

1.FUNDACIONES

1) INTRODUCCION

Siempre que analicemos un cuerpo en equilibrio dentro de un campo gravitatorio veremos la necesidad de la existencia de otro sobre el cual apoyarse. En caso que el cuerpo en equilibrio sea una estructura, la misma se apoyará en el suelo, y entre ambos existirá una zona de transición superestructura-suelo que se denomina fundación o cimentación.

Desde el punto de vista estructural, las fundaciones conforman aquella parte de las estructuras que estará encargada de transferir las cargas recibidas hacia el suelo de fundación.

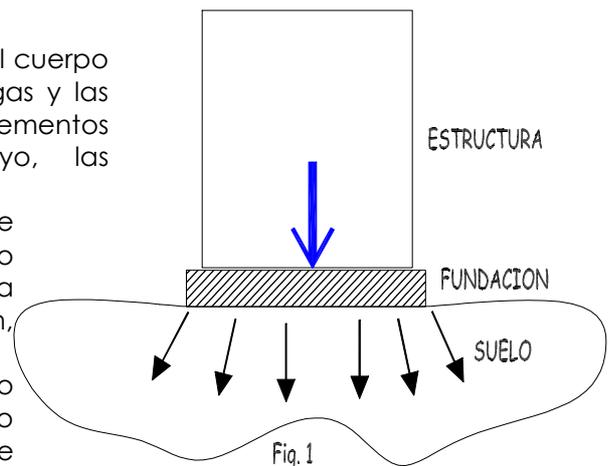
En la cadena de transferencia de cargas, la fundación siempre es el último eslabón, y quizá uno de los más importantes, con el inconveniente que en general no se ve y queda enterrada. Esto hace que muchas veces los costos y el esfuerzo que demandan dentro de una obra no sean lo suficientemente valorados.

Siempre que analicemos una estructura en equilibrio estático encontraremos estos tres elementos

1) **Estructura** superior o superestructura: Es el cuerpo que se quiere apoyar, el que recibe las cargas y las canaliza a través de una serie de elementos estructurales hacia los puntos de apoyo, las fundaciones.

2) **Fundaciones** o infra-estructura: Es la parte final de la estructura, son los apoyos, elemento que funciona como interfase entre la superestructura y el suelo de fundación, disipando las cargas recibidas.

3) **Suelo de fundación**: Parte del suelo donde se apoya la estructura, es el encargado de recibir y terminar de disipar las cargas que le transfiere la fundación.



En la etapa de proyecto, al momento de proyectar la estructura, los tres elementos son igualmente importantes para el buen funcionamiento del conjunto.

En estos apuntes, que forman parte del curso se tratarán de brindar algunos criterios a tener en cuenta para el proyecto de las fundaciones, sin dejar de referirnos a la superestructura y al suelo de fundación en lo necesario para el análisis que nos interesa.

En la naturaleza existen varios ejemplos que podrían asimilarse al planteo que estamos elaborando y servirán para aclarar algunos conceptos.

Pensemos en un árbol y analicemos al mismo como una estructura. El tronco y el follaje serían la superestructura, las raíces representarían la infraestructura o fundación y por último el suelo, que recibe las cargas transferidas por la infraestructura.

La superestructura recibe cargas verticales del propio peso del tronco y el follaje, sobrecargas verticales como nieve, frutos, etc. Y horizontales de viento.

Cuando un árbol se cae por cualquier motivo, una tormenta por ejemplo, las causas pueden ser varias pero siempre se encasillarán en la falla de alguno de los elementos indicados en los tres puntos superiores.

Si la rotura se produce porque el tronco se quiebra, dentro de la analogía que venimos planteando, sería una falla de la superestructura, permaneciendo en buenas condiciones las raíces y sin levantamientos del suelo (no fallaron las fundaciones).

Si en cambio, al caer el tronco, el mismo permanece unido a parte de las raíces, algunas se han cortado y se observan levantamientos del suelo la falla estará en las fundaciones. La falla puede deberse a una variación en las características del suelo, por ejemplo luego de varios días de lluvia, o porque la fundación no estaba preparada para recibir determinado estado de cargas, que pudo estar generado en un excesivo aumento del follaje, con una mayor superficie expuesta al viento, o por combinaciones de los casos anteriores.

En cualquiera de los casos mencionados, por una u otra causa, el árbol no sirve más, la estructura queda fuera de servicio.

De este análisis elemental, obtenemos algunas conclusiones que se podrán aplicar al proyecto de estructuras hechas por el hombre, motivo de nuestro estudio.

Pensemos en una superestructura correctamente proyectada, calculada y construida, pero si hemos fallado en la valoración de la infraestructura o de las características y capacidades del suelo de fundación toda la obra quedará fuera de servicio.

Con el mismo planteo, se podría tener una acertada valoración del subsuelo, una fundación correctamente proyectada, calculada y construida, pero fallamos en la superestructura y la obra queda fuera de servicio.

Volviendo al análisis de la fig.1, dada una superestructura que responda a ciertas condiciones de funcionalidad en cuanto a seguridad, deformabilidad y durabilidad, mediante el análisis estático se podrá llegar a determinar con bastante precisión las cargas al nivel de fundaciones.

Dependiendo de las características de la superestructura, del suelo de fundación y de la tecnología disponible en cada período histórico se fueron proyectando distintas variantes de fundación y hoy se cuenta con una amplia experiencia acumulada.

Dentro de las variantes disponibles se pueden imaginar varias clasificaciones, pero una de las más utilizadas en nuestro medio, y que resulta sencilla de aprender es la de separar en dos grandes grupos según la forma de transferir las cargas al suelo.

2.- TIPO DE FUNDACIONES

a) **Fundaciones superficiales** (o directas), las cargas se transfieren al suelo mediante elementos estructurales apoyados en zonas cercanas a la superficie, el modo de resistir las cargas es por superficie de contacto.

b) **Fundaciones profundas** (o indirectas), se producirá una transferencia de cargas hacia los mantos más profundos, las cargas verticales son resistidas mediante la combinación de dos mecanismos, el fuste (superficie lateral del elemento estructural) y la punta.

3. - FUNDACIONES SUPERFICIALES

Cuando los mantos superiores del suelo lo permiten, la transferencia de las cargas se realiza por medio de elementos que se apoyan en zonas superiores bastante cercanas a la superficie.

La forma que adoptan estos elementos depende entre otras variables de las características resistentes y de deformabilidad del subsuelo y de la superestructura.

Los mecanismos de disipación de cargas son similares, se trata de una transferencia por superficie de contacto, donde entran en juego las tensiones en el contacto fundación - suelo y las deformaciones o asentamientos ligados al bulbo de presiones que se genera por debajo del apoyo y a las características de los distintos estratos interesados por dicho bulbo.

Las condiciones básicas que deben reunir estas fundaciones en cuanto a la interacción con el suelo son fundamentalmente dos.

a) No superar los valores de tensiones admisibles por el suelo para las distintas combinaciones de estados de carga posibles.

b) Mantener las deformaciones dentro de parámetros admisibles por la superestructura.

Dentro de los elementos más divulgados podemos mencionar:

3.1 Bases Aisladas

3.2 Bases combinadas

3.3 Vigas - zapatas en medio elástico

3.4 Plateas de fundación

3.1. – BASES AISLADAS

Cuando las cargas transferidas por la superestructura son aproximadamente puntuales, bajando a través de columnas y el suelo además de la metodología constructiva lo permiten, se adoptan para las fundaciones bases aisladas (también conocidas como zapatas aisladas) que se disponen una debajo de cada columna.

En las siguientes imágenes se pueden apreciar las excavaciones para bases de fundación (izquierda) y una base centrada con su forma tronco piramidal en los instantes finales de su hormigonado (derecha).



Imagen 1 y 2: Base aislada termianda y Excavaciones para una bateria de bases

Una base debe proyectarse de modo tal que ante las cargas que recibe no se produzca el hundimiento del suelo, controlando las tensiones de contacto para permanecer lo suficientemente alejado de la rotura del mismo, con un coeficiente de seguridad adecuado (en general de 3) y mantener los asentamientos dentro de valores compatibles con los permitidos por la superestructura.

Conocidas las cargas transferidas por la superestructura (Fuerzas verticales, horizontales y momentos) y con los datos de los estudios de suelos, que otorgara entre otras cosas la profundidad de fundación (tapada f) y la tensión admisible σ_{adm} , podremos calcular el área de la base, por ejemplo si se trata de una columna con cargas verticales de servicio (N_s) solamente, el área surge del cociente entre P y σ_{adm} .

$$A = P / \sigma_{adm}$$

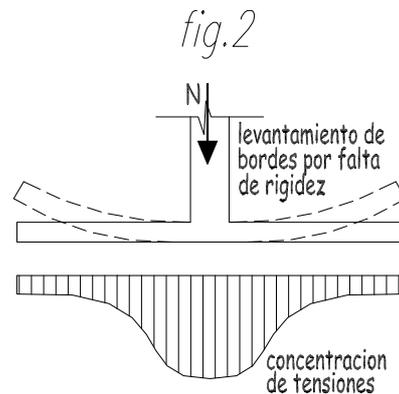
$$P = 1.05 \text{ a } 1.10 N_s$$

La carga se mayor para tener en cuenta el peso propio de la base, los mayores porcentajes corresponden a suelos de baja resistencia o "malos".

En algunos casos σ_{adm} ya tiene descontado el valor de tensión equivalente al suelo de tapada y solo habrá que incrementar N_s en la diferencia de pesos específicos entre hormigón y suelo aplicados al volumen de la base, en otros casos a la σ_{adm} se le debe descontar la tensión provocada por el suelo de tapada y el peso total de la base.

Un aspecto importante está relacionado a la rigidez que debe tener una base para lograr una distribución más o menos uniforme de tensiones. El suelo, como todo material resistente, cuando se carga se deforma, y, además cuanto más se carga más se deforma; por tal motivo las bases muy flexibles tienden a descargarse en las áreas vecinas a sus bordes, que son las zonas en que el suelo menos se deforma.

La falta de rigidez podría provocar concentraciones de tensiones no deseadas en la zona inmediata ubicada bajo la columna (fig. 2)



Por lo tanto distribución de las tensiones en el terreno que produce la carga transmitida por la fundación es función del tipo de suelo y de la rigidez de la base. A continuación se muestran distintas distribuciones para diferentes bases y suelos:

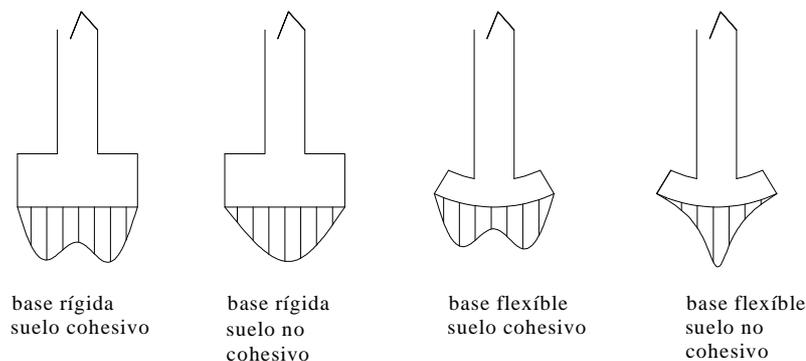
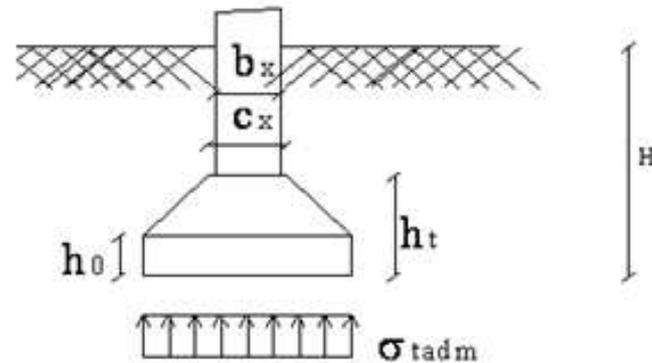
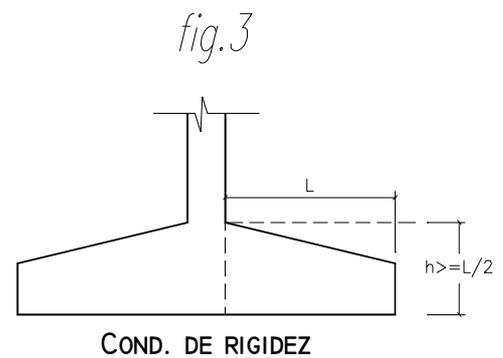


Imagen 3: Distribución de tensiones de una base para distintos tipos de suelos

A los efectos de una simplificación en el cálculo, se considerará una distribución de tensiones uniforme (carga centrada en la superficie de la base) o lineal (cuando existe excentricidad de la carga con respecto a la superficie de la base), con una base suficientemente rígida.



Como dato práctico podemos decir que para cumplir la condición de rigidez la altura h (o espesor) de la base en el contacto con la columna no debe ser inferior a $\frac{1}{2}$ del voladizo (fig.3). Intentar un procedimiento más refinado es engorroso, pues no se dispone en general de muchos datos para fundamentarlo, y no siempre conduce a resultados más precisos.



La disposición de la superficie calculada respecto a la columna y la forma de la misma están condicionadas por limitaciones en el espacio, terrenos linderos, líneas municipales, etc..

Siempre para cargas verticales N_s , sin momentos ni fuerzas horizontales y cuando no existen limitaciones se tratará que la forma resultante sea una figura simple, por ejemplo un cuadrado, con la columna en el centro y se tendrá una “Base **centrada**”. En los casos en que se debe fundar una columna ubicada en un borde, por ejemplo una medianera se tendrá una “Base **excéntrica**”.

3.1.1 – BASES CENTRADA

En general diremos que una base es centrada cuando coincide el eje de la columna con el centro de gravedad de la base.

Las formas más comunes son el cuadrado y el rectángulo según se aprecia en la figura 4.

