas ante las decisiones que el profesional debe tomar.

I.2. TIPOS DE FUNDACIONES

Existen básicamente dos tipos de fundaciones, a las que eventualmente puede sumarse un tercer tipo.

La división más elemental separa a las fundaciones en superficiales o directas y profundas o indirectas. Como la separación entre ambas no es una línea claramente definida, sino que existe una zona de transición, donde aparece un tercer grupo denominado fundaciones semi-profundas. En la figura 3, se aprecia esquemáticamente esta división.

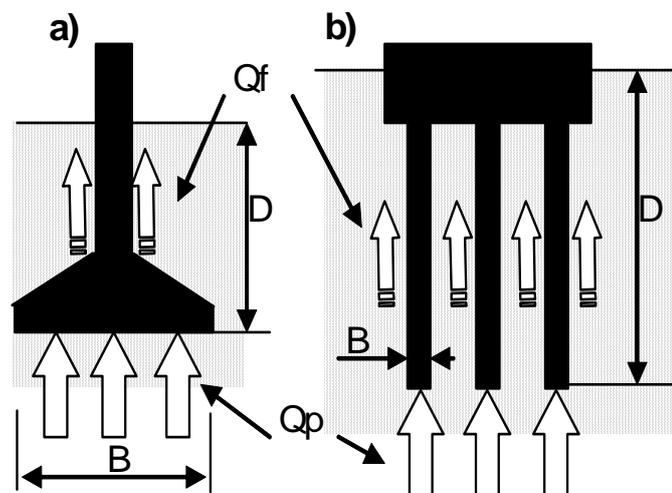


Figura 3

La figura 1.a, esquematiza una fundación superficial o directa, mientras que en la 1.b, un profunda o indirecta.

Lo que las diferencia entre sí, es una combinación entre profundidad relativa (D/B) y forma de trabajo (Q_p y Q_f).

En cuanto a la forma de trabajo, todo tipo de fundación sometida a una carga externa reaccionará, por estar embebida en el suelo, mediante fuerzas friccionales (Q_f) a lo largo de la superficie lateral y fuerzas de punta (Q_p) actuando en la superficie de la base.

En general puede decirse que las fundaciones superficiales transmiten la carga al suelo principalmente por la base siendo despreciable la colaboración lateral.

En las fundaciones profundas la fricción lateral, en general, no es despreciable y en algunos casos puede ser más importante que la resistencia de punta, al menos bajo las cargas de servicio.

Todo esto se vincula con la denominada profundidad relativa, ya que fundaciones con una relación entre profundidad y ancho (D/B) menor que 1 ó 2, la colaboración friccional es despreciable. Por su parte cimientos con relaciones $D/B > 5$ con seguridad aportarán una resistencia friccional apreciable, además de la resistencia de punta.

Como puede verse existe un rango de D/B comprendido entre 2 y 5, donde a priori es bastante difícil predecir si la fundación se comportará preponderantemente como directa o indirecta. Estas son las llamadas fundaciones semiprofundas.

Fundaciones superficiales

Dentro de las fundaciones superficiales existen diversos tipos (figura 4).

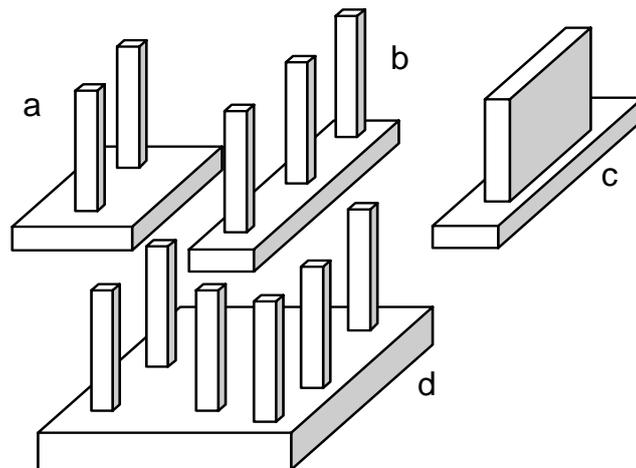


Figura 4

La figura 4.a esquematiza una zapata combinada o vinculada para 2 columnas (columnas muy próximas o medianeras), en 4.b y 4.c se muestran zapatas corridas o plantillas, bajo columnas, muros o tabiques y por último en 2.d. se indica una base común para 3 o más columnas y muros no necesariamente alineados, que se denomina platea.

Fundaciones profundas

Las fundaciones profundas se diferencian entre sí por los modos de construcción. En general todas se denominan pilotes, independientemente de su sección transversal, aunque en la práctica ingenieril persistan otras denominaciones (pozos romanos, pilotines, etc.) para algunos tipos de pilotes, pero que en rigor no encuentran justificativos técnicos.

Básicamente existen pilotes excavados y luego hormigonados in situ (con o sin ensanche inferior, encamisados, en seco, bajo agua, etc.) y pilotes prefabricados (madera, metal, hormigón) y luego hincados in situ. La capacidad de carga de unos y otras difiere sustancialmente. En la figura 5 se esquematizan algunas de estas soluciones.

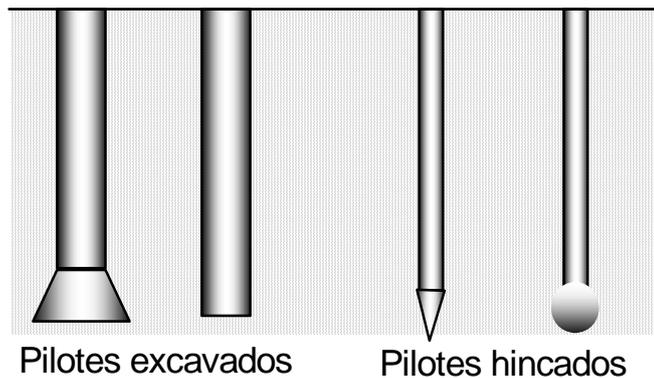


Figura 5

Fundaciones semiprofundas

En éstas pueden ser dominantes otros esfuerzos, además de las cargas gravitatorias, como ser los esfuerzos de vuelco,

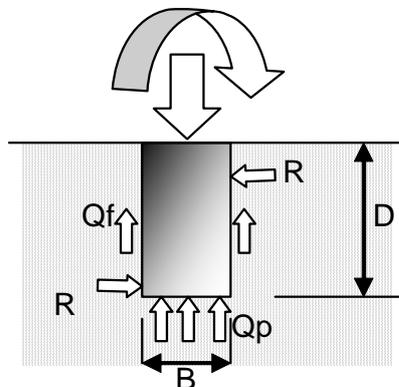


Figura 6

En la misma aparecen reacciones laterales debidas al empuje pasivo, para lograr el equilibrio. En la figura 6, se esquematiza este tipo de fundación.

I.3. ASENTAMIENTOS

El problema que rige el diseño de las fundaciones es fundamentalmente un problema de deformaciones.

El factor determinante a la hora de elegir la cota y el tipo de fundación para una obra determinada es el control de las deformaciones, que los mismos se encuentren dentro de las deformaciones que puede admitir la estructura.

Algunas de las causas de asentamientos se esquematizan en la figura 7.

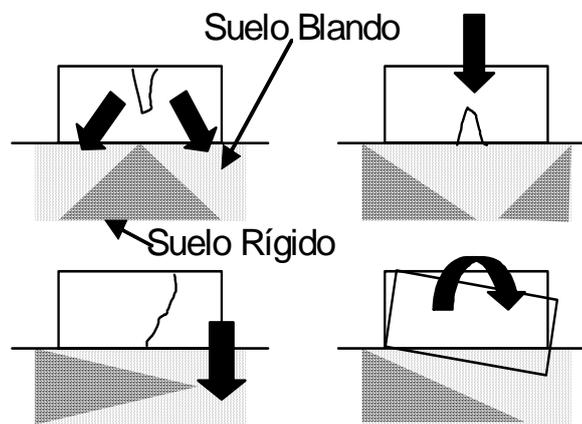


Figura 7

Existen diversos factores a tener en cuenta:

- Tiempo
- Tipología
- Magnitud
- Asentamientos admisibles

Tiempo

- a) Inmediato: es el que se produce en forma prácticamente simultánea con la aplicación de las cargas. Aparece generalmente en arenas y arcillas.
- b) Diferido: debido a la consolidación es decir la transferencia de presiones neutras a efectivas a lo largo de un tiempo más o menos prolongado. Se distingue la consolidación primaria y la secundaria (mucho más lenta). Se produce fundamentalmente en arcillas saturadas.

