

Gonzalo M. Aiassa Martínez

Pedro A. Arrúa

Marcelo G. Eberhardt

Entre el

**Suelo**

y la

**Estructura**

**Cimentaciones**

**Entre el Suelo y la Estructura**

# **Cimentaciones**

**Gonzalo M. Aiassa Martínez**

**Pedro A. Arrúa**

**Marcelo G. Eberhardt**

edUTecNe

Córdoba, 2020

Aiassa Martínez, Gonzalo Martín

Entre el suelo y la estructura: cimentaciones / Gonzalo Martín Aiassa Martínez ; Pedro Ariel Arrúa ; Marcelo G. Eberhardt ; editado por Fernando H. Cejas. 1a ed. - Ciudad Autónoma de Buenos Aires: edUTecNe, 2020.

Libro digital, PDF

Archivo Digital: descarga y online

ISBN 978-987-4998-54-5

1. Ingeniería Civil. 2. Construcción. 3. Materiales de Construcción. I. Arrúa, Pedro Ariel. II. Eberhardt, Marcelo G. III. Cejas, Fernando H., ed. IV. Título.

CDD 624.15

Diseño de tapa y diagramación: Fernando Cejas



**Universidad Tecnológica Nacional – República Argentina**

**Rector:** Ing. Héctor Eduardo **Aiassa**

**Vicerrector:** Ing. Haroldo **Avetta**

**Secretaria Académica:** Ing. Liliana Raquel **Cuenca Pletsch**



**Universidad Tecnológica Nacional – Facultad Regional Córdoba**

**Decano:** Ing. Rubén **Soro**

**Vicedecano:** Ing. Jorge **Abet**

**Director Departamento Ingeniería Civil:** Dr. Gonzalo **Aiassa**



**edUTecNe – Editorial de la Universidad Tecnológica Nacional**

**Coordinador General a cargo:** Fernando H. **Cejas**

**Área de edición y publicación en papel:** Carlos **Busqued**

**Colección Energías Renovables, Uso Racional de Energía,**

**Ambiente:** Dr. Jaime **Moragues**.



Queda hecho el depósito  
que marca la Ley N° 11.723

© **edUTecNe, 2020**

Sarmiento 440, Piso 6 (C1041AAJ) Buenos Aires, República Argentina

Impreso en Argentina – Printed in Argentina

ISBN 978-987-4998-54-5



Reservados todos los derechos. No se permite la reproducción total o parcial de esta obra, ni su incorporación a un sistema informático, ni su transmisión en cualquier forma o por cualquier medio (electrónico, mecánico, fotocopia, grabación u otros) sin autorización previa y por escrito de los titulares del copyright. La infracción de dichos derechos puede constituir un delito contra la propiedad intelectual.

## **Prólogo**

La cimentación es constitutiva de la estructura. Su particularidad reside en vincular la obra con el suelo. Toda la carga que la estructura soporta se transfiere al suelo por medio de la cimentación. La cimentación es el elemento estructural que materializa la interacción de la estructura con el suelo. Estas funciones de “transferencia” e “interacción” le otorgan singularidad a su diseño y la diferencian del resto de los elementos estructurales. Todo esto, lo iremos descubriendo progresivamente a lo largo de las páginas de este libro.

La elección de un sistema de cimentación constituye un paso fundamental en todo proyecto de obra. La información que brinda un estudio geotécnico adecuado a la necesidad del proyecto es la base para dar ese paso. Pero no solo el suelo determina la elección. Hay otros aspectos influyentes que, necesariamente, deben participar del análisis. Podemos citar ejemplos. El tipo de proyecto, el tipo de estructura, tipo e intensidad de acciones transmitidas, son algunos de los insumos necesarios para definir un adecuado sistema de cimentación.

Una filosofía de diseño integral del sistema debe contemplar aspectos geotécnicos, estructurales, tecnológicos y constructivos. En este libro, a lo largo de 40 capítulos, se plantean y describen los principales sistemas de cimentación. Se detallan los criterios empleados para su selección y las metodologías de análisis, diseño y cálculo. Se procura evitar extensos desarrollos de ecuaciones y formulaciones. No obstante, en algunos casos nos hemos encontrado en la necesidad de hacerlo debido a su tempestiva contribución en la interpretación conceptual del tema. En general, se referencia la bibliografía de consulta a pie de página para que el lector interesado pueda profundizar en sus detalles. Se incluyen descripciones constructivas y tecnológicas. Aquí, nos hemos orientado hacia la “localidad”. Propiciamos un análisis situado en nuestra realidad geográfica y temporal. Se abordan aspectos de la tecnología actualmente disponible en nuestro medio, adecuada y desarrollada para las condiciones geotécnicas de diferentes sectores del país. En casi todos los temas, se desarrollan ejemplos y análisis de casos reales de proyectos y obras, fruto de nuestra propia experiencia en la actividad.

Al final del libro, se presentan problemas de patología estructural originados en asuntos geotécnicos. Se analizan los síntomas, causas, consecuencias, alternativas de remediación y estrategias de monitoreo.

Este libro está dirigido a estudiantes de ingeniería civil con el objetivo de brindar una introducción a los conceptos básicos de análisis y diseño de cimentaciones. También confiamos en que sea de utilidad a docentes universitarios y graduados interesados en la especialidad. Es importante destacar el carácter académico, didáctico e introductorio de esta obra. Por lo tanto, en este libro no se sustituyen ni agotan las diversas fuentes de material bibliográfico específico, reglamentos, códigos, normas y manuales vigentes que, necesariamente, deberá investigar y consultar el profesional proyectista o diseñador estructural en materia de cimentaciones.

Ahora bien, el lector podría preguntarse: ¿Para qué este libro, cuando hay tantos sobre cimentaciones? La respuesta se encuentra en la filosofía con la que fue concebido. Pensamos en una propuesta situada, conceptual, pragmática y con un estilo desestructurado. En el texto, se procuró conservar una escritura fresca y espontánea, típica de una clase. Al redactarlo, nos imaginamos en clases, con estudiantes allí presentes y activos participantes. Incluso, en algunos pasajes, se recrean intercambios de preguntas y respuestas, simulando la dinámica de diálogo constructivo que propiciamos en las clases de hoy. No es habitual encontrar textos sobre cimentaciones escritos así. Lo cual, humildemente, creemos que propone un enfoque nuevo. Puede sonar contradictorio plantear un texto de “estructura” “desestructurado”. Esto, definitivamente, nos impulsó al desafío de intentarlo.

El proyecto de escritura de este libro nació hace algunos años. Con 20 años de docencia, formación académica de especialidad, y un gran número de investigaciones y desarrollos en geotecnia y cimentaciones, es mucha la experiencia acumulada para reportar y transmitir. Pero la falta de “tiempo” y la constante urgencia de la cotidianidad demoraban su redacción final y solo quedaba en notas aisladas. Al inicio académico de este año, en marzo de 2020, nos encontramos frente a un acontecimiento inesperado y sin precedentes que, definitivamente, precipitó su desenlace. Nos referimos a la situación epidemiológica de la pandemia por COVID-19 y las medidas

de aislamiento social preventivo y obligatorio en el país. En este marco, la generación de material bibliográfico para el desarrollo de las actividades académicas en modalidad no presencial se convirtió en una necesidad imprescindible. Por lo tanto, consideramos urgente facilitar este “recurso” escrito en beneficio de nuestros estudiantes. Así se desarrolló este libro.

Estamos convencidos de que “lo perfecto es lo que solo perdura en el pensamiento”. Aceptamos romper la perfección idealizada de este libro para, finalmente, escribirlo y ponerlo a disposición de nuestros lectores. Con todos los errores e imperfecciones que seguramente contendrá en esta primera edición. Ya habrá oportunidad para corregir y mejorar en ediciones futuras pero, a fin de cuentas, alguna tenía que ser la primera.