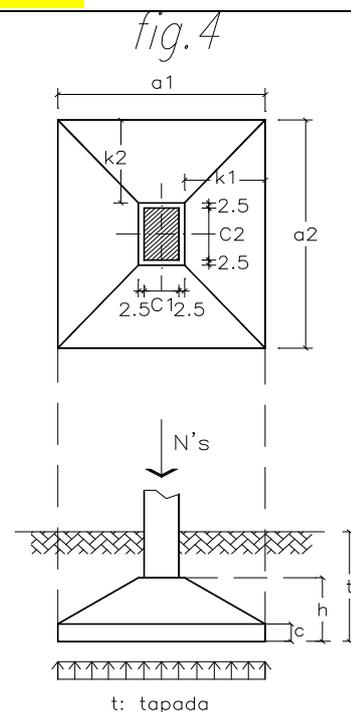
Predimensionado de una base centrada:

$$P = 1.05 \text{ a } 1.10 N$$

$$A = P / \sigma_{tadm}$$

$$A = a_1 \times a_2$$

Fijando las relaciones entre a_1 y a_2 ($a_1/a_2=1$ para base cuadrada) se determinan dichos valores para cumplir con la condición.



La forma de pirámide truncada es típica en nuestro medio y tiene por finalidad disminuir el volumen de hormigón, sacando material de los bordes y aumentando el espesor hacia el centro que es donde están las zonas más comprometidas por punzonado (la columna trata de punzonar la base) y por corte, además de aprovechar el mayor brazo elástico relacionado con la altura de la base para resistir la flexión.

Esta forma de proceder conduce, para iguales volúmenes de hormigón, a menor deformabilidad de las fundaciones.

En el arranque de la columna, en su unión con la base se deja una zona plana de unos 2.5 cm de espesor para apoyar el encofrado del tronco de columna.

El valor c varía entre 015m a 020m y como mínimo $1/3$ de h .

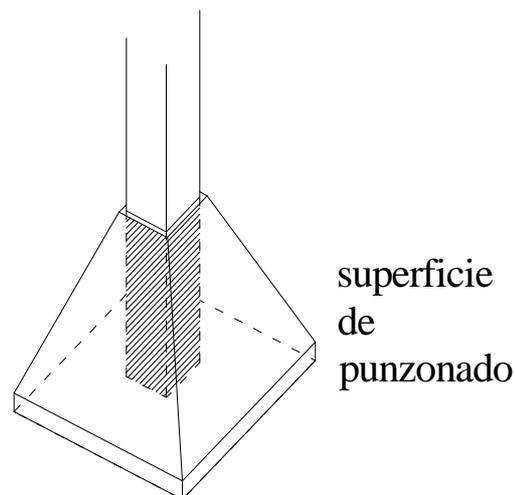
La altura de la base h debe proyectarse para garantizar la rigidez, con un valor de $h \geq k/2$, donde k es el mayor de los voladizos.

Una vez predimensionada la base se deben efectuar las verificaciones correspondientes, que podrán modificar el proyecto, sobre todo la altura h .

Las verificaciones para este caso son:

Verificación al punzonado:

Se tratará que la base funcione bien sin la necesidad de disponer armadura de punzonado, se jugará con la altura h hasta lograr que las tensiones permanezcan por debajo de los valores límite recomendados.

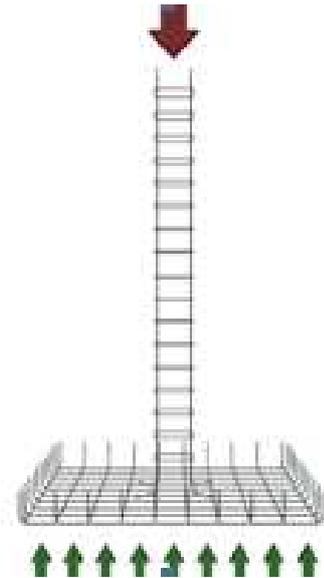
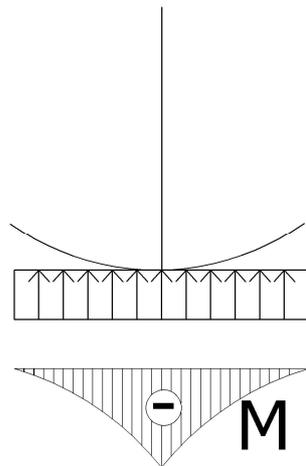


$$\tau_{\text{punz}} = \frac{P}{(2bx+2by) * 0.9 * h_u} \leq \tau_{\text{adm}}$$

- **Verificación al corte:** Del mismo modo que para punzonado se tratará que la base no requiera armadura de corte, se maneja con la altura h .

- Determinación de la armadura de flexión:

Por efecto de la carga superior de la columna y la reacción del suelo sobre la superficie de la base, se genera un estado de cargas y momentos flectores como el indicado en la figura:



Estas tensiones de reacción del suelo provocan momentos en voladizo y fibras traccionadas en la parte inferior de la base que deben ser absorbidas con armadura. Para su dimensionado es necesario previamente conocer los momentos flectores actuantes.

Estas verificaciones se encuentran lo suficientemente desarrolladas en la bibliografía y en apuntes de otras materias a los cuales nos remitimos

PROCESO CONSTRUCTIVO DE UNA BASE



1 EXCAVACION



2. ARMADURA Y LLENADO



3.- BASE HORMIGONADA

3.1.2 – BASES EXCÉNTRICA

Se dice que una base es excéntrica cuando no coinciden el centro de presiones **cp** (lugar de paso de la resultante) con el centro de gravedad **cg** de la base.

La excentricidad, en un sentido o en ambos, puede generarse de muchas formas y se distinguen claramente dos casos, aquellos en que la excentricidad tiene su origen en razones de tipo espacial, en que la recta de acción de la resultante pasa por la columna y otros en que las cargas son tales que producen un desplazamiento o desvío de la recta de acción de la resultante que ya no pasa por la columna.

3.1.2.1.- Excentricidad por razones espaciales - Base Medianera:

En algunos casos, como se ha mencionado, la excentricidad se origina por una cuestión geométrica (eje medianero, etc.), y a pesar de tener solo una carga vertical N , como la base no se puede disponer con su centro de gravedad (cg) coincidente con la recta de acción de N (cp) aparece una excentricidad "**e**" que es la distancia entre el cg de la figura y la recta de acción de N , estas bases también se conocen como **base medianera**

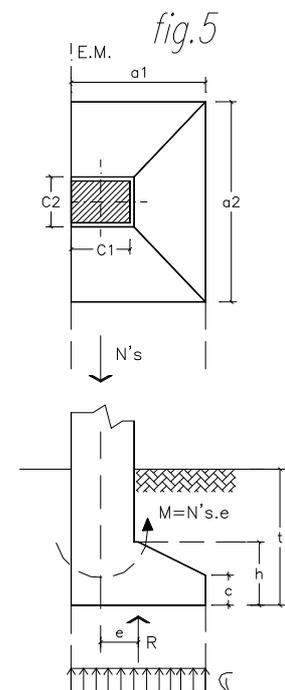
Como se trata de una carga vertical, la superficie de contacto se determina igual que para la base centrada del caso anterior, pero la forma ya no será cuadrada, sino rectangular como se indica en la figura 5.

Se debe cumplir que

$$P = 1.05 \text{ a } 1.10 N$$

$$A = P / \sigma_{tadm}$$

$$A = a1 \times a2$$



La estructura, cuyo elemento final en el camino de las cargas hacia la base es la columna, debe tener la rigidez flexional suficiente para que la base al ser cargada no gire y su plano inferior se mantenga siempre horizontal, con lo cual las tensiones transmitidas al suelo serán más o menos uniformes, en tal caso la reacción R resultante de la integración de dichas tensiones estará ubicada en el cg .

La excentricidad e entre la carga $N's$ y R induce un momento flector en la columna que se transfiere desde la base hacia la estructura generando solicitaciones que siempre deben tenerse en cuenta. Este momento que introduce la base en la estructura, modifica los diagramas de solicitaciones calculados en base exclusivamente a las carga actuantes.

El valor del momento transmitido por la base es $M = N's \times e$.

Se debe tratar que M sea mínimo, como $N's$ no se puede modificar para disminuir M la única posibilidad es achicar e , por esto la base se hace de forma rectangular con el mayor de los lados paralelo al eje medianero.

Cuanto mayor resulte la relación entre a_2/a_1 menor será e , en el límite, para $a_1=c_1$ se tendría $e=0$, pero los voladizos paralelos al eje serían exagerados y la base resultaría descabellada, la relación entre a_2/a_1 técnica y económicamente conveniente está en el orden de 2 a 3, es decir:

$$a_2 = \lambda \cdot a_1$$

con λ variable de 2 a 3.

Para absorber el momento M inducido aparecen distintos sistemas estructurales, la mayoría trata de evitar que el momento se transfiera a la columna más allá del nivel de fundaciones, equilibrando todo por debajo del nivel del terreno natural, otras opciones pueden tomar la planta baja y equilibrar al nivel de losa sobre P.B., la adopción de uno u otro esquema estará condicionada al tipo de estructura, características del suelo de fundación, valores de las cargas, etc.

Los sistemas de equilibrio más comunes son.

Sistemas estructurales para equilibrar el momento de excentricidad

Siempre, el mejor procedimiento consiste en introducir en la estructura el momento originado en la excentricidad de la base, con más razón hoy en día en que contamos con sencillos y poderosos programas de cálculo electrónico. De todos modos, y por ser "tradicionales", expondremos una serie de soluciones "simplificadas" (ojo, no confundir simplicidad con imprecisión) desarrolladas en la época en que no se disponía de los citados programas de cálculo.

3.1.2.1.a.-Columna sometida a flexión compuesta (M y N)

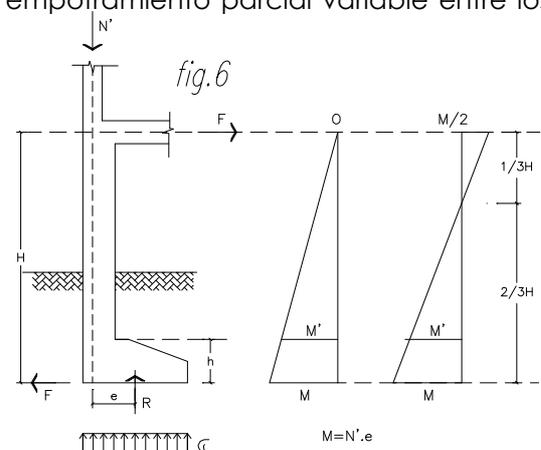
Este tipo de solución (fig. 6) se emplea en general para columnas cuyas cargas no son muy importantes, estructuras de 2 o 3 plantas, etc., el momento se transfiere por la columna hasta el nivel de losas sobre planta baja y de allí al resto de la estructura.

Con equilibrio al nivel de losas sobre P.B. y la columna trabajando a flexión compuesta, en su apoyo superior podrá existir algún grado de empotramiento dependiendo de la rigidez del elemento transversal. Si existe una viga de gran rigidez se podrá considerar un empotramiento, si el apoyo es en una losa o viga de poca rigidez (que solo impide el desplazamiento horizontal) se debe considerar un apoyo, para casos intermedios se adoptará un grado de empotramiento parcial variable entre los límites anteriores.

Las solicitaciones en la columna son las indicadas en la figura

En este caso debe tenerse en cuenta:

- La columna estará sometida a flexión compuesta, las dimensiones de la sección requerida pueden ser importantes y la mayor dimensión es conveniente que sea la perpendicular al eje medianero lo que muchas veces trae inconvenientes en la planta baja.



Se generan fuerzas horizontales al nivel de losas sobre planta baja y en el contacto base suelo que deben tenerse en cuenta en el dimensionado de la estructura (esfuerzo de tracción F) y verificando la base al deslizamiento, $F = M/H$.

El dimensionado a flexión compuesta de la armadura de la columna puede hacerse por tramos, la sección crítica es en la unión de la misma con la base (M').

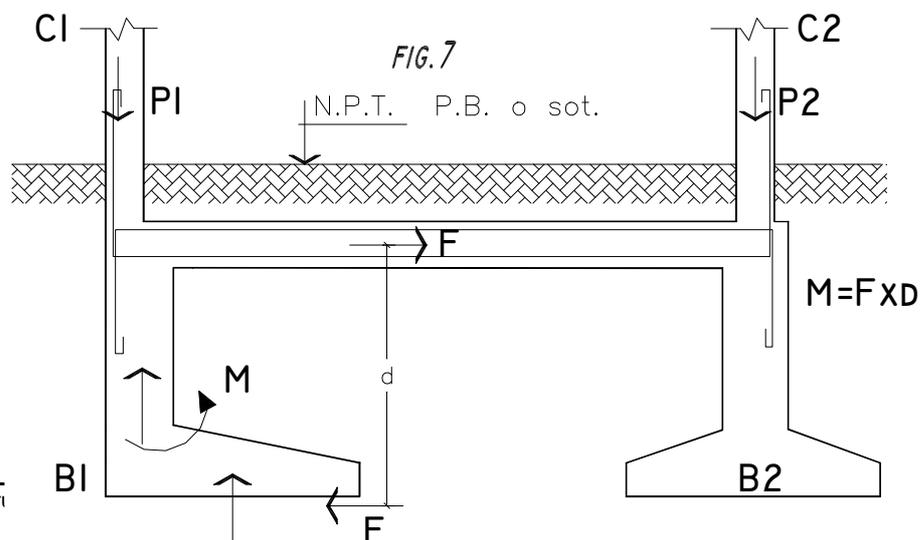
Esta flexión compuesta hace que el dimensionado del tronco de la columna requiera agrandamiento de las secciones perpendicularmente a la medianera además de una mayor armadura para tomar esos "nuevos momentos."



Columna de una base excéntrica (notar la orientación del tronco y densificación de armadura paralela a la medianera para absorber el momento flector)

3.1.2.1.b-Base con tensor

Cuando no se quiere transferir momentos a la columna en la planta baja (o que los mismos resulten despreciables), por razones de dimensiones, etc., puede ser útil este sistema de equilibrio del momento de excentricidad por debajo del nivel de piso figura 7.



Para el tronco de la columna C1, que va de la base hasta el tensor o tirante, las dimensiones de la sección requerida pueden ser importantes y la mayor dimensión es conveniente que sea perpendicular al eje medianero, en correspondencia con los mayores momentos flectores solicitantes.