Tipología

- Por la dirección: pueden ser deformaciones verticales, giros, desplazamientos horizontales, etc.
- Relación con la estructura: estos pueden ser totales o diferenciales (ver figura 8). Totales (S) son los que se refieren a su magnitud respecto de la estructura original, y relativos (Δ) se refieren al asentamiento entre dos puntos de la estructura deformada. La distorsión (β) es la relación entre el asentamiento relativo y la distancia (L) que separa los dos puntos de la estructura.

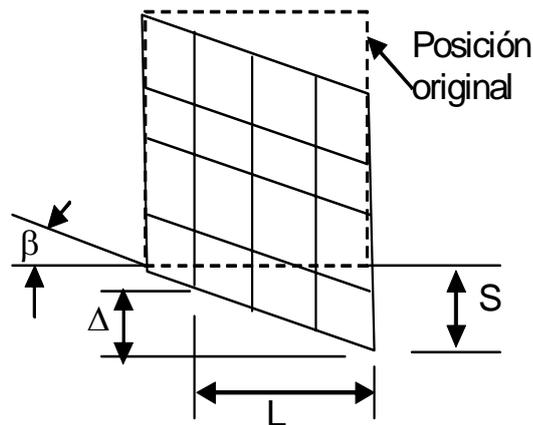


Figura 8

Magnitud

Los asentamientos pueden calcularse con los métodos desarrollados en los cursos básicos de Mecánica de Suelos (ref. 4). De acuerdo al tipo suelo los más habituales son:

- Arenas

Método de Schmertmann.

$$s = C_1 \cdot C_2 \cdot q \cdot \sum_{z=0}^{z=2B} \frac{I_z \Delta_z}{E_i}$$

Donde

- S = asentamiento
- C_1 = coef. depende del tiempo
- C_2 = coef. depende de la tapada
- q = presión neta bajo la base
- I_z = coef. de influencia estrato "i"
- Δ_{zi} = espesor del estrato "i"
- E_i = módulo del estrato "i"

- Arcillas (asentamientos inmediatos)
Método de Jambú.

$$s = \mu_1 \cdot \mu_0 \cdot \frac{q \cdot B}{E_i}$$

Donde:

- S = asentamiento
- μ_1 = dep. del esp. del estrato finito
- μ_0 = dep. de la prof. de la base
- q = presión neta bajo la base
- B = ancho de la base
- E = módulo elástico no drenado

- Arcillas saturadas (asentamientos diferidos)
Ensayos edométricos.

$$s = \sum_{i=1}^i \frac{\Delta e_i}{(1 + e_o)_i} \cdot \Delta_{z_i}$$

Donde:

- S = asentamiento
- $\Delta e_i = e_o - e_1$ (var. de rel de vacíos)
- e_{oi} = rel. de vacíos inicial
- Δ_{z_i} = espesor del estrato "i"

No se entra en mayores detalles pues estos métodos han sido estudiados con mayor detenimiento en los cursos básicos de Mecánica de Suelos.

Asentamientos admisibles

Existen criterios de admisibilidad basados en distorsiones (deformaciones relativas) y otros en asentamientos totales, pero siempre referidos a un tipo de estructura particular. A modo de ejemplo se transcribe una tabla de la norma TGL (ex Alemania Oriental) y una tabla basada en la distorsión angular según diversos autores (ref. 5):

Tabla 1
(TGL 11464 - s [cm])

Tipo de estructura	Arena Compacta	Arcilla plástica
Retícula de H.A. o acero arriostrada	2,5	4,0
Retícula hiperestática de H.A. ó Acero	3,0	5,0
Estructura isostática de H.A. ó Acero	5,0	8,0
Muros de carga simples	2,5	4,0
Muros de carga zonchados	3,0	5,0

Tabla 2
(Límites de seguridad según varios autores)

Estructura	Sowers	Bjerrum	Meyerhof
Muros de contención	--	--	1/100
Retíc. De H.A. y Ao.	1/250 1/400	1/600	1/250
Tabiques de retículas	--	1/300	1/500
Muros de carga	--	--	1/2500

Como puede verse en las tablas las estructuras isostáticas admiten distorsiones y asentamientos totales mayores que las hiperestáticas, siendo los muros de mampostería y los tabiques los elementos más sensibles ante los asentamientos.

I.4. SELECCIÓN DE COTA Y TIPO DE FUNDACION

Suele pensarse que el perfil de suelos en un sitio es el aspecto más relevante a considerar. Se verá que esto no es absolutamente cierto.

Por ejemplo se considera el caso de dos edificios diferentes, que se construirán en el mismo sitio:

- a) una estructura metálica prefabricada isostática, para una fábrica de una planta.
- b) un edificio de 15 plantas, construido en hormigón armado convencional constituido por pórticos con nudos rígidos (hiperestática).

Las cargas a transmitir por la estructura a) son notablemente inferiores a las del caso b) y los asentamientos tolerados por la primera son mayores que los de la segunda, dadas sus características constructivas (metálica e isostática).

Esto implica que la estructura a) podría fundarse sobre mantos más deformables o con tensiones de trabajo mayores que las adoptadas para la estructura b).

El caso inverso podría plantearse, en la construcción de dos puentes iguales en cuanto a cargas, luces, etc. pero construidos en dos sitios diferentes, como ser:

- a) Valle de un río de montaña.
- b) Delta de un río de llanura.

En el caso a) seguramente se encontrará el manto rocoso poco alterado a relativamente poca profundidad debajo del suelo aluvional, mientras que en el caso b) el material consolidado puede hallarse a grandes profundidades.

Evidentemente la solución de fundación en el primer caso puede ser relativamente superficial, mientras que en el segundo seguramente será profunda.

Como se aprecia en estos ejemplos, dos estructuras diferentes aún en el mismo sitio pueden presentar fundaciones de distinto tipo, mientras que dos estructuras iguales en sitios diferentes pueden tener fundaciones diferentes.

La elección de un sistema de fundación determinado, así como la determinación de su profundidad de apoyo y la capacidad de carga, no es un problema sencillo y requiere de la evaluación de una serie de aspectos, ninguno menos importante que el otro.

Una simple enumeración de los condicionantes, sin ser exhaustiva ni indicar orden de prioridades, puede ser la siguiente:

- Perfil geotécnico
- Erosión
- Cargas actuantes

- Tipos de estructuras
- Costos
- Topografía
- Accesibilidad
- Edificios vecinos
- Destino de la obra

Se analizarán, a continuación, algunos de los aspectos más relevantes de estos condicionantes.

Perfil Geotécnico

El perfil de suelos en profundidad para un sitio determinado, es sin duda uno de los primeros aspectos a tener en cuenta al definir la fundación para una obra determinada. Las características del subsuelo se conocen a través de un estudio de suelos realizado por un Ingeniero Civil especializado en Geotecnia. Este estudio se sintetiza habitualmente mediante un perfil geotécnico.

Se distinguen dos tipos de tareas, las de campaña y las de laboratorio.

Dentro de las primeras se encuentra la perforación con toma de muestras, que se resume en la descripción de los suelos hallados, y los ensayos de campo como ser el ensayo de penetración normalizado (SPT), del cual se grafica el número de golpes necesario para penetrar el sacamuestras, en función de la profundidad. El ensayo de penetración es más representativo en los materiales gruesos (arenas y/o gravas) ya que mide la compacidad de los mismos, valor menos representativo en las arcillas y limos donde la cohesión juega un papel más importante.

Las tareas de laboratorio por su parte se dividen en ensayos de identificación, (Humedad, Límites de Atterberg y Granulometría) y los ensayos especiales (consolidación, triaxiales, etc.). Se pueden graficar las variaciones de humedad, plasticidad y granulometría en función de la profundidad.

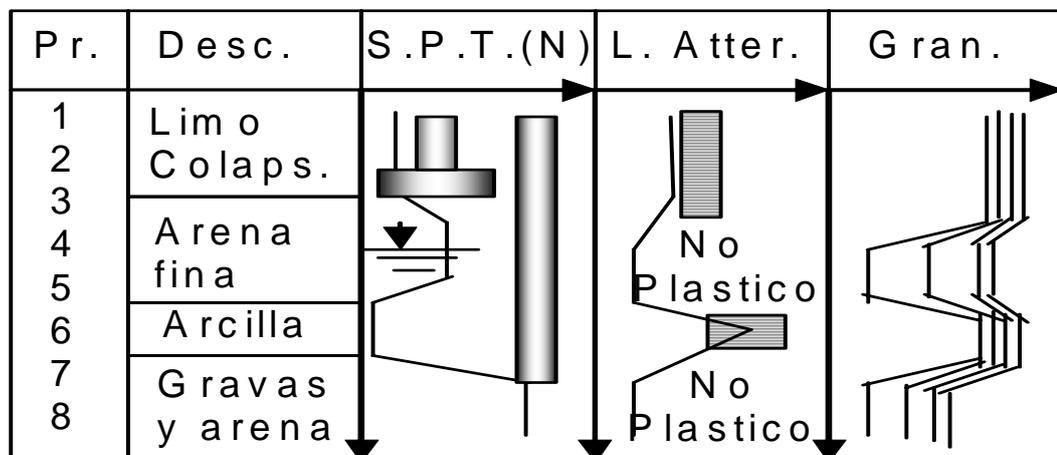


Figura 9

En la misma figura 9 se han esquematizado dos alternativas de fundación, una fundación profunda y una superficial.