Los Autores  
Córdoba, Septiembre 2020

*A Sofia*

## Contenido

Prólogo .....	1
Contenido .....	5
1. Definición y tipos .....	7
2. Cargas y combinaciones.....	9
3. Materiales.....	13
4. Disposiciones básicas de armado .....	15
5. Criterios de selección .....	17
6. Sobre los asentamientos .....	29
7. Cimentaciones superficiales.....	33
8. Presión de trabajo e inducida.....	35
9. Capacidad de carga en cimentaciones superficiales rígidas .....	37
10. Asentamiento en cimentaciones superficiales rígidas.....	39
11. Cimiento común.....	43
12. Zapata corrida.....	45
13. Zapata individual a carga vertical.....	53
14. Diseño de zapatas. Síntesis conceptual .....	65
15. Zapata individual a carga vertical, lateral y momento.....	67
16. Cimentaciones de bloques rígidos: Método de Sulzberger.....	83
17. Zapata combinada.....	111
18. Zapata excéntrica con viga de tracción.....	119
19. Zapata excéntrica con viga de vinculación.....	127
20. Zapata desplazada con viga de equilibrio .....	133
21. Platea .....	137
22. Cimentaciones Profundas. Definición y forma de trabajo.....	157



23. Cimentaciones Profundas. Transferencia de carga .....	161
24. Capacidad de carga vertical de un pilote .....	163
25. Capacidad de carga: parámetros de resistencia al corte .....	174
26. Capacidad de carga: ensayos de penetración dinámica .....	184
27. Capacidad de carga: criterios de verificación .....	186
28. Capacidad de carga a partir de fórmulas dinámicas .....	190
29. Ensayo de carga para estimar asentamiento en pilotes.....	196
30. Curva de asentamiento .....	198
31. Asentamiento: Método de O'Neill y Reese .....	202
32. Asentamiento: Método de Vesic .....	208
33. Pilote a carga lateral.....	212
34. Diseño estructural de un pilote.....	226
35. Construcción de pilotes .....	236
36. Inyección y precarga en punta de pilotes.....	246
37. Grupo de pilotes.....	254
38. Diseño estructural de cabezales .....	262
39. Construcción de cabezales .....	272
40. Patología.....	278
Bibliografía .....	288
Acerca de los autores .....	290

## 1. Definición y tipos

La cimentación, cimiento, o fundación como también es usual denominar, corresponde al elemento de una estructura que transmite las cargas al suelo de apoyo. Las cargas de la estructura comprenden el peso propio, la sobrecarga y toda otra acción accidental u ocasional que la misma pueda llegar a recibir (viento, sismo, agua, nieve, suelo, etc.).

Si bien uno podría pensar en las cargas estáticas verticales, gravitatorias, como las principales acciones que llegan al cimiento, cabe aclarar que, además de estas, también pueden recibir acciones dinámicas que determinen considerables momentos de vuelco y de torsión. Esto, en diferentes direcciones y sentidos. Muchos serán los factores que definirán cuál de todas estas acciones determina la sollicitación dominante del problema. Sobre esto, ya volveremos más adelante.

En términos generales, el cimiento transmite la carga al suelo por medio de una superficie de contacto. Si hay cargas transferidas a través de una superficie de contacto o apoyo, hay presiones de trabajo. Si hay presión, hay deformación. Estas deformaciones se traducen en asentamientos provocados por esta transferencia de carga de la estructura al suelo. El propósito de la cimentación consiste en transferir las cargas al suelo mediante asentamientos que resulten tolerables, admisibles para la estructura que sostienen. En este sentido, es necesario aclarar algunos aspectos. El asentamiento admisible, está relacionado con el tipo de estructura, configuración estructural, destino y funcionalidad. Existen códigos y bibliografía que recomiendan valores límites a contemplar, tal como el *Foundation Engineering Handbook*<sup>1</sup>, entre otros. Es importante considerar que los asentamientos se analizan en forma absoluta o total, y relativa entre diferentes puntos o columnas de la propia estructura. Surge así, la idea de asentamiento total y asentamiento relativo.

Existen diferentes tipos de cimentaciones. A lo largo de este libro le dedicaremos un capítulo particular a cada una de ellas. Aquí, a modo

---

<sup>1</sup> Day, R.W. (2010). *Foundation Engineering Handbook: Design and Construction with the 2009 International Building Code*, Second Edition. The McGraw-Hill Companies, Inc.

de introducción y reconocimiento preliminar, las vamos a enunciar en una clasificación general que comprende tres grandes grupos:

**Cimentaciones superficiales:** se incluyen aquí cimientos comunes, zapatas individuales, zapatas corridas, zapatas vinculadas, bases, bases vinculadas, losas o plateas.

**Cimentaciones profundas:** se incluyen aquí pilotes excavados, pilotes hincados, pilotes inyectados y/o precargados, micropilotes.

**Cimentaciones intermedias:** se incluyen aquí sistemas no incluidos en los grupos anteriores, tal como pozos o pilotes cortos y cimentaciones en bloque.

Los diferentes tipos de cimentaciones han sido creados para dar respuesta a la necesidad particular de cada proyecto. Hablamos de una necesidad situada. Es decir, esa “necesidad particular”, combina las características estructurales propias del tipo de proyecto, con las condiciones locales del suelo en el que el mismo se construirá.

## 2. Cargas y combinaciones

Como ya hemos mencionado, la cimentación es el elemento estructural encargado de transmitir las cargas al suelo de apoyo. La misma podrá estar sometidas a todo tipo de solicitaciones: como esfuerzo normal de compresión o tracción, flexión, corte, o torsión. Estas solicitaciones, serán el resultado de un análisis estructural que contemple la vinculación de este elemento con la estructura superior y su interacción con el suelo de sustento.

El primer paso del análisis estructural es la determinación de las cargas que deberán contemplarse en el diseño. En nuestro país, el Reglamento CIRSOC 101<sup>2</sup> establece valores mínimos de sobrecargas ( $L$ ) y sobrecargas en las cubiertas ( $L_r$ ) a tener en cuenta para diferentes estructuras, y presenta referencias para la estimación de cargas permanentes ( $D$ ). Por otro lado, están los reglamentos específicos que definen las cargas provocadas por efectos ambientales. Así, los principios para determinar las cargas por viento ( $W$ ) (CIRSOC 102<sup>3</sup>), sismo ( $E$ ) (INPRES-CIRSOC 103<sup>4</sup>), y nieve ( $S$ ) (CIRSOC 104<sup>5</sup>) se encuentran detallados en los respectivos reglamentos. La importancia e incidencia de estas “acciones ambientales” dependen, entre otros aspectos, de la localización geográfica de la estructura.

Se establecen también cargas debida a peso y presión lateral del suelo y agua en el suelo ( $H$ ), peso y presión de fluidos con presiones definidas y controladas ( $F$ ), y carga debida a lluvia ( $R$ ). Adicionalmente, se dispone de un reglamento de cargas de diseño para estructuras durante su construcción (CIRSOC 108<sup>6</sup>).

---

<sup>2</sup> CIRSOC 101 (2005). Reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras. INTI.

<sup>3</sup> CIRSOC 102 (2005). Reglamento argentino de acción del viento sobre las construcciones. INTI.

<sup>4</sup> INPRES-CIRSOC 103 (2018). Reglamento argentino para construcciones sismorresistentes. INTI.

<sup>5</sup> CIRSOC 104 (2005). Reglamento argentino de acción de la nieve y del hielo sobre las construcciones. INTI.

<sup>6</sup> CIRSOC 108 (2007). Reglamento argentino de cargas de diseño para estructuras durante su construcción. INTI.

Se prevé la consideración de solicitaciones provenientes de la contracción o expansión por variaciones de temperatura, fluencia lenta de materiales componentes, contracción, cambios de humedad y asentamientos diferenciales, o sus combinaciones (T).

Las combinaciones de carga y los factores de mayoración dependen de cada caso, deberán ser consultados por el proyectista en los reglamentos específicos correspondientes. Pero no olvidemos que estamos analizando un elemento estructural que materializa la interacción suelo-estructura. Las cimentaciones deben diseñarse para cumplir dos tipos de verificaciones: geotécnica y estructural. Para el diseño estructural trabajaremos con cargas mayoradas, mientras que para el diseño geotécnico trabajaremos con cargas sin mayorar o de servicio, debido a que compararemos nuestros resultados con valores de presión admisible o asentamientos admisibles<sup>7</sup>. Pero ya hablaremos, más adelante, sobre presiones y asentamientos admisibles. No nos adelantemos. Sigamos con nuestro análisis de combinaciones de cargas. Entonces, vamos a diferenciar las formas de considerar las cargas de diseño. La literatura internacional dos métodos<sup>8</sup>,

- Diseño por presiones admisibles (ASD, por *Allowable Stress Design*): aquí las cargas de diseño se combinan mediante factores unitarios, dando lugar a cargas denominadas de servicio ( $P_s$ ). Ej.:

$$P_s = 1,0 \cdot D + 1,0 \cdot L$$

---

<sup>7</sup> CIRSOC 201 (2005). Reglamento argentino de estructuras de hormigón. INTI. Citemos textualmente (Cap. 15, P.369):

***“15.2.1. Las zapatas y los cabezales se deben diseñar para resistir las cargas mayoradas y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño que se exigen en este Reglamento y en este Capítulo 15.”***

***“15.2.2. El área de la zapata, o el número y la distribución de pilotes, se debe determinar a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos al suelo o a los pilotes a través de la zapata ó del cabezal, y la tensión admisible del suelo o la capacidad admisible de los pilotes se debe determinar utilizando los principios de la Mecánica de Suelos.”***

<sup>8</sup> Coduto, D.P. (2001). Foundation Design: Principles and Practices. Second Edition, Prentice Hall.