Desde el tirante hacia arriba, la columna estará sometida a momentos flectores despreciables, prácticamente a compresión, por lo que las dimensiones serán mucho menores que a flexión compuesta y además se puede hacer de forma rectangular con su lado mayor paralelo a la medianera, esto es útil por ejemplo si existe una entrada de vehículos y molestan al tránsito.

El equilibrio del momento $M=N.e$ se logra con dos fuerzas horizontales, una en el contacto base suelo que debe ser absorbida por roce, otra igual y contraria a la anterior en el tensor.

El valor de F será:

$$F=M/d$$

Las deformaciones que se producen en el sistema base-columna-tirante deben ser compatibles con la superestructura, esto puede llevar a tener que sobredimensionar el tirante para evitar deformaciones excesivas.

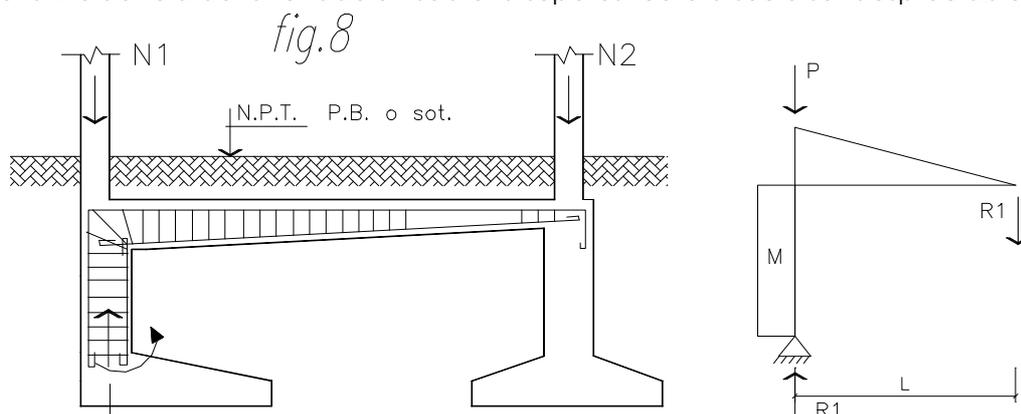
La fuerza horizontal F es mayor cuanto más pequeña es d (bases a poca profundidad) y muchas veces resulta difícil lograr el equilibrio de la base al deslizamiento, además de generar tracciones importantes en el tirante.

Se debe verificar que el resto de la estructura (en particular la columna C2 en este ejemplo) resulte capaz de absorber la fuerza horizontal F que actúa como una carga concentrada a la altura del tensor, también debe verificarse el deslizamiento en la base B2.

En la práctica este sistema resulta apto para equilibrar momentos inducidos por bases excéntricas cuyas cargas no son demasiado importantes, como suele ocurrir en viviendas de dos o tres plantas y en edificios de hasta seis o siete pisos con una distribución racional de columnas. Si además se trata de un edificio entre medianeras y las bases, cuyas cargas son del mismo orden, están enfrentadas, este tipo de solución puede resultar interesante ya que el sistema se autoequilibra a través del tirante.

3.1.2.1.c-Base excéntrica aporcada

Este sistema, figura 8, similar al anterior en cuanto a la absorción del momento por debajo del nivel de piso y a la necesidad de contar con una columna cercana, tiene como ventaja respecto del mismo que logra el equilibrio sin generar fuerzas horizontales, lo que puede ser una buena alternativa cuando resulte difícil tomar F ya sea por deslizamiento de la base, cosa que suele ocurrir en suelos con parámetros resistentes pobres, o por incapacidad del resto de la estructura para absorber fuerzas horizontales. En este caso la incidencia de la fundación sobre la superestructura suele ser despreciable.



El principio de funcionamiento es el de un pórtico, unión monolítica del tronco de columna con la viga, basado en la rigidez del nudo.

El momento flector que la columna recibe de la base pasa a través del nudo a la viga, se generan fuerzas verticales R_1 , de modo que $M = R_1 \cdot L$.

$$R_1 = M/L$$

A tener en cuenta:

- La columna estará sometida a flexión compuesta solo en su tronco, que va de la base hasta el nudo de unión con la viga, las dimensiones de la sección requerida pueden ser importantes y la mayor dimensión es conveniente que sea la perpendicular al eje medianero, pero en este caso como el anterior no habrá inconvenientes pues todo queda enterrado.

- La viga puede tener sección variable siguiendo el diagrama de momentos, con su máximo en el nudo, lo que resulta conveniente entre otras cosas para aproximarnos a un apoyo simple en la unión con C2 evitando la transferencia no deseada de momentos.

- Se generan fuerzas verticales que tienden a levantar la base B2 y a recargar B1, se debe verificar que N_2 resulte mayor que $1.5 \times R_1$ para evitar el levantamiento y B1 debe calcularse para $N_1 + R_1$.

3.1.2.1.d-Base Cantilever

Este esquema (fig. 10) permite evitar el momento en la columna mediante un desvío de la carga. La base medianera será transformada en una base centrada y la columna no recibe momentos inducidos.

El principio de funcionamiento es el de una viga en voladizo (cantilever) que aplicando el principio elemental de la palanca logra equilibrar el momento provocado por la excentricidad e con otro par igual y contrario.

Se debe cumplir que

$$N_1 \cdot e_1 = R_2 \cdot e_2$$

Para que se pueda pensar en un sistema de este tipo es necesario la existencia de una columna C2 cercana y aproximadamente en la línea de C1.

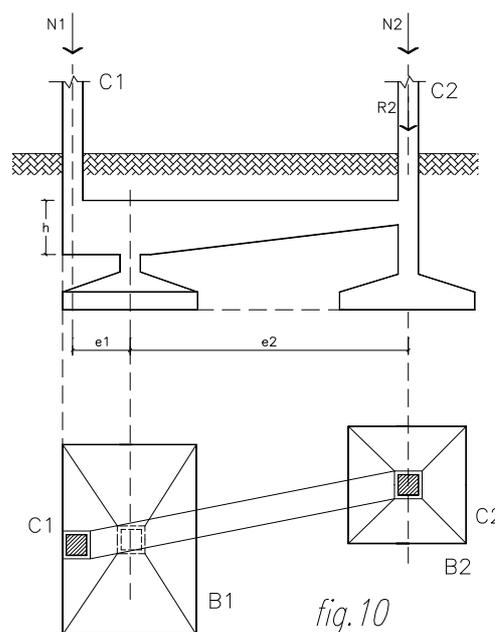
Se debe tener en cuenta:

La carga en la columna C2 (N_2) debe ser suficientemente mayor que R_2 para que no exista levantamiento.

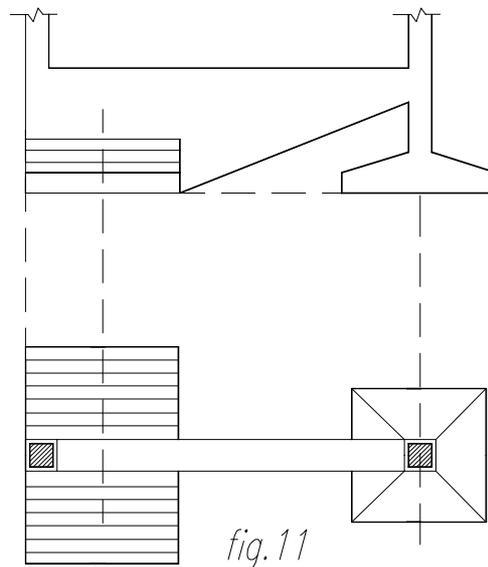
Las dimensiones de la base B1 se determinan considerando que la carga que debe soportar es $N_1 + R_2$, minorando adecuadamente R_2 y mayorando adecuadamente N_1 .

Las dimensiones de la viga (h , b) estarán condicionadas por el corte.

La armadura de flexión principal estará en la parte superior.



Otro caso de cantilever es el indicado en la figura 11.



3.1.2.2.- Excentricidad provocadas por las cargas:

El caso más general (fig. 12) de una base aislada (aunque no el más frecuente) es que reciba cargas verticales N , momentos flectores M y cargas horizontales H .

Las cargas son las reacciones determinadas al calcular la estructura que pasan como acciones a las bases, a diferencia del caso anterior donde se generaban por la excentricidad de la base.

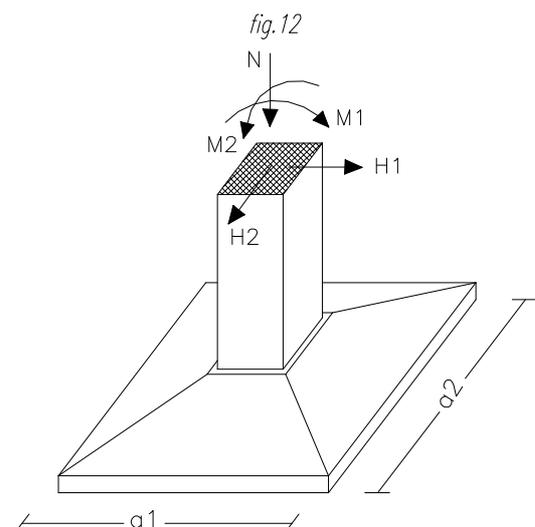
Las cargas pueden ser permanentes o variables en el tiempo.

a) Cargas que permanecen aproximadamente constantes:

- Bases de contrafuertes de muros de contención sometidos a cargas horizontales de empujes de suelo.
- Columnas de entrepisos sin viga donde la acción de cargas permanentes es preponderante respecto a las sobrecargas.
- Otros casos de estructuras sometidas a empujes.

b) Acciones variables:

- Bases de columnas de pórticos en estructuras de edificios sometidos a viento, sismo y en general cargas de tipo horizontal.
- Bases de depósitos de líquidos (tanques) elevados.

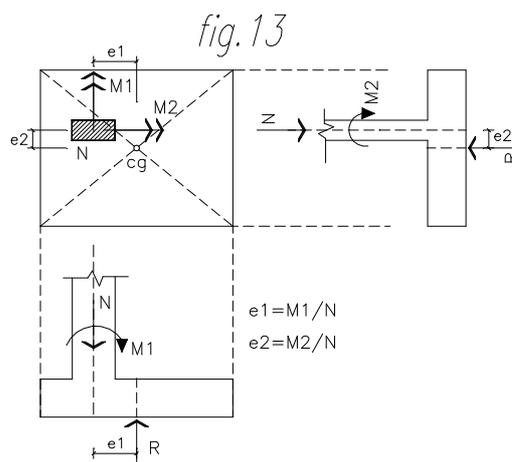


Caso a) Cargas que permanecen aproximadamente constantes

Cuando la base se puede encuadrar dentro del caso *a* y las solicitaciones no tienen grandes variaciones en magnitud ni dirección será conveniente proyectar una base de modo tal que las tensiones resulten lo más uniformes posibles, esto se logra haciendo coincidir el cg de la figura elegida (p.ej. un rectángulo) con el paso de la resultante fig. 13.

Si las acciones preponderantes son de tipo permanente, pero pueden existir acciones variables de corta duración, como es el caso de estribos de puente por ejemplo, se tratará de centrar la base con la resultante de las cargas permanentes y se verificarán las tensiones máximas y mínimas para cargas accidentales, suponiendo que el terreno es un material linealmente elástico (como se deduce de las fórmulas de cálculo incluidas más adelante).

Cabe acotar que cuando las acciones son de corta duración en general se admiten incrementos en la tensión admisible del suelo de hasta un 30%.



Caso b) Acciones variables

No ocurre lo mismo cuando las acciones son variables, por ejemplo la base de una columna perteneciente a un sistema aporticado que recibe cargas horizontales de viento, sismo, etc.

Para este tipo de cargas fig. 14 puede ocurrir que en el estado permanente la base reciba solo cargas verticales (N), mientras que en determinado instante aparece la acción horizontal y se generan fuerzas H y momentos M, que podrán ser variables en magnitud y dirección.

Estas bases se resuelven por tanteo, se comienza probando con una superficie algo mayor a la necesaria para tomar las cargas verticales N y se verifica si para dichas dimensiones las tensiones se mantienen dentro de los límites adecuados.

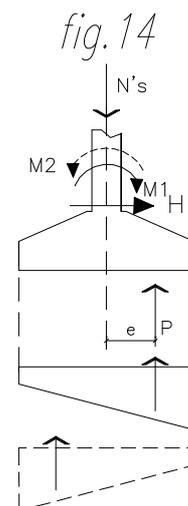
Para la verificación de tensiones se recurre a las ecuaciones elementales de la resistencia de materiales $\sigma = -N/A \pm M/W$, con algunas consideraciones.

Cuando existen momentos en ambas direcciones M1 y M2 se tendrá:

$$\sigma = -N/A \pm M1/W \pm M2/W$$

Esta ecuación nos permite determinar, para una base rectangular, las tensiones en los cuatro puntos esquineros.

Es válida si todas las tensiones son de compresión, la base no se despega del suelo, pero si alguno de los valores resultase de tracción, como el suelo no es



capaz de tomar las mismas, pues la base se despegga, la zona que queda comprimida debe generar un volumen de tensiones que equilibre la resultante.