El análisis del perfil pasa por considerar el comportamiento de los suelos hallados en función de los resultados de los ensayos y de las condiciones de humedad y plasticidad que los mismos poseen.

En el perfil de la figura 9, los primeros 3,0 metros corresponden a suelos colapsables. Estos son materiales que si se humedecen sufren grandes deformaciones aún para bajos tenores de carga. Si se observa la columna de humedades se puede ver que las mismas son bajas, por lo que el ensayo de penetración en este caso no sería representativo, ya que un humedecimiento del suelo produce una sensible merma en la resistencia al corte de estos materiales.

En general la experiencia local en estos suelos indica que un porcentaje relativamente alto de estructuras apoyadas en ellos sufren asentamientos diferenciales a lo largo de su vida útil. Conviene apoyar estructuras sobre ellos sólo cuando los costos de otro tipo de fundación sean prohibitivos para la obra.

Las arenas finas medianamente compactas, pueden ser un buen material de apoyo, pero el aprovechamiento de este manto dependerá de cómo las cargas afecten el estrato inferior de arcillas blandas. Este manto puede servir de apoyo a estructuras de baja carga, o que acepten deformaciones diferenciales.

La arcilla intermedia es blanda y se encuentra debajo del nivel freático, por lo que puede suponerse que será muy deformable, descartándose como suelo de cimentación.

Finalmente el horizonte inferior formado por gravas y arenas muy compactas, resulta un material de apoyo excelente debido su baja deformabilidad. Pese a ello al estar bajo del nivel freático y considerando que para llegar a él deberá atravesarse la zona de arenas finas, muy probablemente la fundación será costosa y complicada. Esta alternativa de fundación es aconsejable para cargas elevadas, o estructuras que admitan sólo pequeñas deformaciones y de costo relativamente alto.

En etapa de diseño, y para realizar una estimación muy grosera y expeditiva de la capacidad de carga, pueden emplearse fórmulas empíricas basadas en el número de golpes (N_{SPT}), del ensayo de penetración (SPT). Estas fórmulas han sido desarrolladas para garantizar un nivel de deformaciones relativamente bajo.

Para fundaciones poco profundas las relaciones son (ref. 6 y 7):

Suelos arenosos

$$\sigma_{adm} \left[t / m^2 \right] \cong N_{SPT}$$

Suelos limosos o arcillosos:

$$\sigma_{adm} [t / m^2] \cong 0,75 \cdot N_{SPT}$$

Si se trata de fundaciones profundas, pueden emplearse las formulas siguientes:

Capacidad friccional

$$\sigma_{adm}^{fricción} [t / m^2] \cong \left[\left(\frac{N_{SPT}}{3} \right) + 1 \right] / 1,3$$

Capacidad de punta

$$\sigma_{adm}^{punta} [t / m^2] \cong \frac{\psi \cdot N_{SPT}}{\beta \cdot \eta}$$

Donde :

ψ = coef. que depende del tipo de suelo

β = coef. que depende del tipo de pilote

η = coeficiente de seguridad

Algunos valores de estos coeficientes se indican en las tablas 3 y 4.

Tabla 3

Suelo	Arenas Gruesas	Arenas finas	Limos arenosos	Arcillas
ψ	40	30	20	12

Tabla 4

Tipo de pilote	β	η
Excavado	3	4
Hincado	1	2

En forma expeditiva se pueden estimar las tensiones inducidas en profundidad por métodos simplificados como ser el método denominado 2:1, que se esquematiza en la figura 10.

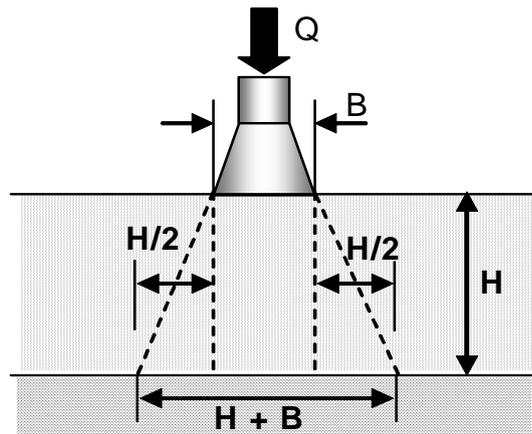


Figura 10

Por lo tanto la carga Q a una profundidad H se distribuye en un área mayor disminuyendo, proporcionalmente, las tensiones actuantes. Por ejemplo si la base es cuadrada de lado B , la tensión inducida a una profundidad H , será:

$$\sigma_H = \frac{Q}{(H + B)^2}$$

Erosión

Este factor condiciona las fundaciones en cauces fluviales sujetos a crecidas. En estos cauces pueden aparecer mantos relativamente resistentes a poca profundidad, pero el aprovechamiento de los mismos dependerá de la profundidad que pueda alcanzar la erosión en ese punto.

La figura 11 muestra un grano de suelo esquemáticamente cúbico de lado " d ". En la misma figura se han indicado la fuerza equilibrante W y la fuerza hidrodinámica F , que trata de mover el grano.

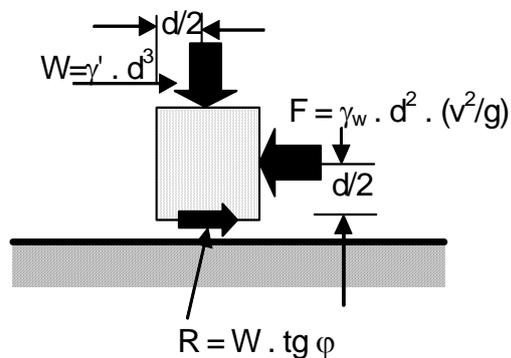


Figura 11

La fuerza F tratará de volcar o deslizar al grano de suelo. Esta fuerza es función de la velocidad de la corriente (v).

Planteando las ecuaciones de equilibrio, considerando un $\gamma'=(\gamma-1) \cong 1,6 \text{ t/m}^3$ y un ángulo $\varphi \cong 30^\circ$, puede calcularse la velocidad (v_o) necesaria para volcar o deslizar el grano de suelo. Estas velocidades, para el vuelco y el deslizamiento respectivamente, son:

$$v_o[m/s] = 4 \cdot \sqrt{d[m]} \quad \text{y} \quad v_o[m/s] = 3 \cdot \sqrt{d[m]}$$

En la figura 12 se han graficado las velocidades necesarias para diferentes tamaños de granos.

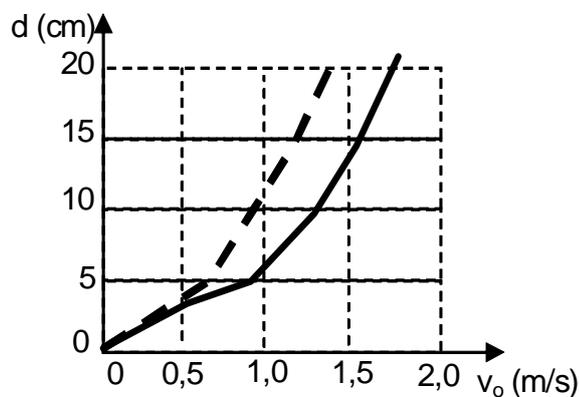


Figura 12

Como se aprecia a medida que los granos son más grandes las velocidades deben ser mayores para producir su arrastre.

Con todo lo planteado el escenario y el mecanismo para que se produzca erosión puede sintetizarse como sigue:

- El cauce está formado por material granular sedimentado por el río.
- Estos suelos, debido al peso de los granos y a la fricción entre ellos, pueden resistir cierta fuerza provocada por el paso del agua. Los granos, de acuerdo a su tamaño, están en equilibrio para una determinada velocidad (v_o) de circulación del agua.
- Al producirse una crecida aumenta el caudal del río que debe pasar prácticamente por misma sección del cauce. Esto provoca un aumento de la velocidad de circulación del agua (V).
- Cuando V es mayor que V_o se produce el arrastre de partículas y la consiguiente erosión.
- Al finalizar la crecida, disminuye el caudal, perdiendo velocidad y produciendo sedimentación.