- Diseño por carga y factor de resistencia (LRFD, por *Load and Resistance Factor Design*): también denominado diseño por resistencia última. Aquí las cargas se combinan mediante factores mayores a la unidad, dando lugar a las denominadas cargas últimas ( $P_u$ ). Ej.:

$$P_u = 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L$$

Nosotros, para el diseño de cimentaciones, tenemos que trabajar con los dos métodos. Recordemos que las cimentaciones necesitan cumplir requisitos de diseño geotécnicos y estructurales. En el diseño geotécnico adoptaremos el método ASD, mientras que para el análisis estructural utilizaremos el LRFD.

A modo de ejemplo, citamos a continuación algunas opciones de combinación tomada del reglamento CIRSOC 201<sup>9</sup>,

$$U = 1,4 \cdot (D + F)$$

$$U = 1,2 \cdot (D + F + T) + 1,6 \cdot (L + H) + 0,5 \cdot (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$U = 1,2 \cdot (D) + 1,6 \cdot (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (f_1 \cdot L \text{ ó } 0,8 \cdot W)$$

$$U = 1,2 \cdot (D) + 1,6 \cdot (W) + f_1 \cdot (L) + 0,5 \cdot (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$U = 1,2 \cdot (D) + 1,0 \cdot E + f_1 \cdot (L + L_r) + f_2 \cdot (S)$$

$$U = 0,9 \cdot (D) + 1,6 \cdot (W) + 1,6 \cdot (H)$$

$$U = 0,9 \cdot (D) + 1,0 \cdot (E) + 1,6 \cdot (H)$$

En estas expresiones,  $f_1$  y  $f_2$  son factores que dependen de la sobrecarga y la configuración de la cubierta respectivamente.

Estas combinaciones de cargas mayoradas definen la resistencia requerida ( $U$ ). Así la estructura y sus elementos se deben diseñar para resistir la resistencia requerida. Esto define el requisito básico del diseño por resistencia de hormigón armado,

$$\phi \cdot S_n \geq U$$

<sup>9</sup> CIRSOC 201 (2005). Reglamento argentino de estructuras de hormigón. INTI.

Donde:

$\emptyset$ : Factor de reducción de resistencia. Para las combinaciones que no incluyen sismo, su valor es:

Secciones controladas por tracción = 0,90

Secciones controladas por compresión (no zunchada) = 0,65

Secciones controladas por compresión (zunchada) = 0,70

Corte = 0,75

Torsión = 0,75

Punzonado = 0,75

Modelo de bielas = 0,75

Para aquellas combinaciones de carga que incluyan sismo, se deben utilizar los valores de factor de reducción,  $\emptyset$ , establecidos en el reglamento INPRES-CIRSOC 103<sup>10</sup>.

$S_n$ : Resistencia nominal. Se calcula con la metodología planteada en el reglamento para la resistencia especificada a compresión del hormigón ( $f'_c$ ) y la tensión de fluencia característica del acero ( $f_y$ ).

Hemos comenzado a mencionar algunos criterios de cálculo con referencia parcial a reglamentos. En este punto, es importante recordar e insistir en el carácter académico, didáctico e introductorio de todo este texto. Por lo tanto, en este libro no se sustituyen ni agotan las diversas fuentes de material bibliográfico específico, reglamentos, códigos, normas y manuales vigentes que, necesariamente, deberá investigar y consultar el profesional proyectista o diseñador estructural en materia de cimentaciones.

---

<sup>10</sup> INPRES-CIRSOC 103 (2018). Reglamento argentino para construcciones sismorresistentes. INTI.

### 3. Materiales

En este capítulo, haremos una breve reseña a los materiales empleados en la construcción de cimentaciones. Los pilotes hincados, pueden ser fabricados de acero, madera, u hormigón premoldeado. Pero, nos interesa aquí referirnos a cimentaciones construidas *in-situ*, por ser éstas las utilizadas con mayor frecuencia en nuestro medio.

Las zapatas, plateas y pilotes excavados, se fabrican de hormigón armado. En nuestro país, los requisitos que debe cumplir este material están reglamentados por CIRSOC 201<sup>11</sup>. Mencionemos algunos de los aspectos más relevantes. El reglamento presenta una clasificación general, en función del tipo de exposición al que se encontrará sometido el elemento estructural. Ese tipo de exposición se vincula con el proceso de producción de corrosión en las armaduras. El ambiente más favorable en el que se pueden situar las cimentaciones, se designa como A2 (Ambiente Normal), donde se tienen temperaturas moderadas, sin congelación, y condiciones de humedad con ciclos de mojado y secado. Este ambiente es propicio para la corrosión. No obstante, las cimentaciones pueden estar instaladas en ambientes más hostiles, como clima cálido y húmedo (A3), con presencia de cloruros (CL), ambiente marino (M), congelación y deshielo (C), y ambientes con agresividad química (Q).

De esta manera, los requisitos mínimos a cumplir por el hormigón, en función de la exposición, están gobernados por el ambiente tipo A2, y corresponden a una relación agua sobre cemento máxima (a/c) de 0,50 y una resistencia especificada a compresión ( $f'_c$ ) mínima de 25 MPa. Esto último, corresponde a un hormigón clase H-25. Estos requisitos mínimos, se rigidizan a medida que aumenta la agresividad del ambiente. El módulo de elasticidad del hormigón ( $E_c$ ), para densidad comprendida entre 2000 y 2800 Kg/m<sup>3</sup>, se puede determinar con la expresión,

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \quad [\text{MPa}]$$

---

<sup>11</sup> CIRSOC 201 (2005). Reglamento argentino de estructuras de hormigón. INTI.



Es frecuente escuchar el comentario de que “no es necesario que el hormigón de la fundación tenga la resistencia del hormigón estructural”. Esto se basa en que las piezas de fundaciones, en general, están sobredimensionadas debido a las condiciones impuestas por el diseño geotécnico. No obstante, hay que ser cuidadosos con estas afirmaciones ya que, en realidad, la fundación quedará invisible y en un medio potencialmente agresivo. De esta manera, la especificación del tipo de hormigón está condicionada por la vida útil, la agresividad del entorno, y no solo por la condición de resistencia necesaria. Debemos estar atentos a las especificaciones reglamentarias.

Sobre el acero, en general, se utilizan barras de acero nervuradas, con tensión de fluencia característica ( $f_y$ ) de 420 MPa, y resistencia a la tracción característica de 500 MPa (ADN 420). En general, el módulo de elasticidad de la armadura no tesa ( $E_s$ ) se puede considerar igual a 200.000 MPa. Los diámetros nominales ( $d_b$ ) son: 6, 8, 10, 12, 16, 20, 25, 32 y 40 mm.

#### 4. Disposiciones básicas de armado

Si bien no es objeto de este libro abordar la totalidad de aspectos reglamentarios sobre disposiciones de armado, se presentan aquí una serie de lineamientos básicos que no pueden estar ausentes de las consideraciones preliminares del proyectista de cimentaciones. En este sentido, recurrimos al reglamento CIRSOC 201<sup>12</sup>, para exponer solo algunas de las consideraciones a tener en cuenta a la hora de diseñar cimentaciones de hormigón armado coladas in-situ.

##### *Sobre el recubrimiento de armaduras:*

El recubrimiento protege a la armadura del ambiente. Por lo tanto, las especificaciones están asociadas a la clase de exposición. Para clase de exposición A1 y A2, se tiene:

- **Zapatas y plateas:** el recubrimiento mínimo de hormigón para protección de armaduras en bases de fundaciones es de 50 mm. Cabe destacar, que el hormigón de limpieza no debe ser considerado como parte del recubrimiento.
- **Pilotes excavados y muros de sostenimiento:** para hormigón en contacto vertical con el suelo, el recubrimiento mínimo es de 35 mm, si el diámetro nominal de barra es mayor a 16 mm. Este recubrimiento mínimo, se reduce a 30 mm, para barras de diámetro nominal menor o igual a 16 mm.

Estos valores de recubrimiento mínimo deben ser incrementados en función de la hostilidad del ambiente. Por ejemplo, se debe incrementar un 50% en ambientes marinos (M).