La ecuación a utilizar para verificar la máxima tensión, que surge de plantear el equilibrio entre P y el volumen de tensiones (*fig. 15*) en el caso de que uno de los momentos resulte nulo es:

$$e = M1/N's$$

$$P = 1.05 \text{ a } 1.10 N's, \quad R = P$$

$$a1/2 = e + r/3$$

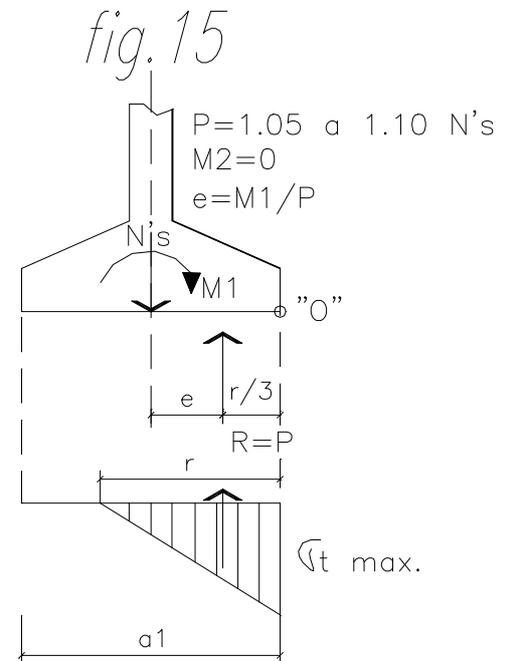
$$r = (a1/2 - e) \cdot 3$$

$$R = \sigma_{tmax} \cdot a2 \cdot r/2 ; R=P$$

$$P = \sigma_{tmax} \cdot a2 \cdot (a1/2 - e) \cdot 3/2$$

$$P = \sigma_{tmax} \cdot a2 \cdot (a1 - 2 \cdot e) \cdot 3/4$$

$$\sigma_{tmax} = 4/3 P / [a2 \cdot (a1 - 2 \cdot e)]$$



Además debe verificarse la seguridad al deslizamiento debido a H1 entre suelo y hormigón, como el cociente entre las **fuerzas resistentes / fuerzas deslizantes (H1)** en el contacto de la base con el suelo.

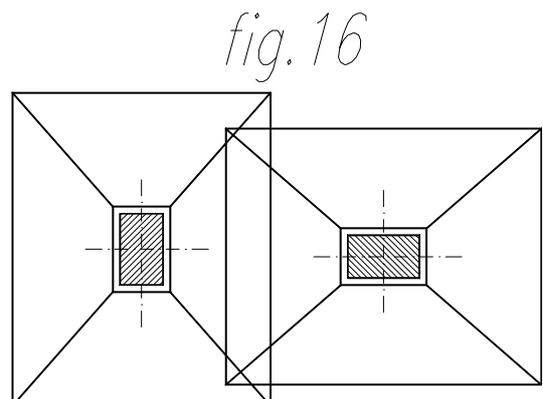
Cuando existe la posibilidad de un vuelco de la base, como puede ocurrir en muros de contención autoportantes sometidos a empujes de suelo o bases aisladas para grandes carteles, depósitos elevados, etc., sometidos a cargas horizontales (generalmente de viento) debe verificarse la seguridad al volcamiento (**Momentos estabilizantes / Momentos volcadores**) respecto de "O".

En ambos casos se recomienda un coeficiente de seguridad mínimo de 1.5.

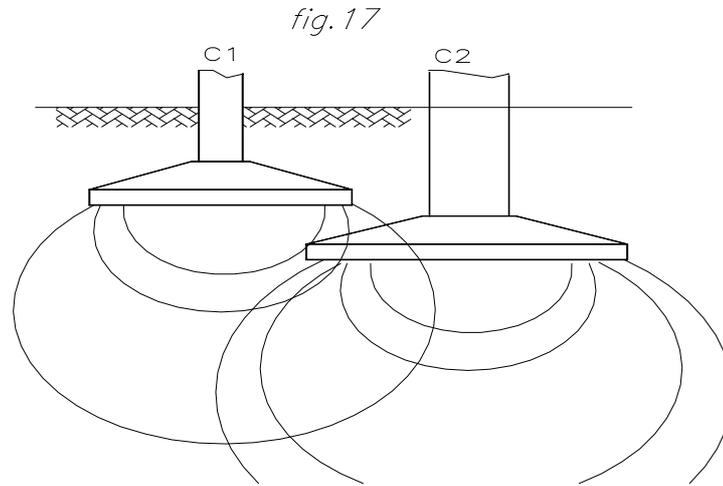
3.3 – BASES COMBINADAS

Cuando habiendo efectuado el predimensionado de las bases aisladas nos encontramos que dos o más de ellas se superponen (*fig. 16*) por distintas causas que pueden ser.

- Cargas muy importantes
- Baja capacidad portante del suelo
- Columnas muy próximas entre sí
- Combinación de los casos anteriores



Para solucionar el problema se nos puede ocurrir desplazar las bases apoyando las mismas en distintos planos de fundación como se muestra en la figura 17.

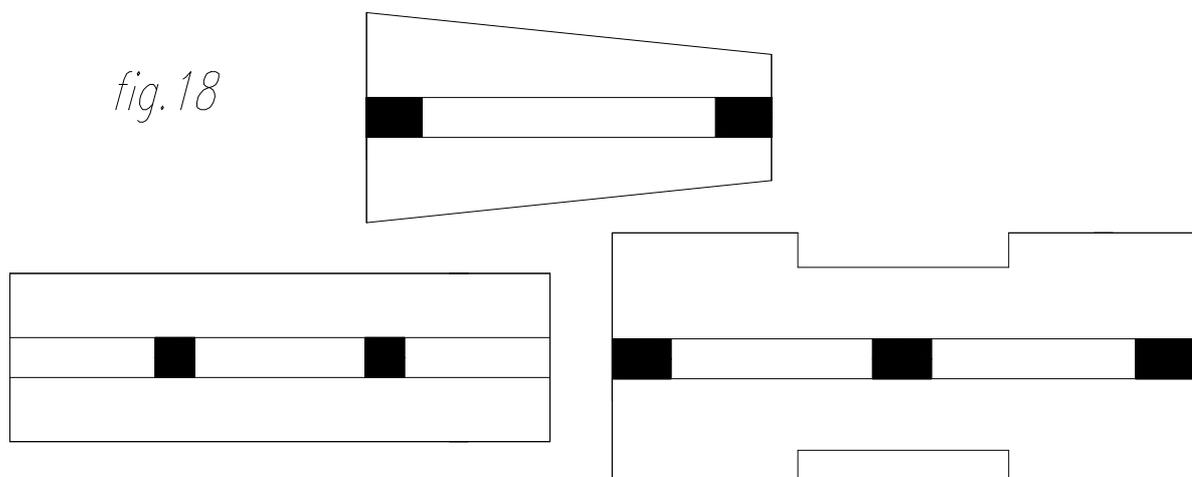


Esta solución es incorrecta, pues si se observan los bulbos de tensiones vemos que existe una superposición en la zona de apoyo de la base B2, además de un efecto secundario de empuje lateral sobre la columna C2.

Las razones expuestas nos llevan a pensar en una base única que reciba a ambas columnas y que se conoce como base o zapata combinada.

Al proyectar una base de este tipo la pauta principal es hacer coincidir el centro de presiones (lugar de paso de la resultante) con el cg de la base, evitando de este modo las excentricidades y momentos flectores inducidos por estas.

Con el criterio anterior se puede arribar a soluciones en planta como las indicadas en la fig. 18.

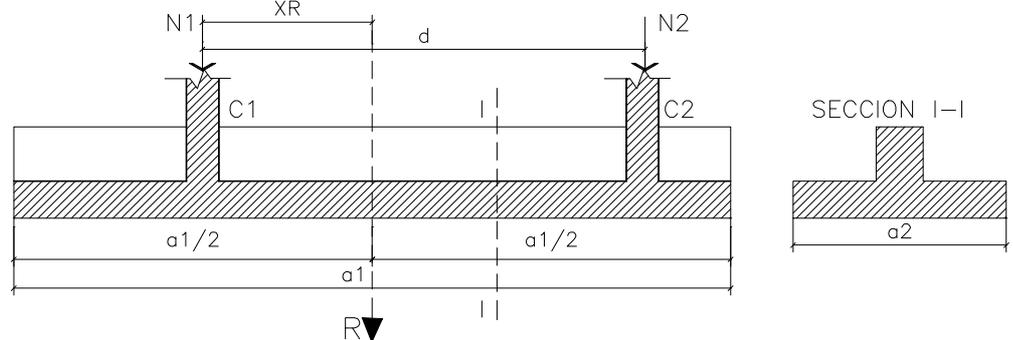


Como ejemplo, si tenemos una base combinada para dos columnas, con cargas $N1$ y $N2$, como puede verse en la fig. 19, en primer lugar ubicamos la resultante.

fig.19

$$R = N1 + N2$$

$$XR = N2.d/R$$



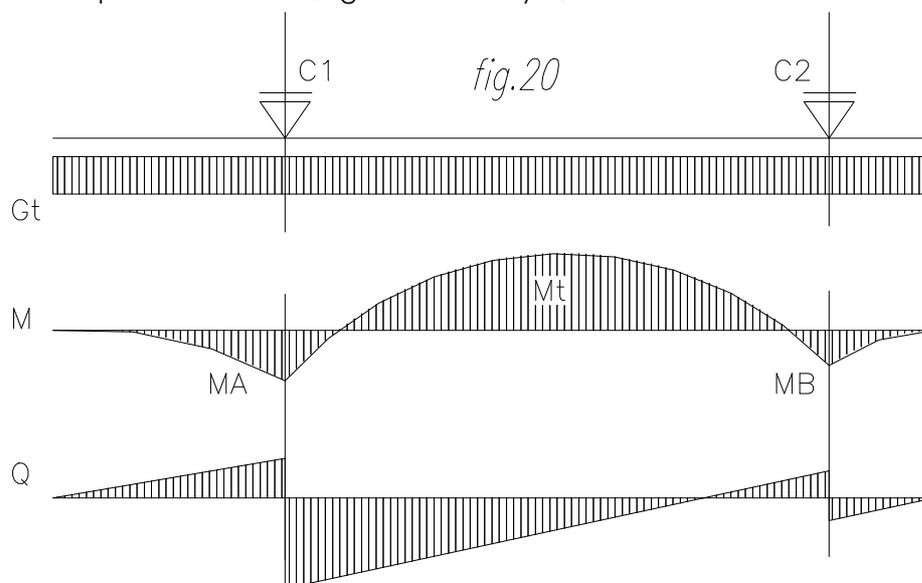
Habiendo ubicado R respecto de las columnas $C1$ y $C2$ tenemos determinado el centro de presiones (cp) y hacemos coincidir el cg de la base con cp , evitando la excentricidad e y logrando una distribución uniforme de tensiones.

Luego se determinan las dimensiones $a1$ y $a2$ igual que para una base aislada, comenzando por plantear que $a1/2$ debe ser por lo menos igual a la distancia entre el centro de presiones y la columna más lejana mas unos 20 cm cuando es posible, cosa que no ocurre si una de las columnas es medianera.

El sistema se completa con una viga que discurre entre ambas columnas y abarca los voladizos, que confiere rigidez al conjunto, tendiendo a lograr una distribución de tensiones uniforme.

En sentido transversal funciona como una solera de fundación trabajando en voladizo a ambos lados de la viga, mientras que en sentido longitudinal los momentos y el corte serán absorbidos por la viga mencionada.

En la fig. 20 vemos un esquema de cálculo, el estado de cargas y la forma que tendrán los diagramas de M y Q .

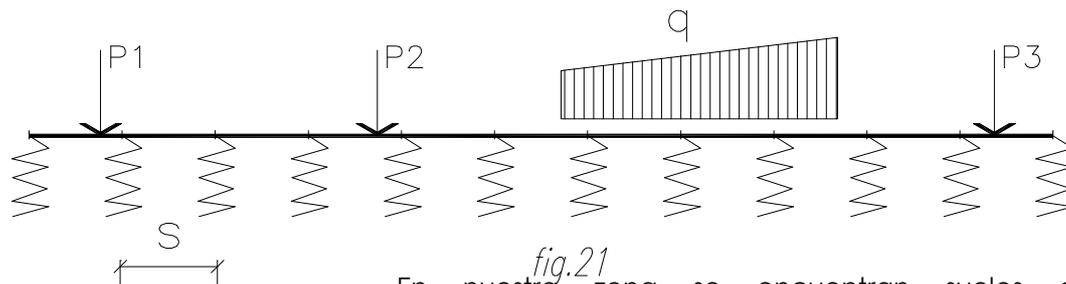


Como puede apreciarse, siguiendo el diagrama de momentos, entre las columnas la armadura principal de flexión debe disponerse arriba mientras que en los apoyos y en los voladizos debe ir abajo.

3.3. – VIGAS EN MEDIO ELASTICO

En muchos casos, cuando las características del suelo de fundación y la distribución de columnas lo permite se recurre a un sistema de fundación tipo viga o zapata corrida, que puede recibir una o varias columnas como cargas concentradas y cargas distribuidas de muros.

Los suelos en que se adoptan estos sistemas en general son blandos y de características resistentes bastante pobres, tensiones admisibles bajas, al menos en los mantos superiores.



En nuestra zona se encuentran suelos de estas características en toda la costa del Río de La Plata, Localidades como Berisso, Ensenada, etc., con un manto superior tipo fango que tiene un espesor rondando los 7 u 8 m, luego aparecen suelos firmes.

Para la fundación de viviendas de hasta 2 o 3 plantas se adoptan vigas zapata como las descritas en los párrafos anteriores.

El funcionamiento de estas vigas en medio elástico se puede asimilar al de una viga apoyada en una serie de resortes que representan al suelo de fundación y cuya constante de resorte k está relacionada con el coeficiente de balasto del suelo c , que es la presión necesaria para producir una deformación unitaria del mismo, las unidades de c son $[F/L^2/L]$ o lo que es lo mismo $[F/L^3]$.

La constante de resorte k se relaciona con el coeficiente de balasto del siguiente modo.

$$k = c \cdot A$$

k : Constante de resorte $[F/L]$

c : Coeficiente de balasto del suelo $[F/L^3]$

A : Área involucrada de suelo por cada resorte. $[L^2]$

Como en cualquier resorte, la fuerza es proporcional a la constante de resorte k por el desplazamiento δ

$$F = k \cdot \delta$$

Pensando en el suelo, con su equivalencia a un resorte, consideremos $y = \delta$ dividimos todo por A y reemplazamos $k = c \cdot A$

$$F/A = c \cdot A \cdot y/A = c \cdot y$$

F/A es la presión que se puede ver es proporcional a la deformación del suelo.

$$\sigma = c \cdot y$$

El coeficiente de balasto de un suelo es difícil de obtener experimentalmente y en general se estima de acuerdo a tablas que recomiendan valores aproximados para distintos tipos de suelos. En general este denominado "coeficiente", si es que existe algo parecido, no es una constante y los suelos no son elásticos, por lo que el grado de aproximación es grosero. Como se indica seguidamente, la aplicación de este método se basa en gran medida en la experiencia y el criterio del proyectista (por ejemplo: nunca olvidar los principios elementales de equilibrio de la estática, y, en la duda, dimensionar para más de una situación posible).