- Esto provoca que las estructuras construidas en el cauce y apoyadas por encima de la profundidad de erosión, pierdan sustento y colapsen. La posterior sedimentación las vuelve a cubrir parcial o totalmente.

La magnitud total de la erosión se compone de dos partes, una es la erosión que se produce independientemente de la presencia de una obra en el cauce y se la denomina erosión generalizada (e_g) y la otra es la erosión local (e_l), provocada por el aumento de velocidad en el curso debido al estrechamiento del cauce producto la obra misma.

En la figura 13 se esquematizan estas erosiones, en una sección transversal de un cauce y un detalle de una pila.

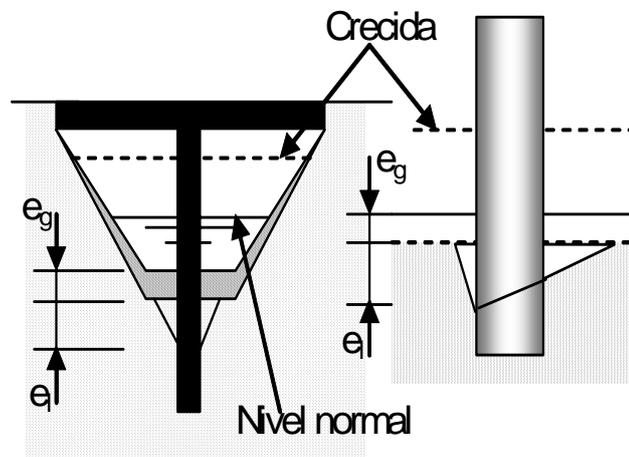


Figura 13

En forma simplificada y para una estimación de anteproyecto la erosión general de un cauce regular, puede calcularse como (ref. 9):

$$e_g = H_s - H$$

y

$$H_{ss}^{x+1} = \frac{1/n \cdot S^{0.5} \cdot H_o^{0.33}}{0,6 \cdot \gamma_d^{1.18} \cdot \beta} (\text{cohesivo}) \quad \text{y} \quad H_{ss}^{x+1} = \frac{1/n \cdot S^{0.5} \cdot H_o^{1.66}}{0,68 \cdot d_m^{0.28} \cdot \beta} (\text{cohesivo})$$

Donde:

n = número de Manning

S = pendiente del lecho

γ_d = peso unitario seco

d_m = diámetro medio

H_o = altura de crecida

β = coeficiente que depende de la probabilidad anual de recurrencia de 0,77 a 1,07

Por su parte la erosión local en una pila de ancho B, se determina como:

$$e_l = 1,5 \cdot \frac{k}{B}$$

Existen formulaciones y métodos más precisos que tienen en cuenta otros tipos de suelos y formas irregulares del cauce, pero exceden los alcances de este curso.

Cargas actuantes

En este caso deben diferenciarse tres aspectos, a saber:

- a) Magnitud: se refiere al valor de la carga y si la misma actúa en un punto (columna), ó en una línea (muro / tabique).

En este aspecto resulta de interés contar con el análisis de cargas realizado por el proyectista estructural de la obra y con un plano de estructuras para ver el tipo elementos transmisores de dicha carga. En general esto no es posible ya que el proyectista a su vez precisa conocer la cota y tipo de fundación para realizar su proyecto estructural.

En el caso de estructuras sencillas (p.ej. obras de arquitectura), para levantar esta indeterminación y a los fines de una estimación preliminar, puede admitirse el empleo de métodos simplificados como ser el de las áreas de influencia o el de las líneas de rotura. Estos métodos están esquematizados en la figura 14.

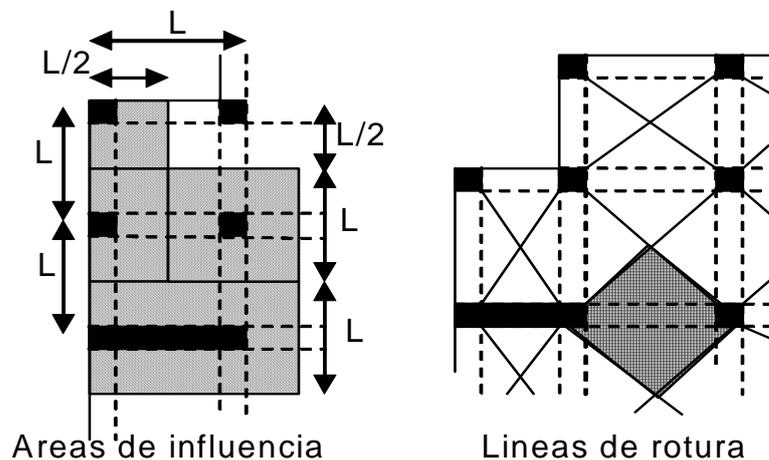


Figura 14

En el caso de las áreas de influencia se considera que sobre cada columna o muro actúa un área cargada. Cada área representa la zona de influencia de las losas y vigas sobre cada columna y/o muro.

Determinadas esas áreas como lo indica la figura 11, se multiplica la superficie por una carga estimada en $1,1 \text{ t/m}^2$ (sobrecarga + peso propio de losas, vigas y columnas) y luego este resultado por el número de pisos con lo que se obtiene la carga total a nivel de pie de columna. Esta carga se incrementa en un 7-10% para tener en cuenta el peso propio de la fundación.

En el método de las líneas de rotura, se suponen una serie de líneas de rotura a lo largo de las losas y se mide el área encerrada por estas líneas que afecta a cada viga y/o muro, se multiplica esta área por una carga de $0,8-0,9 \text{ t/m}^2$ (sobrecarga + peso propio de la losa) y se la divide por el largo de la viga, resultando una carga por unidad de longitud.

A esa carga se le suma el peso propio de la viga y multiplicando por la longitud de las vigas que actúan sobre una columna se obtiene la carga en cada columna y en cada piso. Se multiplica esa carga por el número de plantas del edificio y se le suma el peso propio de la columna total. Finalmente se le adiciona un 7-10% para tener en cuenta el peso propio de la fundación y se obtiene la carga final en cada base.

b) Tipo de carga: se evalúa si se trata de cargas permanentes (peso propio y sobrecargas de uso), accidentales (sobrecarga eventual, viento, sismo), si son estáticas o dinámicas (máquinas, sismos, viento, corrientes de agua), si son cargas verticales u horizontales (empujes), etc.

Este aspecto resulta de importancia, por ejemplo para cargas dinámicas. Las mismas pueden hacer desear un manto de arenas sueltas o arenas finas saturadas, ya que las vibraciones pueden inducir asentamientos por compactación o bien fenómenos de licuefacción.

Analizar la eventualidad de las cargas también puede poner en su justa medida los problemas de asentamientos.

La carga debida a peso propio y sobrecarga permanente de uso, actuará durante toda la vida útil de la obra, y a ella se debe la principal componente de asentamientos. Como atenuante puede decirse que este asentamiento se producirá en su mayor parte en forma progresiva a lo largo de la construcción.

Una carga accidental, por su mismo carácter de eventual, puede que nunca se produzca a lo largo de la vida útil de la obra o bien si se produce su tiempo de aplicación sea relativamente breve (viento, sismo).

Para esta contingencia los reglamentos prevén la posibilidad de aumentar la capacidad de carga, determinada mediante las formulaciones tradicionales, a través de un coeficiente de mayoración.

Por último si las cargas son horizontales, pueden producir sobre las fundaciones empujes laterales, que hagan necesario utilizar el suelo lateral como elemento resistente. Esto puede incidir en la profundidad mínima necesaria (empuje pasivo) o incluso en el tipo de constructivo de la fundación (pilotes inclinados, etc.)

c) Distribución de las cargas en planta y en altura.

Este aspecto se halla íntimamente vinculado al problema general de las fundaciones, es decir los asentamientos, y en especial los denominados asentamientos diferenciales entre dos elementos de la estructura a fundar (ref. 10).