---

<sup>12</sup> CIRSOC 201 (2005). Reglamento argentino de estructuras de hormigón. INTI.

### *Sobre elementos comprimidos:*

La dimensión mínima de una columna es de 20 cm, y el diámetro mínimo de la armadura principal es de 12 mm. Por otro lado, la dimensión mínima de una columna zunchada en espiral es de 30 cm, y el diámetro mínimo de la armadura de zuncho es de 10 mm, con recubrimiento de la espira del zuncho mínima de 40 mm.

El diámetro mínimo de armadura para estribos está relacionado con el diámetro de armadura longitudinal. Por ejemplo, es de 6 mm (si la armadura longitudinal es menor o igual a 16 mm), y 8 mm (si la armadura longitudinal es menor o igual a 25 mm, y mayor a 16 mm).

En los elementos comprimidos, el área mínima de armadura longitudinal ( $A_{stmin}$ ) es el 1% del área total de la sección de hormigón ( $A_g$ ). Mientras que, el área máxima de armadura longitudinal ( $A_{stmax}$ ) es el 8% de  $A_g$ . Cuando la sección geométrica de hormigón ( $A_g$ ) resulta mayor que la necesaria por cálculo, debido a que está condicionada por otros aspectos del proyecto, se podrá, a los fines de calcular área mínima de armadura longitudinal, considerar el 1% del área de hormigón “estáticamente necesaria” ( $A_{en}$ ), pero adoptando siempre como mínimo el 50% del  $A_g$  real existente. Es decir, se adoptará el que resulte mayor entre 1% de  $A_{en}$  y 0,5% de  $A_g$ .

### *Sobre elementos flexionados:*

Haremos aquí, sólo mención a la separación ( $s_i$ ) máxima entre barras de armadura por flexión. Siguiendo el criterio establecido para losas y tabiques, adoptaremos para zapatas, plateas y muros de sostenimiento, como valor máximo de  $s_i$ , el que resulte menor de las siguientes especificaciones:

- 2,5 veces el espesor del elemento estructural.
- 25 veces el diámetro ( $d_b$ ) de la barra de menor diámetro.
- 30 cm

Lo presentado, sólo resume algunos de los requisitos básicos de armado que debemos contemplar en el diseño de cimentaciones. En cada caso, deberá consultarse la reglamentación correspondiente y las especificaciones particulares que pudieran requerir cumplimiento.

## 5. Criterios de selección

Los criterios para seleccionar el tipo de cimentación pueden resultar muy amplios y diversos. Nos proponemos en la siguiente lista, enumerar los más significativos:

- Tipo de proyecto
- Tipo de estructura
- Perfil geotécnico
- Tecnología constructiva disponible
- Estructuras linderas o próximas
- Condicionantes económicos

Sobre los aspectos indicados en la lista, podemos efectuar las siguientes consideraciones específicas. Decimos que depende del tipo de proyecto ya que, evidentemente no es lo mismo pensar en la fundación de un puente, una presa, un muro de sostenimiento, una nave industrial, una vivienda familiar, un edificio privado destinado a vivienda, cocheras u oficinas, o edificios públicos destinados a organismos, escuelas, u oficinas.

El tipo de estructura es también muy importante. La estructura puede ser de hormigón armado, mampostería portante, metálica, de madera, y en configuraciones isostática o hiperestática. Todos estos casos admiten asentamientos totales y relativos diferentes, por lo que en cada uno pensaremos en diferentes alternativas de fundación y con diferentes presiones admisibles.

Por primera vez en este libro, aparece la frase “presión admisible”. Este es, frecuentemente, el dato máspreciado por el proyectista estructural al leer un estudio geotécnico. Pero, en realidad, la misma no es sino una consecuencia del asentamiento admisible que la estructura puede tolerar. De esta forma: suelo, cimiento y estructura están relacionados en este concepto. Es necesario que la definición de la “presión admisible” involucre el concepto de “asentamiento admisible”. Para lo cual, se deberá efectuar una estimación de asentamiento esperado para la cimentación propuesta bajo una determinada carga máxima de trabajo. El asentamiento se estimará mediante el método

reconocido por la geotecnia que resulte apropiado para nuestro problema<sup>13</sup>. Además, es necesario contar con una estimación certera de las cargas que la estructura transmitirá a los cimientos<sup>14</sup>. Para esto, será necesario contar con un adecuado análisis de carga y su distribución hacia los elementos de apoyo.

El perfil geotécnico es un punto relevante en la selección del sistema de cimentación. La profundidad del estrato apropiado para el apoyo de la estructura definirá la selección de un sistema superficial o profundo. No obstante, esto no siempre es determinante, ya que si, por ejemplo, tenemos que seleccionar un sistema de cimentación para un edificio de 8 pisos, y el estudio de suelo detecta un manto de apoyo firme a 10 metros de profundidad, uno podría pensar en utilizar pilotes. Pero, si el proyecto del edificio cuenta con 3 niveles de subsuelo, es posible plantear, a la misma profundidad, el empleo de un sistema superficial de zapatas. De ahí que la interrelación entre los criterios listados es profundamente necesaria.

Pero, ¿qué significa conocer el perfil geotécnico? Bueno, una respuesta simple podría limitarse a describir los resultados de un sondeo realizado en algún lugar del terreno. Lo cual es correcto, pero, cuando hablamos de perfil geotécnico con el objetivo de proyectar una cimentación, nuestra respuesta deberá ser más amplia e incluir otros aspectos relevantes. De esta forma, nos referimos a un estudio geotécnico diseñado con el objeto de seleccionar, diseñar y construir las cimentaciones de un proyecto estructural. Un buen estudio incluirá diversas actividades. Lo primero es realizar un “recorrido” o “visita técnica” al lugar y, de esta forma, advertir aspectos globales y singulares del sitio. Así, advertir sobre las condiciones topográficas del lugar, posibles rellenos, antiguas construcciones, dificultades de acceso, etc. Luego, con esta información en conjunto con un análisis del proyecto a construir, se procede a planificar el estudio geotécnico. Hay reglamentos y manuales que establecen los elementos básicos que este estudio debe contener. En nuestro país, tenemos el reglamento CIRSOC

---

<sup>13</sup> Das, B. M. (2001). Fundamentos de ingeniería geotécnica. Thomson Learning.

<sup>14</sup> CIRSOC 101 (2005). Reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras. INTI.

401<sup>15</sup>. Basado en la reglamentación, es importante que el experto planifique las actividades a realizar en el estudio, contemplando las características particulares del terreno, antecedentes disponibles y el tipo de proyecto que se pretende construir. Los antecedentes disponibles son un insumo valioso. En este sentido, se recurre a estudios previos realizados por el experto, o bien datos que puedan obtenerse mediante búsqueda y consulta a vecinos y organismos. Como ya mencionamos, el estudio geotécnico debe planificarse con el objetivo de seleccionar, diseñar y construir las cimentaciones. Por lo tanto, la consideración de aspectos de comportamiento estructural, son fundamentales en esta etapa.

El estudio geotécnico comprenderá<sup>16</sup>,

- *Actividades de campaña*: que pueden incluir sondeos de reconocimiento, calicatas de visualización y muestreo, sondeos de penetración dinámica, estática, y también ensayos más específicos como infiltración, pruebas de carga o geofísicas.
- *Actividades de laboratorio*: con las muestras recolectadas, se realizarán ensayos en laboratorio, que podrán incluir clasificación básica (contenido de humedad, peso unitario, gravedad específica, límites de consistencia, granulometría), así como caracterización de comportamiento hidráulico (permeabilidad) y mecánico (compresión confinada o edométrica, compresión triaxial, compresión simple, corte directo).
- *Actividades de gabinete*: el especialista elaborará un informe que reporte los resultados obtenidos, describirá el perfil de suelo detectado, y formulará conclusiones

---

<sup>15</sup> CIRSOC 401 (2018). Reglamento argentino de estudios geotécnicos. Editado por INTI.

<sup>16</sup> Rodríguez Ortíz, J.M.; Serra Gesta, J. y Oteo Mazo, C. (1995). Curso Aplicado de Cimentaciones. Sexta Edición. Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid.

sobre el sistema de cimentación recomendable para la estructura que se proyecta. La recomendación podrá ser única o de varias alternativas, valorando ventajas y desventajas en cada caso. No siempre la solución posible es única. De hecho, generalmente existen varias alternativas que el experto deberá aportar y analizar. Es por esto que resulta fuertemente valorado que el experto en geotecnia lo sea también en estructura.