Para una viga en medio elástico determinada, se puede decir que coeficientes de balasto bajos (el caso límite sería un líquido) generan una distribución de tensiones en el suelo bastante uniforme con solicitaciones importantes. Si el coeficiente de balasto es muy grande, imaginemos una roca, las cargas concentradas que bajan por las columnas y las cargas repartidas pasan a través de la viga en forma casi directa al suelo que se encuentra inmediatamente por debajo, con grandes picos de presiones para el suelo y solicitaciones mucho menores para la estructura.

Como conclusión, módulos de balasto bajos generan las condiciones más desfavorables para la estructura (solicitaciones máximas) y a la inversa, coeficientes altos implican las peores condiciones para el suelo, con los máximos picos de tensión.

Esto es útil pues cuando se tienen dudas sobre los valores de c a adoptar, muchas veces suele hacerse un tanteo con dos valores límite determinando las condiciones más desfavorables para la estructura y el suelo.

En cuanto al proyecto y cálculo propiamente dicho, en la actualidad casi con exclusividad se resuelve el sistema mediante algún programa de pórticos planos, colocando un nudo en correspondencia con cada resorte y dando a las barras la rigidez correspondiente a la sección transversal, las características de los resortes se obtienen a partir del coeficiente de balasto adoptado, de la separación entre nudos (en general ronda los 0.50 m) y del ancho B de la zapata.

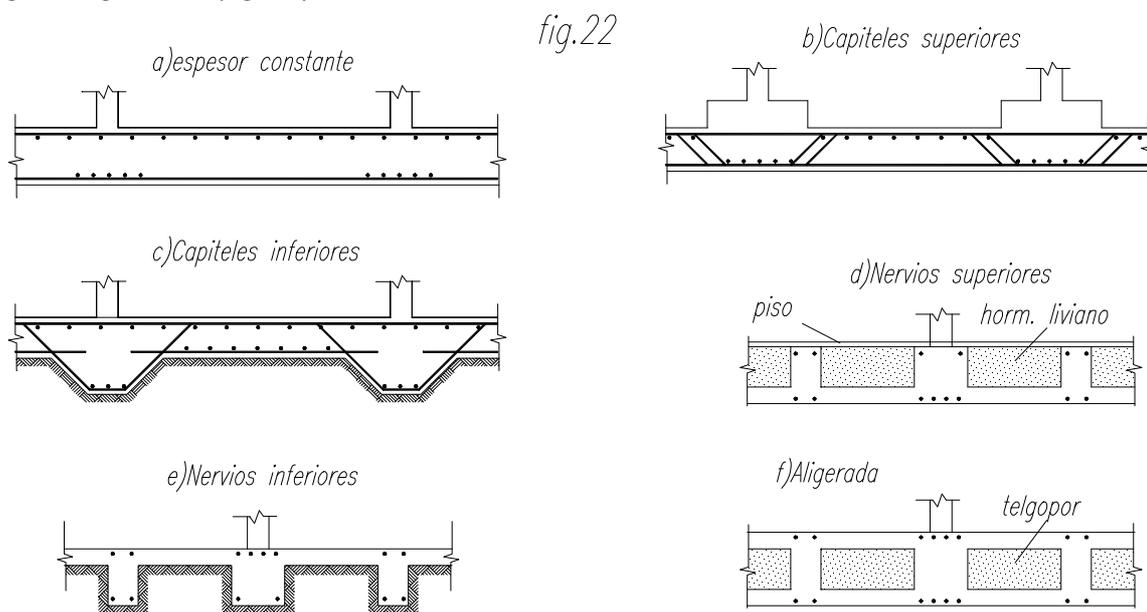
El procedimiento es por tanteos, siempre que sea posible se tenderá a colocar el cg de la viga - zapata en correspondencia con el centro de presiones (lugar de paso de la resultante) como si se tratase de una base combinada, se adopta un ancho a_2 determinado, que en principio puede ser algo mayor al correspondiente a una distribución de tensiones uniforme y se realiza un primer cálculo, verificando las tensiones en el suelo y los niveles de solicitaciones, se pueden ir haciendo los ajustes de a_2 , cambiar la rigidez, modificar los voladizos extremos, etc. Hasta lograr picos de tensiones suaves y del mismo orden para las distintas columnas, por debajo de los valores admisibles, finalmente se dimensiona la estructura con un criterio bastante similar al de las bases combinadas.

3.4. – PLATEAS DE FUNDACION

Este sistema de fundación puede ser considerado una propuesta válida cuando el terreno tenga poca capacidad resistente, cuando resulte muy heterogéneo, lo que nos lleva a pensar en la posibilidad de que surjan asentamientos diferenciales o cuando aparezcan subpresiones, en el caso que las napas freáticas se encuentren altas, por encima de la cota de subsuelo, o exista esta posibilidad futura.

Otra pauta concreta que nos puede llevar a pensar en una platea es en aquellos casos en que luego de haber hecho un primer intento con bases la superficie ocupada por las mismas resulte de aproximadamente el 50% del edificio, en cuyo caso seguramente resultará más económica la platea.

Los tipos más frecuentes de plateas son los indicados en las figuras siguientes (fig. 22)



Las indicadas en el caso a, de espesor constante son las más sencillas de construir pues no necesitan encofrados, su utilización puede resultar económica cuando las cargas y la separación entre columnas no es importante, ya que el mayor volumen de hormigón utilizado se compensa con el ahorro en encofrados.

Cuando las cargas o la separación adquieren cierta importancia los esfuerzos de flexión y corte que aparecen en la losa de fundación sumado a los problemas de punzonado nos llevan a adoptar las zapatas con capiteles que pueden ubicarse en la parte superior o inferior, figuras b y c. Cuando los capiteles se ubican en la parte inferior (fig. c) tienen la ventaja de quedar perdidos en el terreno de fundación, con lo cual nos deja una superficie de circulación plana, por otra parte generalmente se puede usar como encofrado el mismo suelo con las ventajas que esto implica desde el punto de vista económico y constructivo.



Las plateas nervuradas (fig. d y e) no son otra cosa que una losa nervurada con una serie de nervios principales bajo las líneas de columnas y otros secundarios. Los nervios se pueden hacer por arriba o por debajo de la losa.

La primera alternativa (fig. d) tiene alguna ventaja desde el punto de vista estructural pues los nervios funcionan como viga placa en las zonas centrales, pero presenta el inconveniente de requerir encofrados para su ejecución.



Si además se requiere una superficie plana para circular habrá que rellenar los huecos entre nervios con hormigón liviano u otro material y por encima colocar el piso.

La segunda variante (fig. e), con los nervios por debajo tiene la ventaja al igual que los capiteles que en general no requiere encofrados para su ejecución.



Si las cargas siguen creciendo las dimensiones necesarias son cada vez mayores y pasamos de la solución anterior a la losa alivianada o aligerada (fig. f) con lo cual se obtienen mayores alturas de sección, con ahorro de armaduras y volúmenes de hormigón razonables. Los huecos se logran disponiendo bloques de telgopor o elementos similares e incluso piezas huecas de hormigón a modo de encofrado perdido.

3.4.1 Proyecto de una platea de fundación:

Frente al proyecto de una platea de fundación, lo más conveniente resulta ser: tener columnas igualmente separadas y con cargas iguales, o situaciones lo más parecido posible a estas. Por lo cual, y en la medida en que pueda, el proyectista de una estructura que se fundará mediante platea debiera tratar de acercarse lo más posible a tal situación.

Cuando se proyecta una platea, como primera medida se debe tratar que la resultante de las acciones que transmite la estructura (centro de presiones) pase lo más próximo al centro de gravedad de la platea. Con esto se logra una repartición uniforme de presiones y se evitan asentamientos diferenciales que pueden llegar a inclinar el edificio en conjunto.

Se recomienda que la resultante caiga en una zona igual al núcleo central de la base pero de dimensiones la mitad que este para cualquier combinación de estados de carga. Si no se cumple lo anterior se deberá estudiar, con ayuda de un especialista, la distribución de tensiones y los asientos previsible y en ningún caso la resultante debe caer fuera del núcleo central.

Con respecto a la distribución de tensiones y al cálculo de solicitaciones, dado que las plateas en general son más flexibles que las zapatas es incorrecto suponer una distribución uniforme de tensiones que conduce a sobreestimar los esfuerzos, pero no obstante, a los efectos de efectuar un predimensionado se puede suponer una distribución uniforme de tensiones.

El procedimiento de cálculo "correcto", dentro de las grandes diferencias, ya señaladas, que existen entre el modelo y la realidad, sería suponer la placa apoyada en un medio elástico, sobre resortes, y resolver con algún modelo de elementos finitos, pudiendo lograr una buena aproximación mediante un programa de emparrillados planos suponiendo para los nervios una rigidez torsional igual al doble de la flexional.

En cuanto al predimensionado del espesor, se hace por tanteos teniendo en cuenta consideraciones económicas y de funcionamiento. Debemos considerar que al disminuir el espesor aumentan las armaduras por disminución de la altura pero se produce un acomodamiento de las solicitaciones pues al hacerse más flexible la placa los esfuerzos disminuyen pero aumentan los picos de tensiones en el suelo y la posibilidad de asentamientos diferenciales.

Para tener una idea de orden de espesor, para placas macizas de espesor constante, se puede comenzar el tanteo con:

$$h = (10.L + 30) \text{ en cm}$$

h: espesor total de la placa en cm

L: Máxima separación entre columnas, en metros.

Por ejemplo, para $L = 5.00$ m resulta $h = (5 \times 10 + 30) = 80$ cm

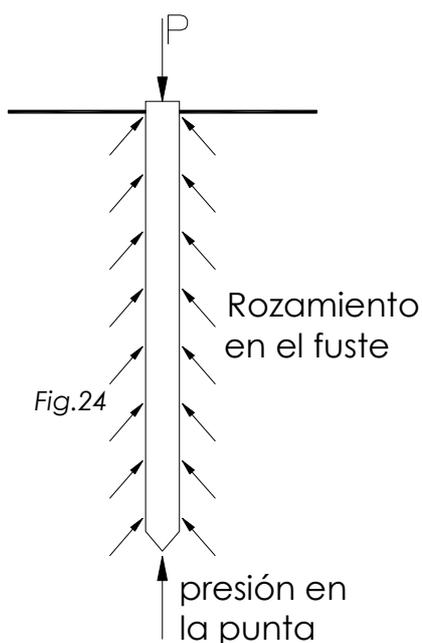
Si se trata de placas nervuradas o alivianadas, se puede estimar la altura de nervios con valores algo superiores a los de la placa maciza anterior, adoptando como espesor de la placa propiamente dicha unos 20 cm.

En lo que respecta a armaduras se recomienda colocar barras de diámetros más bien grandes, es decir, pocas barras de diámetro grande en lugar de muchas de pequeño diámetro, por problemas de corrosión.

Los recubrimientos deben ser siempre generosos, en el orden de los 7 cm y nunca menos de 5 cm. La separación entre barras no mayor a los 30 cm.

4. - FUNDACIONES PROFUNDAS

Cuando los mantos superiores del suelo no tienen la capacidad suficiente para recibir las cargas de la superestructura por su falta de valor soporte, por su deformabilidad, por razones de índole constructiva, etc., muchas veces es conveniente o imprescindible recurrir a fundaciones de tipo indirectas o profundas, que permiten disipar las cargas en mantos a mayor profundidad, con mecanismos de transferencia en general distintos que los de las fundaciones superficiales.



El mecanismo de transferencia o disipación de cargas (fig.24) en las fundaciones profundas es por combinación de dos tipos de resistencia, por tensiones normales en la punta del elemento y por tensiones tangenciales en la superficie lateral del mismo (fuste).

Al igual que para las fundaciones superficiales, según las características de la superestructura, del suelo de fundación y de la metodología constructiva existen varias opciones.

Dentro de las fundaciones profundas, en este curso nombraremos algunas de las más conocidas y normalmente utilizadas en nuestro medio.

4.1- Pilotes

4.2.- Pozos romanos

4.3.- Pilotines

4.1. – PILOTES

Cuando los estratos resistentes se encuentran a cierta profundidad las cargas de la estructura se suelen transferir al terreno mediante pilotes.

Existen varias maneras de clasificar los pilotes:

A) Según el modo de transmitir las cargas:

Pilote columna o Pilotes de punta:

Cuando la carga es transmitida a un estrato del suelo bastante profundo y la mayor resistencia es por punta

Pilotes de rozamiento: Si la transmisión de cargas se hace mayoritariamente por fricción lateral

Pilotes flotantes: Cuando el estrato resistente se encuentra a profundidades tales que no es posible alcanzar el mismo con la punta del pilote. Este tipo de fundación debería tratarse de evitarse por ser muy deformable, si no hay más alternativa que usarlo se debe estudiar muy bien. Por suerte generalmente los mantos van aumentando su resistencia y se hacen cada vez menos deformables con la profundidad, con lo cual este tipo de fundación no es muy frecuente.

B) Según el grado de empotramiento en el suelo:

Pilotes enterrados: Totalmente introducidos en el terreno en toda su longitud.

Pilotes libres: Solo tienen su parte inferior dentro del terreno y la superior libre, tener en cuenta efectos de pandeo.

C) Según el material:

Pueden ser de materiales diversos, como madera, acero, hormigón simple, armado o pretensado, etc.

D) Según la forma de introducción en el suelo:

Pilotes de hincapié: Se introducen por percusión

Pilotes perforados: Se hace una perforación en el suelo y luego se moldea el pilote dentro de la misma.

Pilotes a rosca: Se introducen por rotación en el suelo, actualmente en desuso, pero se pueden encontrar al estudiar estructuras de cierta antigüedad como es el caso de los puentes construidos por el año 1920 sobre los canales de la Provincia de Buenos Aires, donde los pilares son de mampostería y están fundados sobre pilotes metálicos a rosca.

Pilotes de hincapié con lanza de agua: Son introducidos al terreno con ayuda de chorro de agua a presión que fluidifica temporalmente el suelo, andan bien en suelos de tipo arenosos.