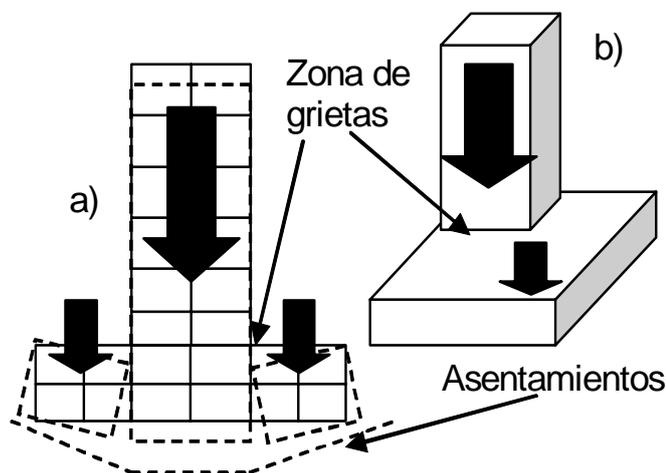


Figura 15

En la figura 15 se aprecian dos estructuras con magnitudes de cargas muy diferentes en altura y en planta.

La figura 15.a) muestra un caso de diferente magnitud de cargas en altura. Esto provoca que la estructura tenga mayores asentamientos en la zona central con la consiguiente distorsión de la estructura. Esto puede provocar daños menores como ser agrietamientos a problemas más serios como ser rotura de vigas por flexión y/o corte.

El caso de la figura 15.b) suma al problema de diferentes alturas el problema de una distribución asimétrica en planta lo que provoca distorsiones y giros difíciles de cuantificar previamente.

También puede darse el caso que por problemas de diseño o del perfil geotécnico parte de la obra se funde mediante pilotes y otra mediante bases y los efectos serían los mismos ya descritos.

En estos casos, la solución no pasa por cambiar o adecuar el sistema de fundación; la solución más conveniente suele ser adecuar la estructura a la realidad del suelo.

Es decir si sabemos que en las zonas de unión se producirán agrietamientos y distorsiones, pueden separarse los bloques, como si fueran edificios independientes colocando juntas en los puntos de conflicto. Estas pueden materializarse mediante

articulaciones, rótulas, dobles columnas, etc. Algunas de estas juntas pueden ser aprovechadas como juntas sísmicas o de dilatación.

En la figura 16 se ejemplifican estas soluciones, que en cualquier caso deben partir de fundaciones independientes para los distintos bloques.

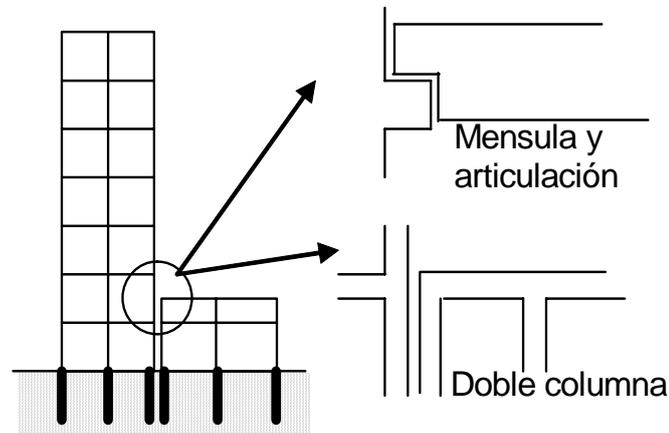


Figura 16

Costos

La economía de una obra y en particular de su sistema de fundaciones debe ser ponderada a la hora de seleccionar la mejor cimentación para la misma.

Kriline plantea que el trabajo del ingeniero está regido básicamente por los signos, +, - y \$ (ref. 8).

Los costos pueden clasificarse como:

a) Costos directos

Están referidos a materiales, mano de obra, la utilidad, gastos administrativos de la obra, equipamiento no amortizable en el tiempo, insumos, etc.

b) Costos indirectos

Dentro de estos podemos citar:

- gastos fijos de funcionamiento de la empresa (administrativos, seguros, vehículos, etc.)
- costo de oportunidad (disponibilidad de equipos en la zona, competencia entre firmas, etc.)
- costo del dinero (interés) para cubrir desfases financieros entre fechas de certificación y fechas de pago, atrasos de obra, etc..

Los costos directos son los que al ingeniero le resultan más comunes y en muchas ocasiones piensa que son los más significativos. Esto no es siempre así, y en no pocas ocasiones los costos indirectos resultan más importantes que los primeros.

El ingeniero debe realizar sus análisis sin preconceptos. A modo de ejemplo obsérvense las diagonales de la figura 17.

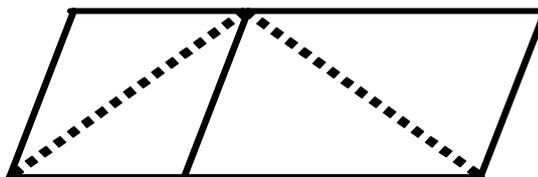


Figura 17

Aparentemente las diagonales de los paralelogramos de la figura, son diferentes, pero si se miden se comprobará que son exactamente iguales. No siempre las cosas son como aparentan ser, y el ingeniero debe estar atento a estas situaciones.

Por ello debe hacerse una serie de consideraciones acerca de como valuar los costos de una fundación y como deben ser considerados a la hora de las comparaciones.

La misión del ingeniero es encontrar la fundación que, a igualdad de garantías de seguridad o funcionamiento, asegure el menor costo. Es decir debemos comparar los costos de diferentes sistemas de fundación en la medida que ambos sean técnicamente viables.

El afán economicista hace que, en aras de la disminución de costos, se consideren sistemas de fundación que no son comparables entre sí. Llevado al extremo puede decirse que la cimentación más económica es la que no se hace ya que su costo es cero. Pero esta fundación, evidentemente, no satisface las garantías de comportamiento que, como técnicos, debemos lograr.

La solución, por lo tanto, debe ser satisfactoria desde un análisis técnico-económico, conjugando los dos factores en su justa medida.

Otra cuestión es entre que elementos debe realizarse la comparación de costos, ya que, en general, no existen dos sistemas de fundación que brinden la misma garantía aún cuando ambos sean técnicamente viables.

Al elegir una cota y tipo de fundación el profesional asume un riesgo, y puede decirse que en la mayoría de los casos aceptando riesgo mayores se obtienen costos menores. Debe por ende ponderarse la disminución de costo con su aumento de riesgo, sin dejar de ver que las reparaciones por fallas en las fundaciones exceden holgadamente los costos de las mismas.

Una forma de valorar lo expresado es mediante un ejemplo. En un edificio de arquitectura la estructura representa aproximadamente el 20% del monto total de obra.

Dentro de la estructura, las fundaciones tienen una incidencia que depende de la magnitud del edificio y de las dimensiones de la misma, pero que para los edificios de departamentos convencionales en la ciudad de Córdoba (Argentina), ronda entre el 20 y el 30 %, es decir entre el 4 y 6% del monto de obra.

Si el profesional compara entre sí sólo los costos de las fundaciones, puede llegar a la conclusión que una diferencia del 10 o 15% entre dos sistemas es un ahorro que justifica asumir riesgos importantes,

Esta comparación llevada en términos de costo de obra representa entre el 0,4 y el 0,9 % de ahorro, que en general no justifica la adopción de riesgos exagerados.

Podría alegarse que la comparación citada varía si se realizara en una obra de ingeniería (puentes, canales, presas, etc.), donde la estructura presenta un peso relativo diferente frente a toda la obra, pero en estos casos también deben analizarse las pérdidas ocasionadas o los perjuicios producidos, si la obra sale de servicio.

Por ello, en cualquier caso, al analizar costos para seleccionar cota y tipo de fundación deberá compararse la variación del costo total de la obra y sus eventuales reparaciones, que es en definitiva lo que el comitente deberá erogar y no sólo la variación ítem a ítem, que puede enmascarar la realidad.

Topografía

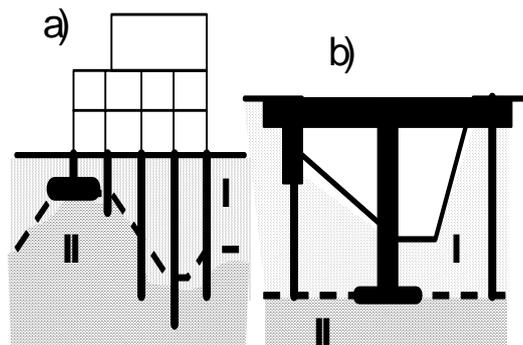


Figura 18

Tanto la topografía superficial como la subterránea pueden afectar nuestra elección. En la figura 18 se observan estas dos variables. El suelo tipo I es un material blando mientras que el tipo II es el suelo apto para fundar.

El caso 18.a) es un edificio, construido en un perfil donde el suelo resistente tiene profundidad variable. Ello hace que la misma obra, apoyada sobre el mismo material tenga fundaciones diferentes.

En el caso 18.b) se aprecia un puente en donde la topografía superficial sigue el valle del río pero el estrato subyacente es prácticamente horizontal, esto lleva a que las diferentes pilas se apoyen en distintos tipos de fundación, con diferentes profundidades aunque la cota sea la misma.