¿Qué beneficio tiene realizar un estudio geotécnico? Además de constituir un insumo técnico necesario para la etapa de proyecto, el estudio geotécnico nos permite optimizar la estructura y reducir incertidumbres. Lo cual deviene en una reducción de los costos totales del proyecto. Este aspecto, *Coduto*<sup>17</sup> lo explica con amplia claridad didáctica en su libro, desde donde lo reescribimos de la siguiente manera: la Figura 5.1, nos muestra un esquema conceptual sobre la planificación de estudios geotécnicos. Puede notarse que, el incremento de los trabajos y estudios (cantidad de sondeos, profundidad, ensayos de campo, cantidad de muestras, ensayos de laboratorio, etc.) se traducen en un incremento de costos en forma lineal.

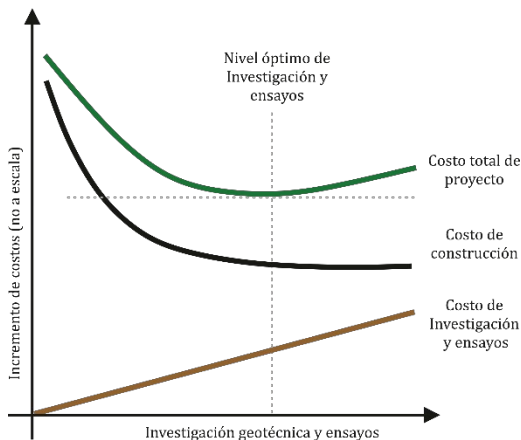


Figura 5.1: Relación costo/beneficio de un estudio geotécnico (Redibujado de <sup>14</sup>)

<sup>17</sup> Coduto, D.P. (2001). *Foundation Design: Principles and Practices*. Second Edition, Prentice Hall.

Esa mejora en la certeza geotécnica, deviene en un mayor conocimiento y en la posibilidad de reducir los costos de la estructura, debido a que permite reducir incertidumbre y optimizar la misma. Pero, esto tiene un límite. Llega un momento que se ingresa en un “plato”, que se agota y, a partir de allí, incrementar costos en el estudio ya no se traducen en reducción de costos del proyecto. Así, la curva de costo total de proyecto inicia una tendencia al crecimiento. El desafío de un estudio de suelo óptimo, adecuadamente programado y ejecutado, consiste en encontrar ese “punto de equilibrio mínimo” en la curva de costo total de proyecto. Si bien esto puede resultar un poco teórico y general, ilustra conceptualmente la idea de que el estudio geotécnico, debe estar adecuado al proyecto y sus condiciones de contorno. En conclusión, es claro que un estudio geotécnico resulta técnica y económicamente conveniente para todo proyecto.

Volvamos a los puntos que resumen los criterios para seleccionar el tipo de cimentación. Cuando hablamos de tecnología constructiva, nos referimos a la importancia de considerar que lo que nos proponemos construir sea tecnológicamente factible de hacer. No sólo que la tecnología exista, sino también que resulte disponible. Una propuesta estructural de cimentación debe estar situada a la realidad del lugar. No puede ser ajena a la misma. Si bien siempre es posible resolver el problema con la tecnología que se disponga en alguna urbe próxima al lugar de emplazamiento del proyecto, tengo que tener en cuenta el impacto que esto generará en los plazos y costos de obra. Un ejemplo de esto podría ser el siguiente: no puedo sugerir hincar pilotes para un pequeño proyecto, si no dispongo del equipamiento en el lugar o sus proximidades. Si bien, puede que el equipo exista en algún lugar del mundo, disponerlo para nuestro fin puede que resulte imposible. Por lo tanto, tengo que pensar en otra alternativa técnicamente apropiada y tecnológicamente factible.

La existencia de estructuras linderas o próximas no es un aspecto menor. Muchas veces definen la adopción del sistema de cimiento en virtud de, fundamentalmente, su procedimiento constructivo y el riesgo de afectación a vecinos. Aquí, hacemos referencia a resguardar la integridad estructural de todo edificio lindero o próximo, así como de cualquier otra estructura o



construcción. En este sentido, se nos pueden presentar diversos escenarios. Puede ser que tengamos en proximidad a un edificio moderno, con un sistema de cimentación apropiado lo cual, en principio, podría no presentar mayores dificultades. O puede ser que tengamos en proximidad a una antigua construcción, que incluso revista interés histórico patrimonial, y que se apoya sobre cimientos comunes y suelo débil o inestable. Debemos garantizar que las construcciones linderas o próximas resulten adecuadamente estabilizadas a los fines de impedir asentamientos o descálces en los cimientos medianeros durante la construcción y vida útil de nuestro proyecto. Esto implicará, además de un adecuado sistema de fundaciones, un riguroso seguimiento durante la etapa de obra por parte del profesional a cargo. En conclusión, siempre debemos contemplar las estructuras próximas con el propósito de prevenir posibles afectaciones.

Los condicionantes económicos, si bien son relevantes, nunca deben determinar la selección del tipo de cimentación. Esto se fundamenta en la relativamente baja incidencia que la cimentación reviste en el costo total de un proyecto, siempre y cuando se guarde coherencia con la disponibilidad tecnológica. Por otro lado, si la fundación presentara algún tipo de falla, su remediación sería altamente costosa, y con fuertes inconvenientes para su ejecución. Por lo tanto, si bien los cimientos deben proyectarse con la mayor racionalidad posible, nunca debemos procurar “ahorrar desmedidamente” en esta pieza estructural. Estamos frente a un elemento fundamental para la vida útil de cualquier proyecto.

Analicemos algunos ejemplos. La Figura 5.2 muestra un perfil geotécnico sobre el que necesitamos fundar una estructura de vivienda familiar. La misma constará de mampostería portante y hormigón armado. Se presentan 3 opciones de cimiento. La opción de cimiento común, no resulta apropiada a la luz de los conocimientos y criterios actuales. Mientras que las alternativas restantes, son razonables y deberán ser valoradas técnica y económicamente para tomar una decisión. En este caso, por la escasa profundidad del material firme (solamente 6,0 m), estimamos que los pilotes serán competitivos frente a la zapata con terraplén.

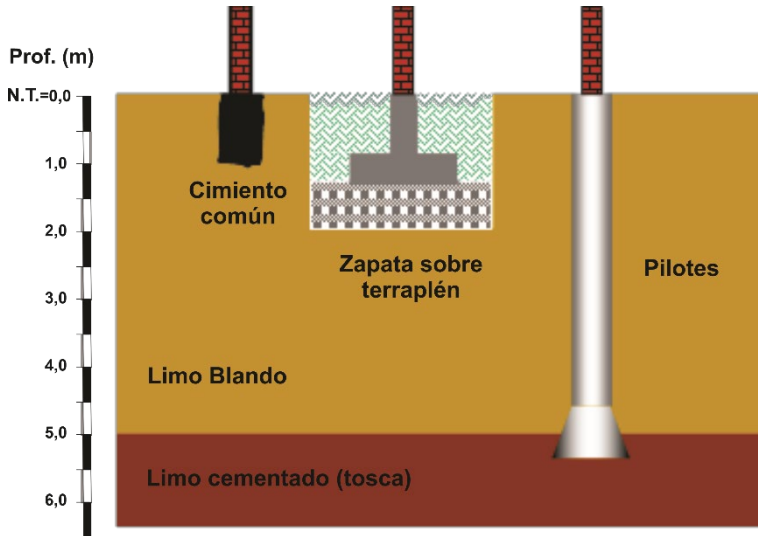


Figura 5.2: Posibles fundaciones para un proyecto de vivienda familiar

Pensemos ahora en esa misma vivienda, pero con un perfil geotécnico como el que se presenta en la Figura 5.3. Tenemos aquí un perfil de suelo limo-arcilloso constante en profundidad, ligeramente compacto, pero con la presencia de agua subterránea o nivel freático a partir de 4,50 metros aproximadamente. Las 3 opciones que se presentan son razonables. La platea, nos implicará la ejecución de un terraplén que, seguramente, no será menor a 80 cm de espesor. Esto implica movimiento de suelo, material granular tipo 0-20 de aporte, y equipos de compactación. Sobre esto una losa de hormigón armado que ocupará toda la superficie. La opción de pilote excavado, no resulta tan sencillo, debido al surgimiento del agua que impide la ejecución de la excavación con equipos convencionales de tipo helicoidal. Obliga a la utilización de alternativas, como lodos bentoníticos, que estabilicen las paredes durante la excavación. Esta técnica es bastante compleja de manejar en obra. La opción de Micropilote Hincado Inyectado (MHI), es interesante y atractiva para este tipo de perfil geotécnico. El trabajo en obra se simplifica y reduce, por la industrialización de su núcleo

armado (tubería de acero), y el efecto de la presencia de agua no genera complicaciones.