E) Según el tipo de sollicitación:

Pilotes de tracción

Pilotes de compresión

F) Según la forma de fabricación:

La clasificación más importante es la de dividir según el procedimiento de ejecución, ya que el proceso puede ser determinante del comportamiento del pilote en función del tipo de terreno en que se ha realizado.

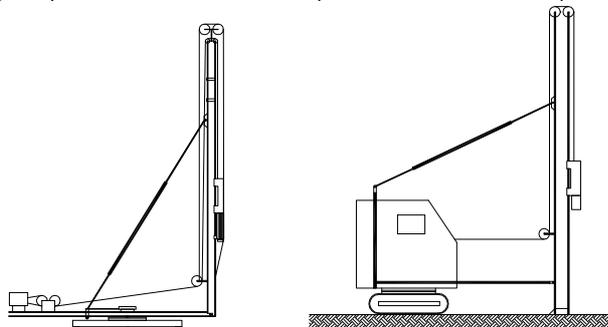
Los pilotes más utilizados en nuestro medio se pueden dividir en dos grandes grupos:

Pilotes hincados

Pilotes perforados,

4.1.1 Pilotes hincados (tipo A):

También denominados pilotes de desplazamiento
Los pilotes en general son prefabricados, de madera, hierro u hormigón y se hincan hasta su posición definitiva por percusión o vibración.



En la figura 25 pueden verse en forma esquemática equipos para la hincada de pilotes prefabricados.

Fig. 25

En lugar de prefabricarlos totalmente, otras veces pueden lograrse introduciendo una vaina hueca o un tubo taponado, relleno luego de hormigón en su posición definitiva.

En los pilotes hincados el espacio que ocupa el pilote se consigue desplazando el suelo bajo presión a las zonas próximas, produciendo una compactación del terreno contiguo lo que resulta especialmente importante en caso de suelos incoherentes.

Otra característica de estos pilotes es que generalmente están sometidos a esfuerzos axiales, es decir tracción o compresión, para los cuales presentan un buen funcionamiento.

Si existen fuerzas horizontales deben absorberse mediante pilotes inclinados.

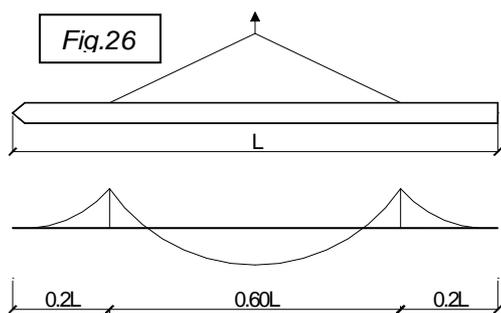
Cuando la fuerza horizontal es pequeña, como ocurre en edificios que no están sometidos a cargas horizontales de importancia, se puede prescindir de los pilotes inclinados en tanto la fuerza H que solicita a un pilote o grupo totalmente embebido en el terreno no supere de un 3 a un 5% de la carga vertical.

Se pueden hincar pilotes de diversos materiales, pero nos centraremos en los de hormigón:

Pilotes hincados de Hormigón armado

El cálculo debe hacerse para los siguientes estados de sollicitaciones:

- 1- Almacenamiento y estiba
- 2- Transporte a obra
- 3- Elevación y manipuleo para la hincada
- 4- Cargas de la estructura.



Las sollicitaciones más importantes en el dimensionado de la armadura del pilote se producen para los estados 2 y 3.

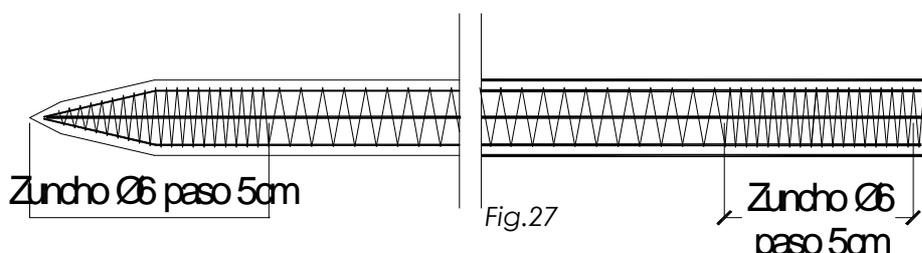
Para el izaje se dejan ganchos para levantar el pilote a través de lingas, los ganchos deben estar convenientemente ubicados de modo que los momentos positivos y negativos resulten del mismo orden.

En el proyecto deben quedar perfectamente definidas las dimensiones, armaduras, posición de los ganchos de izaje, calidad de los materiales (tipo de hormigón y acero) recubrimientos, etc.

Se fabrican en posición horizontal (acostados) sobre una superficie plana (cancha) uno al lado del otro, de sección cuadrada que puede ir de 20cm hasta unos 45 a 50cm de lado. También suelen hacerse de sección hexagonal u octogonal.



Se arman como una columna, con armaduras longitudinales y estribos cerrados o preferentemente con un zuncho cuyo paso se disminuye en la cabeza y en la punta para absorber los efectos del hincado. Durante el hincado los golpes se aplican en la cabeza mediante un elemento compuesto por acero y madera denominado sufridera. La punta se protege con un azuque metálico.



Las dimensiones finales de un pilote dependen de varios factores como el equipo disponible, las condiciones del suelo, el transporte, etc.

Una vez definidas las dimensiones a nivel de anteproyecto se determina la capacidad de carga de un pilote individual como la suma de los dos factores, punta y fuste.

$$Q_{adm} = Q_p + Q_f$$

$Q_p = A_p \times \sigma_p$: Carga admisible por punta, igual a área de punta por tensión admisible de punta.

$Q_f = A_f \times f$: Carga admisible por fuste, igual a área de fuste por tensión admisible de fuste f .

En función de la carga que debe transmitir la columna, contrafuerte o pilar (V,H,M) a la fundación se calcula la cantidad de pilotes necesarios, que

serán unidos mediante un cabezal que es un elemento lo suficientemente rígido como para repartir la carga entre todos los pilotes del grupo.

Definido el grupo debe verificarse que la capacidad de carga del mismo, considerado como un pilote único (que puede ser distinta que la resultante de la suma de las capacidades individuales) sea suficiente para tomar las solicitaciones.

Los pilotes de hormigón armado, una vez hincados hasta el rechazo (se considera rechazo cuando a partir de un determinado número de golpes la penetración es menor de un valor muy pequeño) se desmochan en la zona de la cabeza dejando las armaduras longitudinales a la vista que quedarán embebidas en el cabezal de pilotes.

Por otra parte se deben controlar los asentamientos que deben ser compatibles con los de la superestructura y no se debe olvidar que el asentamiento de un grupo de pilotes siempre es mayor que el de un pilote individual.

Debe tenerse en cuenta que debajo de una columna individual siempre deben existir al menos 2 pilotes para equilibrar la carga.

La forma y dimensión de los cabezales depende fundamentalmente de la cantidad de pilotes.

4.1.2 Pilotes perforados (tipo B)

En estos, el espacio a ocupar por el pilote se libera extrayendo el suelo como en una excavación, con cucharas, clapetas, barrenos, arrastre por circulación de agua, etc. La consecuencia directa de esta metodología es la liberación de las tensiones del suelo, por lo que a la inversa de lo que ocurre con los pilotes hincados, las resistencias de fuste y punta son menores. Existen métodos que tratan de paliar esta situación restituyendo las tensiones al suelo mediante células de precarga, etc.

Con esta metodología se pueden atravesar zonas compactas que son barreras infranqueables para los tipo A y además lograr pilotes de diámetros mucho mayores, pudiendo llegar hasta más 2 metros con la tecnología disponible actualmente en el País.

La perforación puede hacerse amparados en una entibación (camisa) o manteniendo las paredes de la entibación con la ayuda de barros bentoníticos.

En suelos cohesivos consistentes, a veces se puede realizar la excavación sin utilizar medios para contener las paredes, en estos casos se debe actuar con rapidez tratando de colar el pilote inmediatamente terminada la perforación.

Cuando se utilizan camisas como entibación, las más utilizadas son metálicas con espesores superiores a los 3 mm, que pueden ser recuperables a media que se avanza con el hormigonado del fuste o quedar perdidas.

Durante la perforación la camisa se va clavando de modo que la punta de la misma siempre quede por debajo de la excavación. En suelos granulares por debajo del nivel de napa freática esta separación debe ser al menos de unos 30 o 40 cm. Si además los suelos son muy finos (limos con arenas) se debe agregar agua dentro de la camisa para generar un estado de presiones que equilibre las externas evitando posibles roturas por sifonamiento, manteniendo el nivel del agua aproximadamente 1 m por encima del nivel freático.

Para realizar las perforaciones sin entibación, si las paredes no se mantienen solas, se recurre al efecto estabilizador que tienen los barros bentoníticos con su doble función de líquido que empuja contra las paredes y que al mismo tiempo penetra en el suelo creando una costra impermeable y algo resistente.

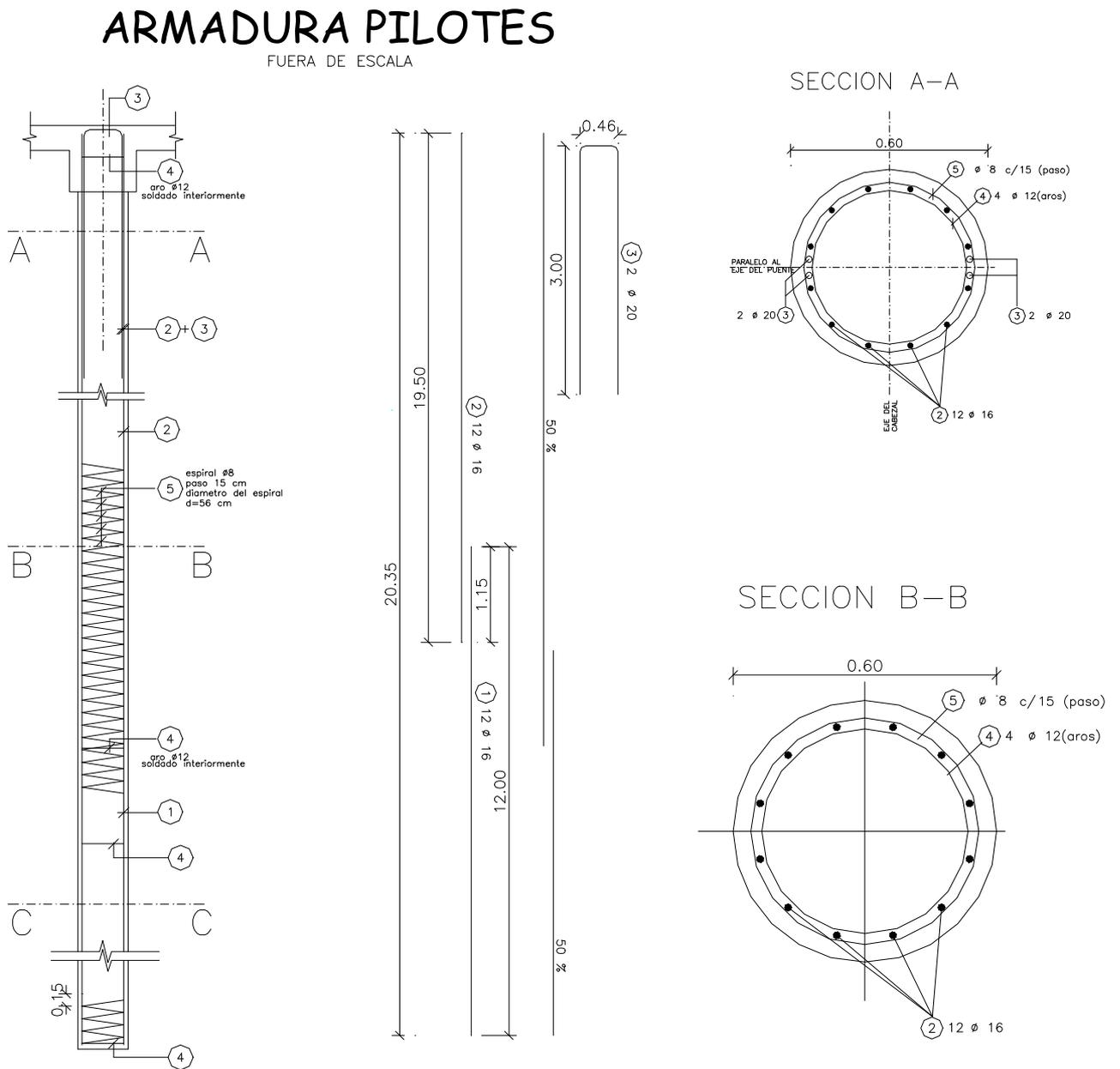
Algunas veces el terreno permite un ensanchamiento en la base "bulbo" con lo cual se pueden aumentar notablemente las cargas transmitidas por punta.

Estos pilotes llevan una armadura longitudinal y una helicoidal (como mínimo hierro ϕ 8 con paso 20 cm). En la figura 28 se indica un pilote típico utilizado en la construcción de un pilar de puentes.

Cuando la excavación se ha terminado se baja la armadura y se comienza el hormigonado desde abajo hacia arriba a través de una tubería denominada manga que se va levantando a medida que se vierte el hormigón. El extremo de la manga siempre debe quedar unos 60 cm embebido en el hormigón.

Si la excavación se efectuó con camisa, la misma se va levantando a medida que se hormigona, si en cambio se utilizan barras bentoníticas, los mismos son desplazados por el hormigón que tiene una densidad mayor, se descartan los últimos centímetros contaminados hasta que sale limpio.

Fig. 28



Los pilotes perforados en general tienen diámetros bastante importantes comparados con los pilotes hincados, con valores que van desde los 30 o 40 cm hasta más de 2.00 metros.

Cuando el diámetro supera los 60 cm se denominan de gran diámetro.

Por el diámetro importante, estos pilotes, a diferencia de los indicados, tienen la capacidad de absorber momentos (M) y cargas horizontales (H) en la cabeza de magnitudes considerables además de los esfuerzos axiales (V).