La conclusión de este aspecto es que la estructura, para tener un comportamiento homogéneo, debe fundarse siempre sobre el mismo material independientemente de la cota o profundidad a la que este se encuentre.

Accesibilidad

La mayor o menor facilidad de acceso y movilidad que tengan los equipos en el predio donde se ejecutará la obra puede condicionar la elección del tipo de fundación.

Por ejemplo si se construye entre medianeras, en un terreno angosto y dentro del centro de una ciudad, puede ser dificultoso acceder con equipos de gran tamaño y por ende la fundación deberá ejecutarse con equipos pequeños o eventualmente a mano.

Edificios vecinos

La calidad de la construcción y el tipo y cota de fundación de los edificios vecinos debe considerarse a la hora de seleccionar la cota y tipo de fundación.

Al construir una estructura nueva al lado de una ya existente las fundaciones de ambos van a interactuar, con mayor incidencia en las zonas de medianería (ref. 11).

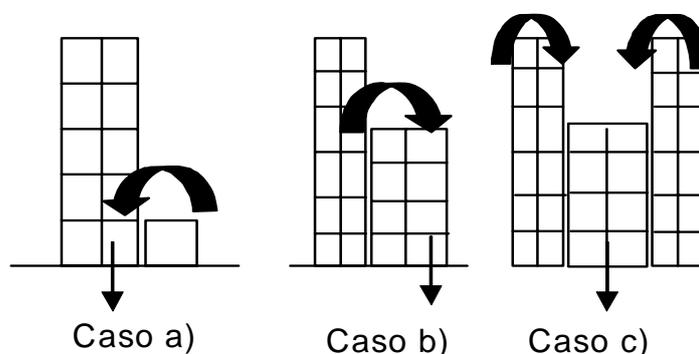


Figura 19

Como se aprecia el caso 19.a) muestra un edificio nuevo que se construye al lado de una casa existente, al asentarse el edificio arrastra la casa y de acuerdo al estado de la misma puede provocar daños de menor o mayor cuantía.

Puede ser necesario proceder a recalzar la vivienda vecina antes de ejecutar las fundaciones del edificio. En cualquier caso es conveniente el relevamiento de fisuras existentes previo a la nueva obra para deslindar eventuales responsabilidades.

En el caso 19.b) el nuevo edificio (derecha) se funda superficialmente al igual que el edificio existente (izquierda). Como el suelo bajo el edificio existente ya se ha consolidado, la nueva fundación encuentra una parte de suelo más rígido (izquierda) y otra de suelo sin precarga (derecha) por lo que se produce un asentamiento hacia este sector con el consiguiente arrastre del edificio existente.

En el caso 19.c), el nuevo edificio se encuentra entre dos edificios existentes y todos se fundan superficialmente. Esta situación provoca un aumento en el estado tensional del suelo bajo los edificios anteriores y el consiguiente asentamiento y giro hacia el edificio nuevo.

En ambos casos una alternativa podría ser fundar el nuevo edificio mediante cimientos profundos para no afectar al vecino.

Otra situación puede darse si en el nuevo edificio se proyecta la construcción de subsuelos. Al excavar se puede descalzar la fundación de los edificios vecinos.

Si el edificio vecino posee subsuelos y las fundaciones del nuevo se encuentran por encima del fondo de ese subsuelo, se incrementará el empuje sobre los muros de contención.

Si la nueva fundación se encuentra por debajo del nivel freático, la depresión del mismo, para poder construirla, puede provocar hundimientos en los edificios vecinos.

Finalmente si el estado de las construcciones vecinas es malo o se trata de edificios históricos, debe descartarse el empleo de pilotes hincados ya que la colocación de los mismos podría provocar daños de difícil y muy costosa reparación.

Destino de la obra

Si bien este parecería un condicionante menor en muchos casos resulta ser el factor de decisión.

Por ejemplo si se plantea construir una estructura metálica, relativamente económica, de una sola planta, isostática, en una zona de suelos relativamente blandos, todo parecería indicar que la fundación más conveniente sería la superficial. Pero si no se tiene en cuenta cual será el uso de la obra, esta conclusión puede ser equivocada.

Si la estructura, por ejemplo, alojará un depósito o una industria precaria, la fundación superficial puede ser adecuada, ya que de producirse asentamientos los mismos afectarán los muros de cerramiento, pudiendo provocar fisuras, que no pondrán en peligro la estabilidad estructural.

Pero si se piensa construir, el salón de actos de una escuela, o la sala de reuniones de una empresa, o el comedor de una planta industrial de jerarquía, los cuadros fisurativos de los muros pueden ser inadmisibles, no por un problema de estabilidad sino por cuestiones de estética o de imagen empresarial. Por lo tanto en estos casos deberán emplearse fundaciones profundas no por problemas geotécnicos, ni estructurales, ni económicos si por el uso que se le dará a la obra.

Tipo de estructura

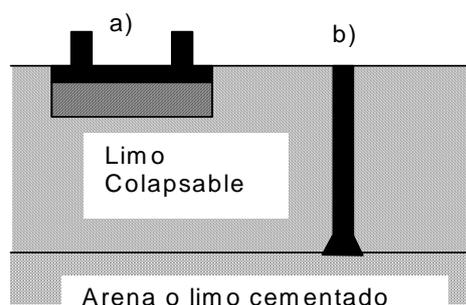
Como se ha dicho en apartados anteriores una estructura isostática y/o flexible, acepta asentamientos diferenciales superiores a los admitidos por estructuras hiperestáticas y/o rígidas.

También juega un rol importante el material, ya que estructuras metálicas presentan un comportamiento mucho más dúctil que las de hormigón armado. En este sentido los más sensibles a los asentamientos diferenciales son los elementos de mampostería.

Esquemas de selección para algunos casos particulares (ref. 12):

A modo de ejemplos se muestran algunos casos ideales y el tipo de fundación seleccionado en cada caso.

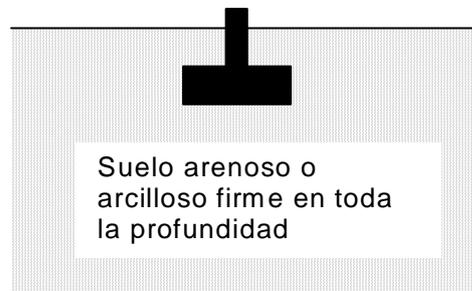
- Caso 1



- a) Placa sobre suelo mejorado. se aplica a viviendas muy económicas donde el costo de una fundación puede ser prohibitivo. Se asumen riesgos ante humedecimientos.

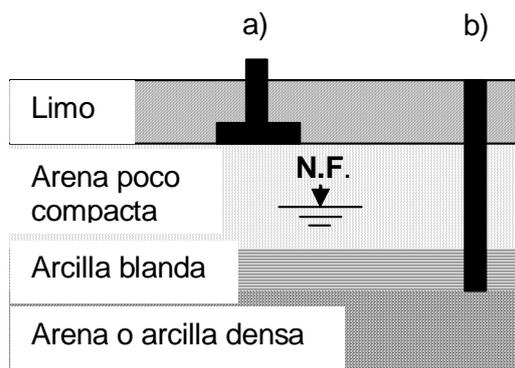
b) Pilotes apoyados en suelo firme: Para cargas medias a altas, viviendas de alto costo u obras cuyo destino justifique su empleo (escuelas, hospitales, etc.).

- Caso 2



a) Zapata aislada, corrida o vinculada: Vale para cualquier carga, tipo y costo de la obra

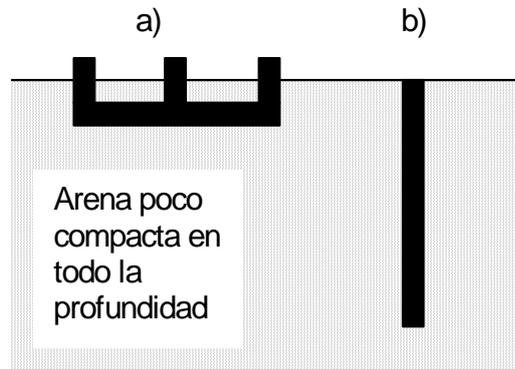
- Caso 3



a) Fundación superficial: para cargas bajas o estructuras que admitan asentamientos.

b) Pilotes hincados o excavados con lodos: para cargas elevadas, cuando haya peligros de erosión, o sean estructuras muy sensibles a los asentamientos.

- Caso 4



a) Platea: estructuras deformables y livianas, o con sótanos.

b) Pilotes friccionales: estructuras con cargas medias a altas.