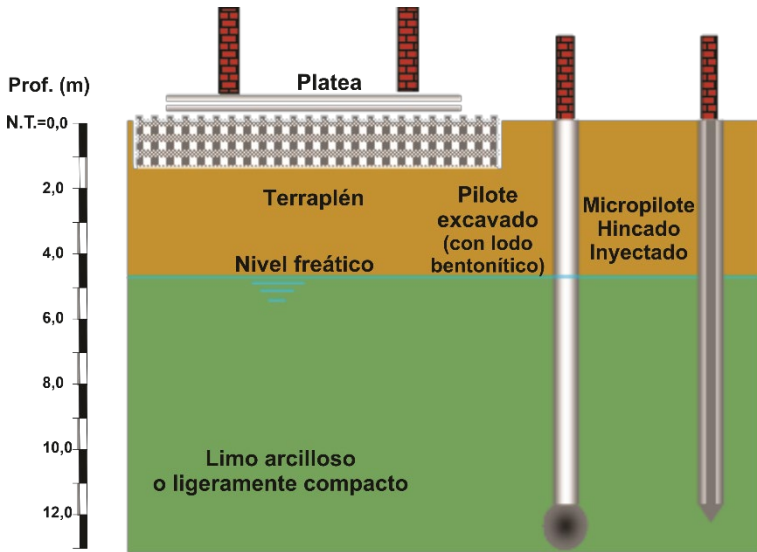


Figura 5.3: Posibles fundaciones para un proyecto de vivienda familiar

Presentemos otro ejemplo. Tenemos un edificio de 10 pisos, con luces de 4 metros y estructura de hormigón armado. El sitio de construcción presenta el perfil de la Figura 5.4. En este caso, las cargas de servicio transmitidas serán de aproximadamente 180 toneladas. El perfil muestra, 3 metros de espesor de suelo limo-arenoso blando, seguido de un manto de arena gruesa limpia, medianamente densa, que se extiende hasta los 11 metros de profundidad. A partir de aquí, surge la arena gruesa limpia densa. Las dos alternativas ilustradas son posibles técnicamente. No obstante, el caso de la zapata rígida resulta tecnológicamente más sencillo. Probablemente sólo se necesite un entibado provisorio de menor porte para la excavación. Pero, habrá que verificar que los asentamientos resulten compatibles con la estructura. Es decir, hay una ingeniería entre: (i) carga, (ii) área de la zapata, (iii) presión de trabajo, (iv) asentamiento, que será necesario analizar y decidir sobre su conveniencia. En cuanto a la alternativa de pilote, debe estudiarse la factibilidad de ejecutar la excavación en un suelo inestable

como lo es la arena. Seguramente será necesario encamisar la excavación. Por otro lado, es poco probable que puedan ejecutarse campanas para un mejor aprovechamiento de la capacidad por punta. Así, los pilotes tendrán fustes de gran diámetro.

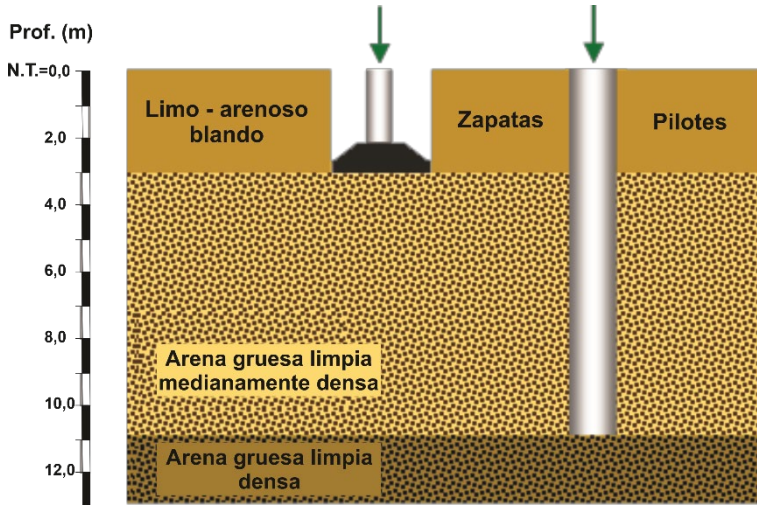


Figura 5.4: Posibles fundaciones para un proyecto de edificio en altura

Es frecuente escuchar hablar de *cota de fundación*, como si la profundidad de apoyo fuera una definición taxativa y exacta. Esto no es así. Tenemos que hablar de “estrato”, o “suelo de apoyo”, el cual se localiza a una “profundidad de referencia aproximada”. Si bien, la profundidad o cota de fundación, es un dato de utilidad para cálculos métricos, este no debe tomarse como algo definitivo e invariable. Un buen estudio geotécnico, debería establecer un rango de variación admisible para la detección del estrato de apoyo. Por ejemplo, debería especificar fundar sobre el estrato de *arena gruesa con gravas, densas*, que se localiza a una profundidad aproximada de 14,0 metros ( $\pm 1,5$  metros). Esto significa que el estrato de apoyo puede surgir entre los 12,5 y 15,5 metros de profundidad. Lo importante, es garantizar que se ha detectado el manto de *arena gruesa con gravas, densas*. Ahora bien, si la profundidad de detección está fuera del rango previsto, deberán efectuarse estudios geotécnicos complementarios. De aquí, la gran

importancia de los *estudios de construcción* previstos en el reglamento CIRSOC 401<sup>18</sup>. Veamos los ejemplos que presenta la Figura 5.5. En el perfil (A) se observa una superficie de topografía plana y regular, pero en donde el surgimiento del manto de apoyo tendrá variaciones producto de una irregularidad topográfica subterránea. El perfil (B), nos presenta el problema inverso, pero con similares consecuencias sobre la referencia a la denominada *cota de fundación*.

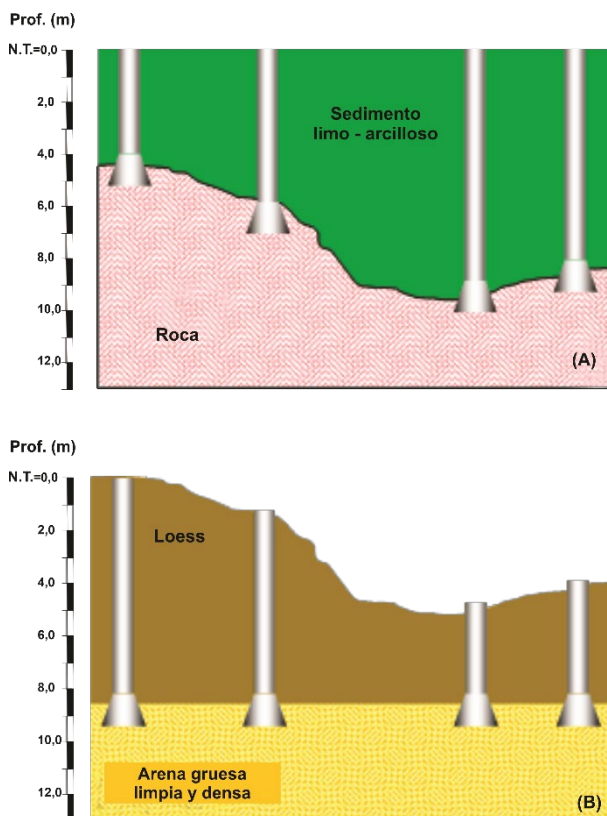


Figura 5.5: ¿Cota de fundación o estrato de apoyo?

Para cerrar este capítulo, destacaremos que la selección de un sistema de cimentación *no es el resultado de un modelo determinista*.

<sup>18</sup> Aiassa G.; Arrúa P. y Eberhardt M. (2019). *Hermenéutica del CIRSOC 401 Una mirada contextualizada del Reglamento Argentino de Estudios Geotécnicos*. Editorial edUTecNe, Buenos Aires, Argentina. <http://ria.utn.edu.ar/handle/20.500.12272/4184>

Para esto *no hay recetas*. La selección es consecuencia de la interpretación de los resultados de la campaña geotécnica y ensayos, junto con la consideración del proyecto, sistema estructural y un conjunto de aspectos cualitativos, como antecedentes, experiencia, criterio y realidad situada.