El mecanismo por el cual transfieren las cargas horizontales y momentos al suelo es a través del empotramiento elástico del pilote en el mismo. La modelación se hace considerando una serie de resortes horizontales que representan al suelo y cuya constante de resorte, al igual que para las vigas- zapata en medio elástico, se calculan a través del coeficiente de balasto horizontal del suelo que deberá ser recomendado por un especialista.

Cuando se está proyectando una fundación con pilotes de este tipo se pueden hacer los primeros números suponiendo que el empotramiento se produce en el suelo a una profundidad de 2 diámetros.

El dimensionado de la armadura se hace a flexión compuesta para las solicitaciones que recibe de la superestructura más efectos de segundo orden (pandeo) si corresponde.

Al igual que en los pilotes hincados, cuando se descargan columnas o pilares es necesario disponer un cabezal en el remate superior y valen todas las consideraciones hechas para cabezales en lo referente a predimensionado de secciones, separaciones mínimas entre ejes, etc.

Cuando se trabaja con pilotes de gran diámetro con capacidad propia para tomar cargas horizontales y momentos se suele dejar un poco de lado la regla de disponer un mínimo de dos pilotes por columna, y en muchos casos, sobre todo en edificios, se suele disponer un pilote bajo cada columna y unir todos por vigas de fundación y arriostamiento de secciones importantes que en conjunto funcionan como un gran cabezal.

Es importante que en la cabeza existan arriostamientos en ambos sentidos de modo de asegurar la posición espacial del punto. Las vigas de arriostamiento deben calcularse para absorber un carga axial del 10 % de la carga vertical de la columna a arriostar.

En la figura 29 se muestra la fundación de un Edificio de 3 plantas en la zona de La Boca, en la Ciudad de Buenos Aires. En este caso los suelos de los mantos superiores son muy poco resistentes, con valores de N° de golpes del ensayo SPT inferiores a 5, por lo cual se deben buscar mantos resistentes más profundos. Las opciones eran pilotes hincados (prefabricados) o pilotes perforados, se optó por estos últimos por tratarse de un Edificio entre medianeras con construcciones aledañas que podrían sufrir alteraciones por vibraciones durante la hincada con martinete.

Se muestra la planta de distribución de pilotes y vigas de fundación además de las losas de piso. La disposición de losas como piso de la planta baja no es muy común, pero en este caso por la diferencia entre terreno natural y nivel de piso terminado era necesario colocar un relleno de aproximadamente 1.50m que podría ocasionar asentamientos considerables además del costo en sí.

FUNDACIÓN DE UN EDIFICIO DE TRES PLANTAS EN LA BOCA

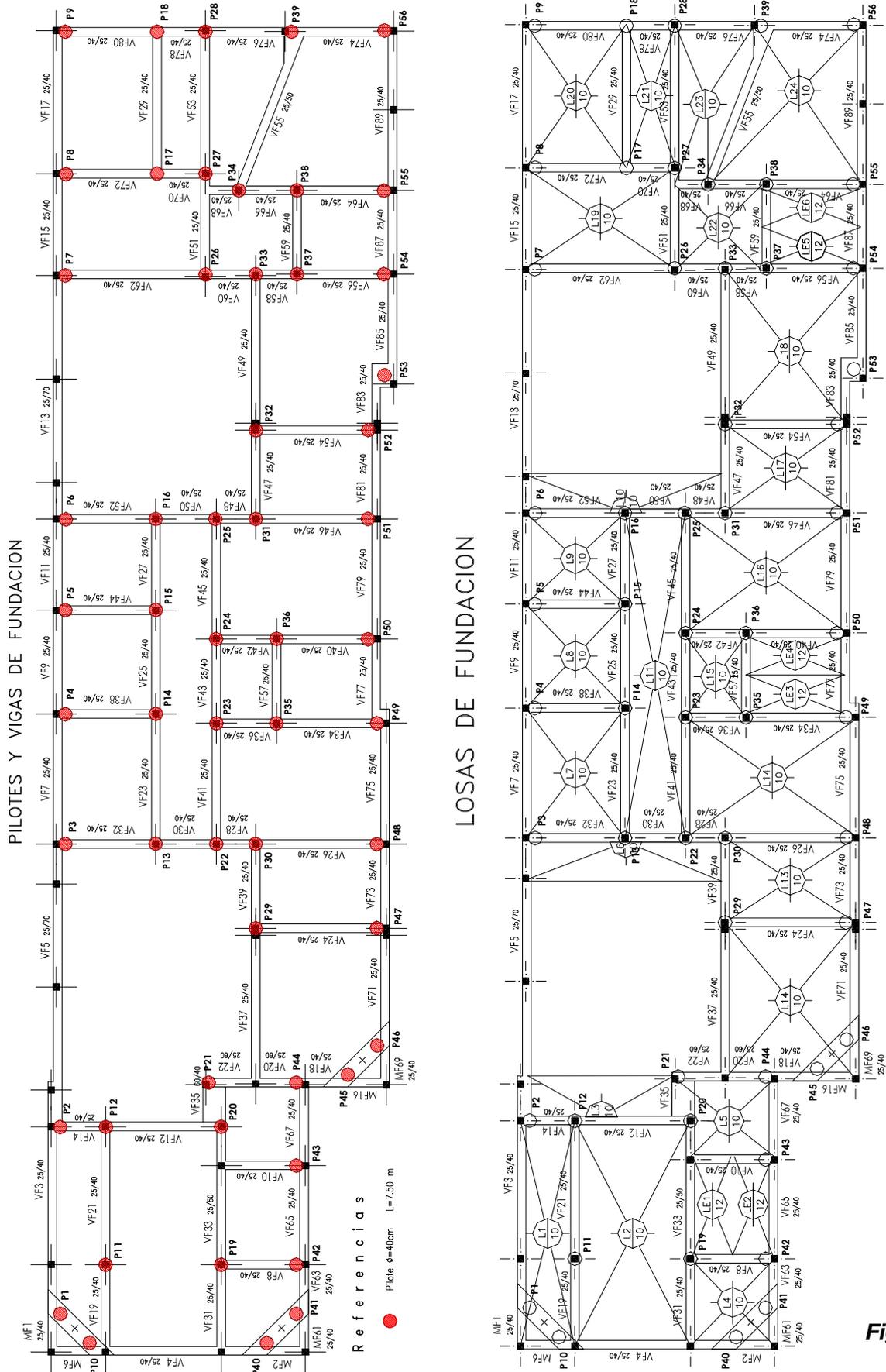


Fig. 29

4.2. – POZOS ROMANOS

En nuestro medio se conoce con este nombre o también como “cilindros de fundación” al sistema de fundación semi profunda que permite llevar las cargas a mantos resistentes que se encuentran desde los 4 o 5 metros hasta los 15 a 20 m. En este apunte nos referiremos indistintamente a pozo o cilindro.

Se utilizan fundamentalmente en la cimentación de edificios.

Su realización se torna antieconómica ante la presencia de napas freáticas que deberán ser correctamente evaluadas por un estudio de suelos, pues para la construcción se hace necesario producir una depresión.

Los pozos generalmente se excavan en forma manual a pico y pala, en cuyo caso el diámetro no debe ser inferior a los 80 cm, para que los operarios puedan moverse con cierta comodidad.

La sección del pozo en general es circular, (aunque suele hacerse con forma de elipse) y generalmente llevan un ensanchamiento en la base para aumentar la superficie de contacto con el terreno y por ende la carga de punta.

Algunas veces la excavación suele hacerse con máquinas perforadoras, con diámetros de 60 a 80 cm o más, pero se suele complicar cuando se trata de edificios entre medianeras y diámetros grandes donde las dimensiones de los equipos hacen difícil la maniobrabilidad, para diámetros hasta 60 cm podemos decir que recientemente se ha ejecutado la fundación mediante este sistema en un terreno de 6.00 metros de ancho entre medianeras, sin mayores dificultades.

Los pozos romanos resisten básicamente por punta, en algunos casos pueden tener alguna resistencia muy baja por fuste que deberá ser cuidadosamente evaluada.

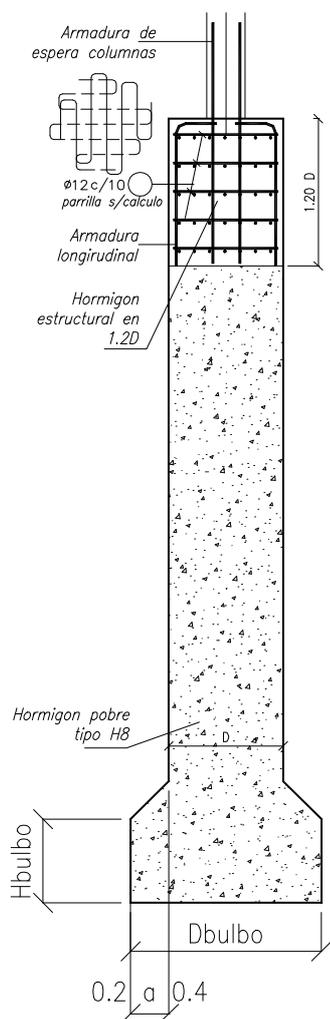


Fig.30

Una vez efectuada la excavación se rellenan con hormigón simple u armado.

Cuando las cargas transferidas por la superestructura son centradas, el cilindro podrá ser de hormigón simple (H8) en prácticamente toda su profundidad, salvo en la parte superior (1,2 diámetros) donde se produce la transición de la carga de la sección de la columna a la sección del cilindro, que deberá ser de hormigón armado.

La armadura debe ser suficiente para absorber las tensiones de tracción horizontales provocadas por el desvío de cargas.

Se dispone un pozo bajo cada columna o encuentro de muros portantes.

Todos los cilindros son atados por un sistema de vigas de arriostramiento (vigas de fundación) a nivel superficial.

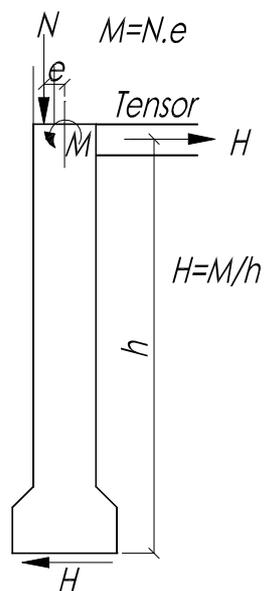


Fig.31

Algunas veces (fig.31) es necesario transferir momentos al cilindro, en este caso se determinan las sollicitaciones del mismo modo que en los pilotes excavados, suponiendo un empotramiento elástico en el suelo, se debe tener cuidado con los cilindros ubicados en medianeras, pues en un futuro el vecino puede realizar un excavación para sótanos y el empuje horizontal se perdería, en estos casos es conveniente directamente verificar el cilindro suponiendo un apoyo doble en su base y uno simple horizontal en su cabeza.

La resultante horizontal para equilibrar el momento es $H = M/h$

M : Momento aplicado en la cabeza del cilindro.

h : Altura entre el eje del tensor o viga de fundación superior y el plano de apoyo en la base

El apoyo en la base se materializa por el contacto con el suelo, la fuerza horizontal H necesaria para equilibrar el momento la provee el rozamiento con el suelo, que a nivel de anteproyecto se puede estimar como $F_r = \mu \times N$, donde $\mu = 0.30$ rozamiento suelo hormigón y N la carga que trae la columna.

Se debe cumplir que $H \leq F_r$

El tensor debe verificarse para tomar la fuerza H .

Por suerte en general las excentricidades son bajas y la altura h importante, con lo cual las fuerzas H resultan manejables.

Como en las bases excéntricas, debe verificarse que el resto de la estructura sea capaz de proveer el anclaje necesario para el tensor.

En la figura 32 se muestra la fundación de un pequeño Edificio de 5 plantas en La Plata, ubicado entre medianeras con un ancho de terreno de 6.00 metros.

En este caso las opciones de fundación eran bases aisladas a 3.50 m de profundidad con una tensión admisible de 1.2 kg/cm² o cilindros apoyados a 5.00 m con 7 kg/cm² de tensión admisible de punta.

La adopción del sistema de fundación por cilindros produjo una economía notable en materiales y en plazos de ejecución, los cilindros fueron excavados con máquina.

En la planta de fundaciones puede verse la posición de los cilindros de fundación y la numeración de los cuatro pórticos necesarios para absorber las cargas horizontales de viento.

Se muestra además uno de los pórticos (P3) donde se pueden ver los cilindros de hormigón armado cercanos a los ejes medianeros calculados para absorber momentos flectores en su cabeza transferido por la estructura superior, mientras que el cilindro central solo debe tomar cargas verticales.