I.4. RESUMEN DEL CAPITULO

- 1) El estudio de la geotecnia permite avanzar en la mejor toma de decisiones para dar nuevas soluciones a nuevos y viejos problemas de la ingeniería civil.
- 2) Básicamente el problema del diseño de las fundaciones es un problema de deformaciones y no de resistencias.
- 3) Existen fundaciones superficiales, semiprofundas y profundas. La diferencia entre ellas se da por la forma de trabajo y por la relación entre profundidad y ancho (D/B).
- 4) Las fundaciones superficiales ($D/B < 2$), trabajan fundamentalmente por la base, mientras que las profundas ($D/B > 5$), lo hacen tanto por la base (punta) como por fricción (fuste lateral).
- 5) Para seleccionar la cota y tipo de fundación, intervienen una serie de factores tales como, el tipo de suelos del lugar, la magnitud y tipo de las cargas de la estructura, la tipología estructural, los costos, la topografía, las construcciones vecinas, la accesibilidad del predio, el uso de la obra, problemas de erosión, etc.
- 6) Sólo el análisis conjunto de todos estos factores garantiza una adecuada elección de cota y tipo de fundación.

I.5. EJERCICIOS RESUELTOS

I.5.1.CALCULO DE COSTOS DIRECTOS DE DISTINTOS SISTEMAS DE FUNDACION

Calcular los costos de materiales y mano de obra para la fundación de la vivienda unifamiliar esquematizada en la figura, construida con tres variantes (cimiento común, platea y pilotes), sabiendo que todos los muros son de mampostería de ladrillos macizos de 30 cm de ancho y que los costos unitarios son los indicados en la tabla I:

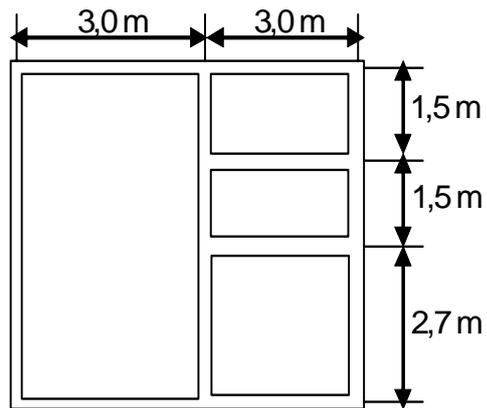
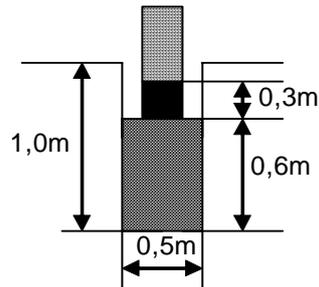


TABLA I

Sistema	Cimiento	Platea	Pilote
Exc. Cim.\$/m ³	14,0	--	14,0
Ho. Sple.\$/m ³	68,0	--	--
H. Vigas \$/m ³	271,0	--	200,0
Mampos. \$/m ³	115,0	--	--
H. platea\$/m ³	--	154,0	--
Exc. Plat.\$/m ³	--	9,5	--
Comp. \$/m ³	--	15,0	--
Exc. Pil. \$/m ³	--	--	12,0
H.A. Pil. \$/m ³	--	--	100,0

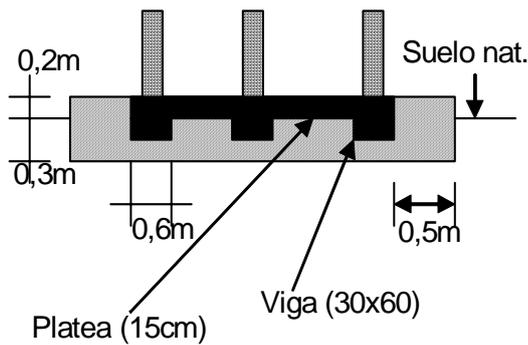
Cimientos comunes:

El esquema dimensional de esta fundación es el indicado en la figura siguiente:



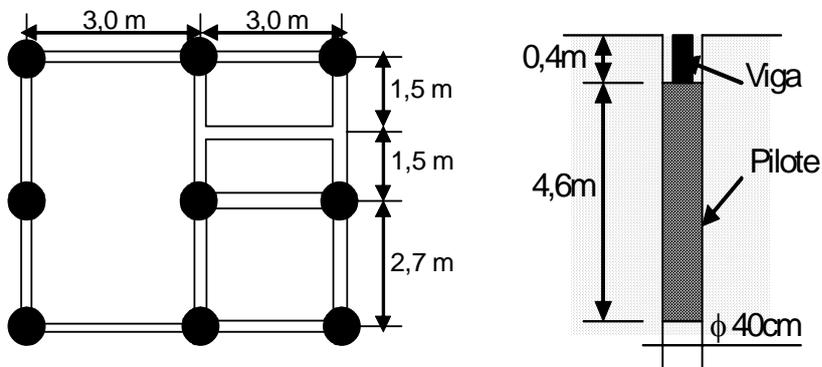
Platea:

En este caso se excavarán 30 cm de profundidad y luego se rellenará con suelo compactado hasta 20 cm por encima del terreno natural. Debajo de cada muro se construye una viga de 60 cm de ancho y 30 cm de alto. La platea tiene 15 cm de espesor. El esquema dimensional es el siguiente:



Pilotes:

Se construirán 9 pilotes de 5,0 m de profundidad, uno en cada encuentro de muros según el esquema de la figura. Bajo cada muro se ubica una viga de fundación de 30 cm de ancho por 40 cm de alto.



RESOLUCION:

A) Cimientos comunes

Simplificadamente no se considerarán los descuentos por superposiciones.

A.1. Volumen de excavaciones

$$L_{\text{total}} = 5 \times 6,0 + 2 \times 3,0 = 36,0 \text{ m} \rightarrow V_{\text{total}} = 36,0 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} = 18 \text{ m}^3$$

A.2. Volumen de hormigón de cimientos

$$L_{\text{total}} = 36,0 \text{ m} \rightarrow V_{\text{total}} = 36,0 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} = 10,8 \text{ m}^3$$

A.3. Volumen de encadenados

$$L_{\text{total}} = 36,0 \text{ m} \rightarrow V_{\text{total}} = 36,0 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} = 3,24 \text{ m}^3$$

A.4. Volumen de mampostería de cimientos

$$L_{\text{total}} = 36,0 \text{ m} \rightarrow V_{\text{total}} = 36,0 \text{ m} \times 0,1 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} = 1,08 \text{ m}^3$$

A.5. Tabla de costos

Costos de cimiento común

Item	m ³	P. Unit.	P. Item
Excav.	18,0	14,0	\$ 252,0
Horm.	10,8	68,0	\$ 734,4
Encad.	3,24	271,0	\$ 878,8
Mamp.	1,08	115,0	\$ 124,0
		Total	\$1988,4

B) Platea

Simplificadamente no se considerarán los descuentos por superposiciones de vigas.

B.1. Volumen de excavaciones

$$S_{\text{total}} = (6+0,6+1,0)^2 = 58,0 \text{ m}^2 \rightarrow V_{\text{total}} = 58,0 \text{ m}^2 \times 0,3 \text{ m} = 17,4 \text{ m}^3$$

B.2. Volumen de platea y vigas

$$S_{\text{total}} = (6+0,6)^2 = 43,6 \text{ m}^2 \rightarrow V_{\text{platea}} = 43,6 \text{ m}^2 \times 0,15 \text{ m} = 6,54 \text{ m}^3$$

$$L_{\text{total}} = 36,0 \text{ m} \rightarrow V_{\text{vigas}} = 36 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 0,15 = 3,24 \text{ m}^3 \rightarrow V_{\text{total}} = 9,78 \text{ m}^3$$

B.3. Volumen de suelo compactado

$$V_{\text{comp}} = (58,0 \times 0,5) \text{ m}^3 - 6,54 \text{ m}^3 = 22,46 \text{ m}^3$$

(Se desprecia la reexcavación para vigas)

B.4. Tabla de costos

Costos de platea

Item	m ³	P. Unit.	P. Item
Excav.	17,4	9,5	\$ 165,3
Horm.	9,78	154,0	\$1506,1
Compa ct.	22,46	15,0	\$ 336,9
Total			\$2008,3

C) Pilotes

Simplificadamente no se considerarán los descuentos por superposiciones de vigas y pilotes.