Generalmente, la solución no resulta única y evidente. Las alternativas factibles pueden ser dos, tres, o incluso más. Todo sistema de fundación llevará asociado una determinada probabilidad de falla. Nunca constituye un sistema infalible bajo todos los posibles escenarios. Los reglamentos, manuales, códigos o documentos de organismos reconocidos establecerán los niveles aceptables en cada caso. Todos estos elementos son los que se ponen sobre la mesa de decisión y será función del ingeniero valorar los mismos para adoptar la alternativa de mayor conveniencia. Para esto, es necesario contar con experticia integral en geotecnia, estructura y proyecto de obras.

Vamos a insistir en que el problema de las fundaciones no termina en el estudio geotécnico, ni en el diseño y cálculo de las mismas. En la etapa constructiva de fundaciones, es fuertemente recomendado contar con la supervisión por parte de un profesional experto en geotecnia y estructuras, a los fines de garantizar la detección de los estratos de apoyo correctos, y controlar: (i) proceso de excavación, (ii) armado e instalación de acero, y (iii) colado del hormigón. De esta manera, tendremos el control durante las etapas de estudio geotécnico, diseño y cálculo estructural y, finalmente, del proceso constructivo.

Respetando las consideraciones presentadas y reglamentaciones vigentes, procuraremos lograr un sistema de cimentación de calidad y confiable. Todo, en pos de cumplir nuestro objetivo central: garantizar la seguridad de las personas, la estructura, el proyecto y la inversión.



## 6. Sobre los asentamientos

El asentamiento podemos definirlo como el desplazamiento vertical que experimenta la cimentación como consecuencia de las cargas que recibe y la interacción que realiza con el suelo de apoyo.

Tenemos dos tipos de asentamientos: total y diferencial. El asentamiento total es el que se produce en un elemento de cimentación considerado de forma aislada. Luego, si todos los elementos de cimentación de una estructura tienen el mismo asentamiento total, decimos que el asentamiento diferencial es nulo. Si las cimentaciones individuales tienen asentamientos totales diferentes, el asentamiento diferencial será, precisamente, la diferencia entre los mismos.

El asentamiento total ( $s_t$ ) se compone de 3 partes:

$$s_t = s_e + s_c + s_s$$

Siendo,

$s_e$ : asentamiento elástico o inmediato. Es el que se produce de manera instantánea en el suelo al recibir la carga. Esta componente es la predominante en los suelos no cohesivos (ej. arenas, arenas limosas, limos arenosos) y en los suelos cohesivos no saturados.

$s_c$ : asentamiento por consolidación. Es el que se produce de manera gradual, producto de la liberación del agua de los vacíos del suelo. Esta liberación del agua, o drenaje, provoca una compresión de la estructura del suelo, producto de una transferencia de la carga desde el agua hacia la estructura sólida. Esta componente es la predominante en los suelos cohesivos, de granos finos (ej. arcillas), y saturados.

$s_s$ : asentamiento secundario. Es el que se produce como resultado de una deformación plástica de la estructura del suelo, en el tiempo, y bajo una carga constante.



El objetivo principal del diseño de una cimentación consiste en lograr asentamientos totales y diferenciales inferiores a los establecidos como admisibles para la estructura. La causa principal de generación de asentamiento corresponde a las cargas permanentes (D). El peso propio de la estructura es la primera carga que la cimentación transfiere y, además, son las acciones que siempre se manifiestan según las previsiones. En segundo lugar, está la sobrecarga prevista en el diseño del proyecto (L). No obstante, estas cargas pueden manifestarse ocasional y parcialmente durante la vida útil de la estructura. Dependerá de cada caso, y del valor adoptada en el diseño. Recordemos que la carga permanente (D) surge de un cálculo específico del peso de los elementos estructurales y ornamentales de la obra, mientras que la sobrecarga (L) es una *suposición* según el destino de la obra.

Finalmente, tenemos otras posibles causas. Aquí, incluimos fenómenos que podrían ocurrir durante la vida útil de la estructura. Decimos *podrían ocurrir*, en términos potenciales, ya que constituyen escenarios supuestos, que no necesariamente ocurrirán, o bien podrían hacerlo parcialmente. Por ejemplo: la modificación de la rigidez del suelo, a consecuencia de una pérdida de agua en una cañería o de un ascenso del nivel freático. Esta situación podría resultar muy significativa en suelos colapsables. No obstante, es un escenario hipotético, ya que, si el suelo no se moja, no modificará su rigidez por esta causa. También tenemos potenciales eventos naturales: como sismos, inundación o vientos, o situaciones externas al proyecto, como la construcción de futuras estructuras próximas, obras subterráneas, vibraciones, etc.

En conclusión, le corresponderá al ingeniero la definición de las acciones a considerar, los parámetros del perfil de suelo y el método apropiado de cálculo, a fin de efectuar el análisis de asentamientos de los cimientos. Volveremos sobre este aspecto al estudiar cada tipo de cimentación en particular.

Luego de efectuado el análisis de asentamientos, es necesario establecer si los mismos, totales y diferenciales, son aceptables para el proyecto. Tengamos presente que los suelos son materiales relativamente *blandos* en comparación con los materiales estructurales de construcción (ladrillos, hormigón, acero, etc.). Por lo tanto, si los

asentamientos son grandes, las estructuras pueden sufrir daños severos, moderados, o, incluso, estéticos. Para prevenir esto, podemos considerar límites específicos, reglamentos, códigos o referencias internacionalmente aceptada. La Tabla 6.1 presenta valores de referencia de la literatura.

El asentamiento diferencial se caracteriza mediante un factor, denominado distorsión angular,  $\beta$ , que se define como la relación entre la diferencia de asentamiento total entre dos puntos,  $s_{t2} - s_{t1}$ , y la separación entre ellos,  $L_{1-2}$  :

$$\beta = \frac{s_{t2} - s_{t1}}{L_{1-2}} = \frac{\Delta s_{t1-2}}{L_{1-2}}$$

Así,

$$\Delta s_{t1-2} = \beta \cdot L_{1-2}$$

En general,

$$\Delta s_t = \beta \cdot L$$

Tabla 6.1: Asentamientos admisibles (Compilado de <sup>19, 20</sup>)

Tipo	Estructura	Límite
<b>Total</b> $s_t$	Edificios con estructura de Hormigón Armado	2,5 - 5,0 cm
	Estructura metálica hiperestática	3,0 - 5,0 cm
	Estructuras isostáticas metálicas o de madera	5,0 - 8,0 cm
	Muros de mampostería portante	2,5 - 4,0 cm
	Silos	8,0 - 20 cm
<b>Diferencial</b> $\Delta s_t$	Muros de mampostería continuos y altos	0,0005 - 0,001 L
	Muros de mampostería edificio de una planta	0,001 - 0,002 L
	Grietas en revestimientos de yeso	0,001 L
	Estructura de Hormigón Armado	0,0025 - 0,004 L
	Muros de Hormigón Armado	0,003 L
	Estructura metálica continua	0,002 L
	Estructura metálica isostática	0,005 L
<i>L</i> = distancia entre dos columnas o entre dos puntos con asentamiento diferencial.		

<sup>19</sup> Day, R.W. (2010). Foundation Engineering Handbook: Design and Construction with the 2009 International Building Code, Second Edition. The McGraw-Hill Companies, Inc.

<sup>20</sup> Rodríguez Ortiz, J.M; Serra Gesta, J. y Oteo Mazo, C. (1995). Curso aplicado de cimentaciones. Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid.



## 7. Cimentaciones superficiales

Las cimentaciones superficiales son las que transmiten la carga al suelo, exclusivamente, a través de la superficie de apoyo. Frecuentemente, se las identifica con el rasgo distintivo de emplazarse a bajas profundidades, o con proximidad a la superficie del terreno. Esto puede ser una característica habitual, pero no siempre es así. Recordemos el ejemplo planteado sobre estructuras con varios niveles de subsuelo en donde se han utilizado fundaciones superficiales, a pesar de estar fundadas a 10, o más, metros de profundidad.

El buen diseño de estas cimentaciones debe procurar transmitir las cargas al suelo con asentamientos admisibles para la estructura y, además, constituir un elemento estructural resistente. Es decir, debe cumplir los requisitos propios del diseño geotécnico, y también con los del diseño de una pieza estructural de hormigón armado. No olvidemos que las cimentaciones superficiales, al fin y al cabo, son elementos estructurales de hormigón armado y, por lo tanto, deben cumplir con todo lo referido a este tipo de piezas. Incluimos aquí las especificaciones propias de materiales, métodos de cálculo, verificación y reglas de armado, en función de lo establecido en la bibliografía del tema<sup>21</sup>, y reglamentación vigente que, en Argentina, nos referimos principalmente a CIRSOC 201<sup>22</sup> e INPRES-CIRSOC 103<sup>23</sup>.