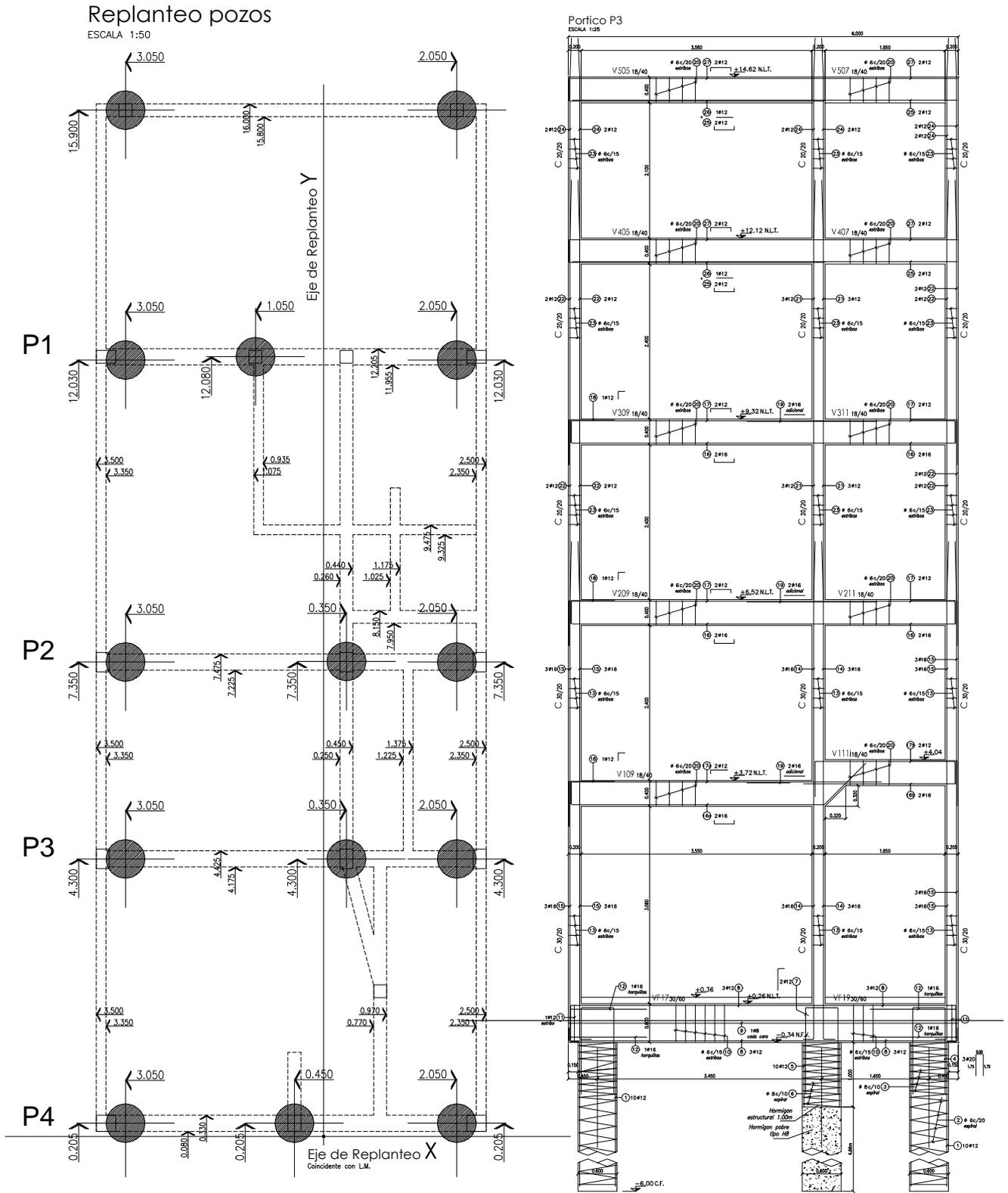


Fig. 32

4.3. – PILOTINES

Los pilotines son pequeños pilotes perforados y hormigonados in situ, con diámetros de 30 o 40 o 50 cm y longitudes desde los 2 hasta 4 o 5 metros, muy utilizados en nuestro medio en la fundación de edificios pequeños de una o dos plantas.

Resultan aptos para la fundación de viviendas y pequeños edificios con muros portantes y vigas portamuro.

Es la solución habitual en el caso de suelos con mantos superiores donde existen arcillas potencialmente expansivas, muy comunes en muchas zonas de La Plata y alrededores, en estos casos la viga de fundación o portamuro se despegan del suelo intercalando por ejemplo telgopor en un espesor no menor de 5 cm.

Los pilotines pueden tener un bulbo en su base para aumentar la superficie de punta, aunque esto complica bastante la ejecución y se pierden parte de las ventajas del sistema.

El diámetro mínimo recomendable es de 30 cm.

La capacidad de carga de un pilotín se calcula del mismo modo que la de un pilote, sumando los términos de fuste y punta.

$$Q_{adm} = Q_p + Q_f$$

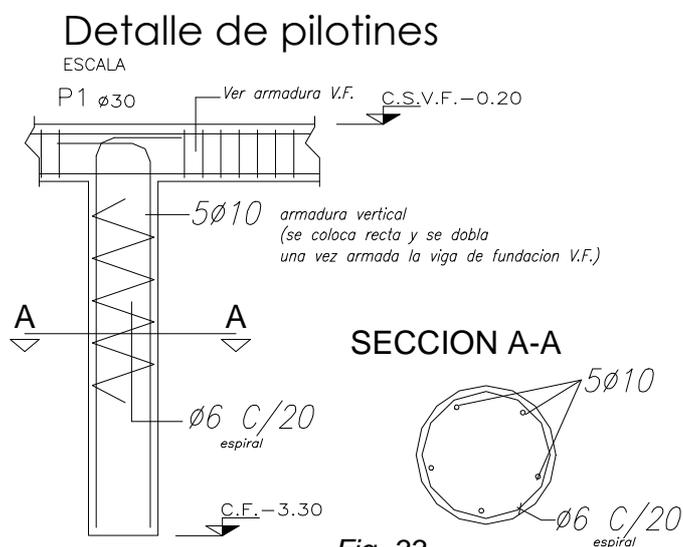
$Q_p = A_p \times \sigma_p$: Carga admisible por punta, igual a área de punta por tensión admisible de punta.

$Q_f = A_f \times f$: Carga admisible por fuste, igual a área de fuste por tensión admisible de fuste f .

Cuando la estructura consta de muros portantes, conocida la carga admisible de un pilotín Q_{adm} y la carga lineal por metro de muro q_m la separación s entre pilotines surge de la siguiente igualdad:

$$q_m \cdot s = Q_{adm}$$

$$s = Q_{adm}/q_m$$



De dentro de la carga q_m deben estar incluidos el peso propio de la viga portamuros, del muro propiamente dicho y las reacciones de losas y techos si los hubiera.

Los pilotines llevan una armadura típica como la indicada en la figura 33.

En la fig. 34 se indica la fundación de una vivienda en la zona de City Bell con este sistema.

Una de las grandes ventajas de este sistema, comparado con las bases aisladas es la rapidez de ejecución, lo que permite una mejor planificación de tareas y evita la acumulación de grandes volúmenes de tierra en la zona de obra. A modo de idea, para la vivienda indicada en la figura 34 se ejecutaron la totalidad de los pilotines en un día, la excavación de los aproximadamente 60 pilotines demandó unas 2 horas mientras que las tareas de colocación de armadura y llenado unas 4 horas, todo con tres operarios.

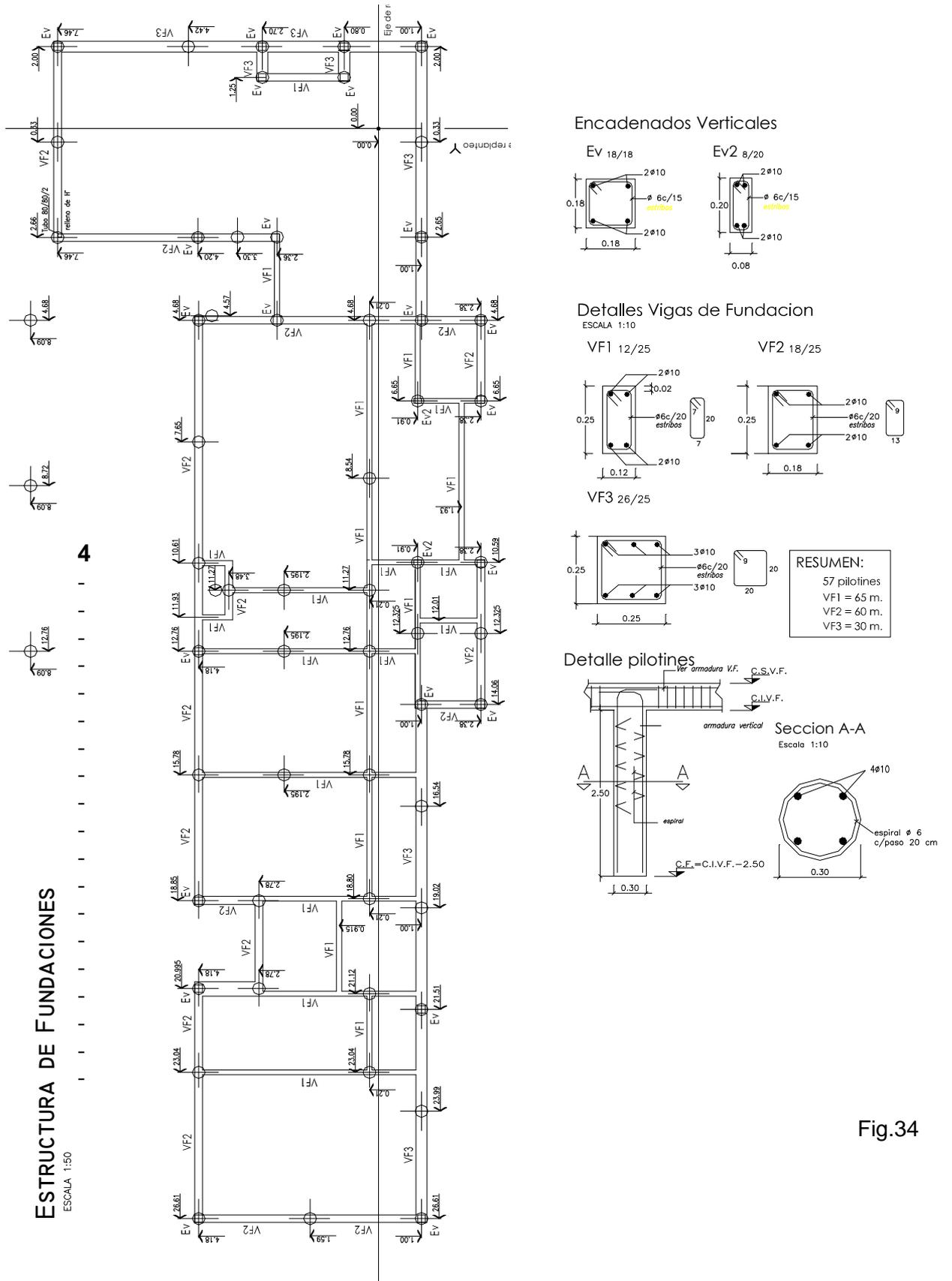
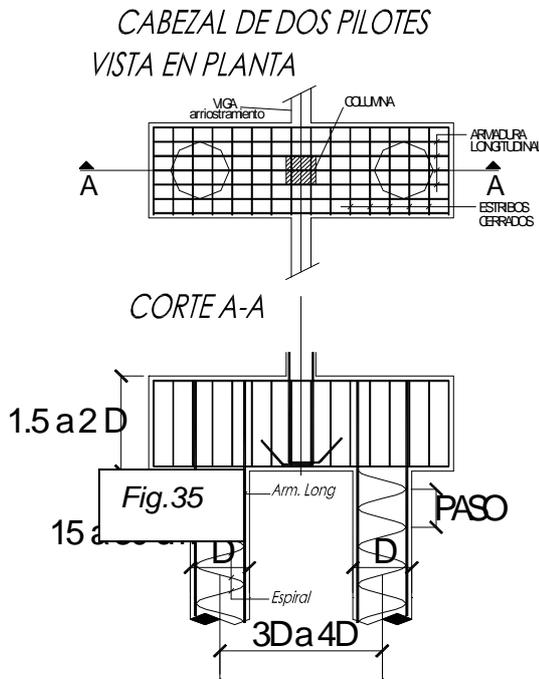


Fig.34

4.4. – CABEZALES DE PILOTES

Cabezales de dos pilotes.



En el esquema de la figura 35 se indica un cabezal típico para dos pilotes.

Cuando se proyecta un cabezal de pilotes deben tenerse en cuenta los siguientes factores.

- La separación entre pilotes, que debe ser como mínimo 3 diámetros, está definiendo una de las medidas. El cabezal debe hacerse siempre unos 15 a 30 cm (mayores valores a mayores diámetros) volado hacia todos los lados de los pilotes para dar cabida a las armaduras principales.

- La altura del cabezal es la separación entre pilotes sobre 2, esto garantiza rigidez suficiente y la formación de bielas comprimidas con ángulos cercanos a 45°

- La armadura principal puede determinarse por el método de las bielas. En el sentido transversal deben disponerse vigas de arriostramiento, que en su funcionamiento como tensor deben ser capaces de tomar una carga del 10% de la carga vertical en la columna.

Cabezales de tres pilotes.

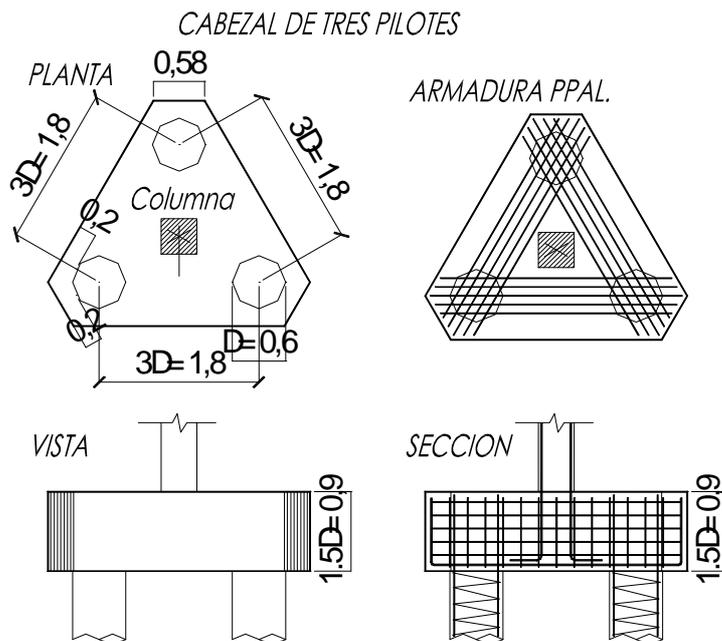


Fig. 36

Valen las consideraciones hechas para cabezales de dos pilotes.

Con igual criterio podrán proyectarse cabezales para cualquier número de pilotes.

BIBLIOGRAFÍA

Hernández Balat, Victorio: "Apunte de BASES" Cátedra Estructuras de Hormigón armado y Proyecto Estructural, CEILP 1989

Badi, Pedro A.: "Apunte de FUNDACIONES" Cátedra de Proyecto Estructural, CEILP 1997

Moretto, Oreste: "Curso de Hormigón Armado" Editorial el Ateneo, 1967

Jiménez Salas, J "Geotecnia y Cimientos" Editorial Rueda, 1980

Jiménez Montoya, P; García Meseguer, A y Moran Cabre, F "Hormigón Armado" Editorial Gustavo Gilli S.A. 1987

Pozzi Azzaro, Osvaldo "Estructuras de Hormigón Armado" Editado por Instituto del Cemento Pórtland Argentino