C.1. Volumen de excavaciones de vigas

$$L_{\text{total}} = 36,0 \text{ m} \rightarrow V_{\text{total}} = 36,0 \text{ m}^2 \times 0,3 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} = 4,32 \text{ m}^3$$

C.2. Volumen de hormigón de vigas

$$V_{\text{total}} = 4,32 \text{ m}^3$$

C.3. Longitud de excavación de pilotes

$$L_{\text{total}} = 9 \times 5,0 = 45 \text{ m}$$

C.4. Volumen de hormigón de pilotes

$$V_{\text{total}} = 0,4^2 \times (\pi/4) \times 45 = 5,6 \text{ m}^3$$

C.5. Tabla de costos

Costos de pilotes

Item	m ³ /m	P. Unit.	P. Item
Exc. Vigas	4,32	14,0	\$ 60,5
Horm. Vig.	4,32	200,0	\$ 864,0
Exc. Pilote	45	12,0	\$ 540,0
H. Pilotes	5,6	100,0	\$ 560,0
Total			\$2024,5

CONCLUSION

La diferencia de costos, entre la más cara y segura (pilotes) y la más barata pero menos segura (cimiento común), es de \$ 36, es decir aproximadamente el 1,8% del monto del Item fundaciones. En otros términos 1,0 \$/m² (36 m² cubiertos), que referidos a los 350 \$/m² que cuesta una vivienda económica representa 0,28% del costo de la obra. **EVIDENTEMENTE** la solución más conveniente para este caso es la de pilotes.

I.5.2. SELECCIÓN DE COTA Y TIPO DE FUNDACION

Determinar la fundación más adecuada, en cuanto a cota, tipo y tensión de trabajo, para los tipos de edificaciones indicados en la Tabla I, a construir en el perfil de suelos de la figura. Asumir que la topografía es plana, que la obra está entre medianeras, y que los edificios vecinos están en buenas condiciones.

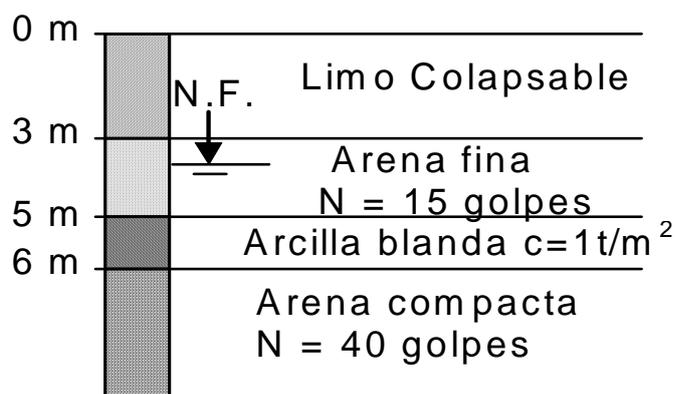


TABLA I

Obra	Ubic.	Carga	Estr.
Vivienda unifamiliar	Plan de viviendas	2 t/m	Mamp. portante
Vivienda unifamiliar	Barrio Country	5 t/m	Mamp. portante
Depósito (Galpón)	Zona comercio	5 t/col	Metálica Isostát.
Nave industrial	Parque Indust.	50 t/col	Prefab. De H.A.
Edificio de oficinas	Zona céntrica	250 t/col	Ho. Ao. Convenc.

RESOLUCION:

A) Vivienda unifamiliar económica

En este caso si bien la cota de fundación más segura y relativamente económica se encuentra a -3,00 m de profundidad, en vista del poco costo de las viviendas pueden ser competitivos los sistemas de cimientos comunes o plateas. Teniendo en cuenta la posibilidad de disminuir costos por trabajos en grandes volúmenes.

La probabilidad de daños no desaparece pero puede ser minimizada tomando precauciones en cuanto al ingreso de agua al suelo (cañerías de calidad, encerrarlas

en canaletas de H.A., losas sanitarias, poco recorrido dentro de la vivienda, levantar el piso respecto del terreno natural, veredas perimetrales, etc.)

¡Cuidado! No desaparece la probabilidad de roturas de vecinos o de la red principal de agua, cloacas o desagués.

B) Vivienda unifamiliar en Country

Con el mismo análisis del caso anterior aquí si se justifica ampliamente el empleo de pilotes o pozos cortos apoyados a -3,0 m sobre el manto de arenas finas con una tensión de trabajo de 15 t/m².

Asumiendo un pilote cada 3,5 metros, se tiene una carga total de 35 t por cada pilote. Con la tensión indicada puede pensarse en pozos romanos cortos de 70 cm de diámetro de fuste y 1,7 m de ensanche inferior en el caso más cargado.

Con estas dimensiones el punto medio del manto de arcilla blanda inferior se encuentra a aproximadamente 1,5 veces el diámetro del ensanche con lo cual las tensiones que llegan son del orden del 20%, es decir 3,0 t/m², que son admisibles para ese suelo.

C) Galpón para depósito

La estructura planteada es isostática y metálica es decir que permite deformaciones importantes sin producir esfuerzos internos adicionales y eventualmente admite plastificaciones localizadas sin que colapse la misma.

Ante eventuales humedecimientos pueden producirse daños en los muros de cierre si son de mampostería. Este problema no existe si los cerramientos son de chapa.

Aquí las soluciones pueden ser, fundar superficialmente con zapatas individuales, o mediante pilotes que se apoyen en la arena fina con la misma tensión que en el caso anterior.

La elección entre uno u otro dependerá del nivel de daños que esté dispuesto a asumir el propietario en vista del uso de la obra, y a la inversión inicial que este dispuesto a erogar. Los pilotes son muy seguros pero más caros, las zapatas son menos seguras pero más económicas.

D) Nave industrial

En este caso la estructura también permite giros y desplazamientos sin producir esfuerzos adicionales, pero en este caso las cargas son más elevadas y el costo de la estructura mayor.

Además debe considerarse que la producción de bienes en esa industria, puede verse afectada por las tareas de mantenimiento necesarias ante eventuales asentamientos.

Por todo ello la solución pasa por pilotes apoyados en el manto de arenas finas con una tensión de 15 t/m^2 . Considerando las 50t de carga, implica pozos con un ensanche inferior de 2,1 m de diámetro, con esto las tensiones en la arcilla blanda crecen a $5,0 \text{ t/m}^2$ aproximadamente lo cual puede provocar asentamientos adicionales.

Deberán estudiarse estos problemas y de ser necesario se puede fundar sobre las arenas compactas inferiores, a -6,0 metros de profundidad, con una tensión superior a 50 t/m^2 de punta y aprovechando la capacidad friccional entre 3,0 y 6,0 metros, empleando pilotes excavados con lodos bentoníticos o pilotes hincados.

E) Edificio de oficinas

Dada la magnitud de las cargas y por tratarse de una estructura hiperestática, es evidente que la solución más confiable y adecuada, es la de fundar en el manto de arenas compactas inferiores a -6,0 metros de profundidad.

Como el edificio está en el centro entre medianeras no es conveniente el empleo de pilotes hincados, optándose por pilotes excavados y hormigonados in situ con lodos bentoníticos adoptando una tensión admisible por la punta de 50 t/m^2 .

CONCLUSION

Como puede apreciarse en estos ejemplos, diferentes estructuras apoyadas en el mismo perfil de suelos tienen fundaciones diferentes. Para definir la cota, tipo de fundación y tensión de trabajo es necesario analizar todos los condicionantes, tanto geotécnicos, estructurales, de ubicación, de uso, topográficos, tecnológicos, etc.

I.6. REFERENCIAS

1. Sarria Molina, A. "Introducción a la Ingeniería Civil" - Ed. Mc Graw Hill - 1999
2. Paez, J.M. "Puente Presidente Teniente General José F. Uriburu" - La Ingeniería - Julio/Agosto de 1939.
3. Seed, H.B. "Entrevista a Bolton Seed" - Berkeley Civil Engineer - 1987
4. Cátedra de Geotecnia II - Apunte Teórico Práctico" - U.N.C. - 2000
5. Rodriguez Ortiz, J.M. et al "Curso aplicado de cimentaciones" - COAM - 1980
6. Terzaghi, K. Peck R. Mesri, G. "Soil Mechanics in engineering practice" - Ed. J. Wiley - 1996
7. Hachich, W. et al editores "Fundacoes teoría e prática" - Ed. Pini - 1999
8. Dunhan, C. "Cimentaciones de estructuras" -
9. Jimenes Salas, J. et al "Geotecnia y cimientos III" - Ed. Rueda - 1980
10. Delgado Vargas, M. "Ingeniería de cimentaciones" - Ed. Alfaomega - 1999
11. Da Costa Nunes, A. "Curso de mecánica dos solos e fundacoes" Ed. Globo - 1956
12. Saran, S. "Analysis and design of substructures" - Ed. Balkema - 1996