Hay diferentes tipos de cimentaciones superficiales. La diferencia radica, principalmente, en la hipótesis que puede aceptarse para la distribución de presiones en la superficie de contacto entre la base de apoyo y el suelo. Si la cimentación es rígida, podemos aceptar distribución de presión lineal. Dentro de las cimentaciones superficiales rígidas tenemos: cimiento común, zapata corrida, zapata aislada y zapata vinculada. La zapata, se denomina simple cuando recibe la carga centrada de una sola columna. En una zapata excéntrica, el punto aplicación de la carga, proveniente de la columna, no coincide con el baricentro geométrico de la superficie de apoyo (Ej. Zapatas localizadas

---

<sup>21</sup> McCormac J. (2002). Diseño de Concreto Reforzado. 4ta. Edición. Alfaomega, México.

<sup>22</sup> CIRSOC 201 (2005). Reglamento argentino de estructuras de hormigón. INTI.

<sup>23</sup> INPRES-CIRSOC 103 (2018). Reglamento argentino para construcciones sismorresistentes. INTI.

en ejes medianeros). Finalmente, la zapata vinculada, es la que recibe más de una columna.

Si la cimentación es flexible, tendremos que considerar la distribución de presión en el suelo de forma no lineal, cuya determinación ya no resulta trivial. Tenemos aquí a las plateas o losas y las plantillas o cintas.

En los próximos capítulos, desarrollaremos en detalle cada uno de estos sistemas, sus aspectos geotécnicos, estructurales y constructivos. Previamente, presentaremos en forma sintética algunos métodos clásicos de geotecnia utilizados para establecer la capacidad de carga y el asentamiento.

## 8. Presión de trabajo e inducida

La presión de trabajo de una cimentación superficial rígida se obtiene como,

$$\sigma_t = \frac{P}{A}$$

$$\sigma_t = \frac{P}{L \cdot B}$$

siendo,  $\sigma_t$ : presión de trabajo,  $P$ : carga transmitida,  $A$ : área de la superficie de apoyo,  $L$ ;  $B$ : Lados de la zapata.

La presión de trabajo tiene lugar en la superficie de contacto entre la zapata y el suelo de apoyo. Por debajo de esta superficie, se inducirán presiones que se irán debilitando con el incremento de la profundidad. La presión inducida es el incremento de presión en un punto de la masa de suelo, a consecuencia de la construcción y puesta en carga de la zapata. Existen muchos métodos para establecer estas presiones inducidas y son estudiados con detalles en cursos de geotecnia. Aquí, sólo citaremos uno de los más sencillos y usados. Se denomina método 2 en 1, y se basa en incrementar la *superficie de contacto* según esa relación de catetos; 2 vertical a 1 horizontal. De esta manera, se puede determinar la presión inducida a diferentes profundidades, por debajo del punto central de la zapata.

$$\sigma_i = \frac{P}{(L + z) \cdot (B + z)}$$

siendo,  $z$ : profundidad a la que se calcula la presión inducida.

La carga  $P$ , será ahora motivo de nuestro análisis. En el cálculo de cimentaciones tenemos que resolver dos problemas: (i) el geotécnico y (ii) el estructural. Para cada uno de ellos trabajaremos con un valor de  $P$  diferente. ¿Qué significa esto? ¿Qué una misma columna transmite dos valores de carga diferente? La respuesta es no. La cuestión es que

los criterios de diseño geotécnico y estructural son diferentes. Para el diseño estructural trabajaremos con cargas mayoradas, según lo que hemos planteado en el capítulo 2. Mientras que para el diseño geotécnico trabajaremos con cargas sin mayorar, o de servicio, debido a que compararemos nuestros resultados con valores de presión admisible o asentamientos admisibles.

En realidad, esto se refiere a diferentes formas de considerar las cargas de diseño. La literatura internacional define estos dos métodos de expresar y trabajar con las cargas de diseño así <sup>24</sup>,

- Diseño por presiones admisibles (ASD, por *Allowable Stress Design*): aquí las cargas de diseño se combinan mediante factores unitarios, dando lugar a cargas denominadas de servicio ( $P_s$ ). Ej.:

$$P_s = 1,0 \cdot D + 1,0 \cdot L$$

- Diseño por carga y factor de resistencia (LRFD, por *Load and Resistance Factor Design*): también denominado diseño por resistencia última. Aquí las cargas se combinan mediante factores mayores a la unidad, dando lugar a las denominadas cargas últimas ( $P_u$ ). Ej.:

$$P_u = 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L$$

Nosotros, para el diseño de cimentaciones, tenemos que trabajar con los dos métodos. Recordemos que las cimentaciones necesitan cumplir requisitos de diseño geotécnicos y estructurales. En el diseño geotécnico adoptaremos el método ASD, mientras que para el análisis estructural utilizaremos el LRFD.

---

<sup>24</sup> Coduto, D.P. (2001). *Foundation Design: Principles and Practices*. Second Edition, Prentice Hall.

## 9. Capacidad de carga en cimentaciones superficiales rígidas

La ecuación general para estimar la capacidad de carga de una cimentación superficial, basada en el criterio de falla general por corte, fue originalmente desarrollada por Terzaghi. Posteriormente, se propusieron correcciones y modificaciones en la superficie de falla original, dando lugar a factores de capacidad de carga y coeficientes de diferentes autores. La ecuación general es,

$$q_u = F_c \cdot c \cdot N_c + F_q \cdot q \cdot N_q + F_\gamma \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

siendo,

$q_u$ : capacidad de carga última

$c$ : cohesión del suelo,

$q$ : sobrecarga sobre el nivel de fundación ( $\gamma_1 \cdot D$ )

$\gamma$ : peso unitario del suelo de fundación

$N_c; N_q; N_\gamma$ : factores de capacidad de carga. Se adoptan los de Vesic <sup>25</sup>.

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan(\varphi)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi)$$

$F_c; F_q; F_\gamma$ : factores de forma

Zapata corrida: B ancho de la zapata,  $F_c = 1$ ;  $F_q = 1$ ;  $F_\gamma = 0,5$

Zapata circular: B diámetro de la zapata,  $F_c = 1,3$ ;  $F_q = 1$ ;  $F_\gamma = 0,3$

Zapata cuadrada: B lado de la zapata,  $F_c = 1,3$ ;  $F_q = 1$ ;  $F_\gamma = 0,4$

Zapata rectangular:  $L \cdot B$  con  $B < L$

$$F_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L} ; F_q = 1 + tg(\varphi) \cdot \frac{B}{L} ; F_\gamma = 0,5 \cdot \left( 1 - 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right)$$

---

<sup>25</sup> Das, B.M. (2001). Principios de ingeniería de cimentaciones. Cuarta Edición. Thomson.



La capacidad de carga admisible ( $q_{adm}$ ) se obtiene de dividir la capacidad de carga última ( $q_u$ ) por un factor de seguridad ( $FS$ ) cuyo valor oscila en un rango de 3 a 4,

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Los ensayos de penetración dinámica permiten estimar valores preliminares de capacidad de carga admisible. Para suelos arenosos Terzaghi y Peck<sup>26</sup> propusieron la siguiente expresión,

$$q_{adm} = \frac{N_{SPT}}{8} \quad (\text{para } B \leq 1,20\text{m})$$

$$q_{adm} = \frac{N_{SPT}}{12} \left( \frac{B + 0,30}{B} \right)^2 \quad (\text{para } B > 1,20\text{m})$$

siendo,

$q_{adm}$ : Presión admisible ( $Kg/cm^2$ ) para un asentamiento de 2,54 cm

$B$ : Ancho de la cimentación (m)

$N_{SPT}$ : Número de golpes del ensayo SPT. Se deben considerar los resultados a partir del nivel de apoyo de la cimentación y hasta una profundidad de tres veces el ancho de la cimentación ( $3B$ ).

La capacidad de carga admisible o presión admisible ( $q_{adm}$ ) estimada mediante estos procedimientos solo podremos considerarla con fines orientativos en etapa anteproyecto. El asentamiento admisible es quien gobierna el problema. La presión admisible deberá obtenerse a partir de un análisis de asentamientos, aún en proyectos de obras pequeñas y con bajo compromiso estructural. La presión admisible de diseño será la menor entre: (i) un cálculo de capacidad de carga y (ii) un análisis de asentamiento. En el siguiente capítulo nos dedicaremos a revisar un método para estimar asentamientos.

---

<sup>26</sup> Rodríguez Ortiz, J.M; Serra Gesta, J. y Oteo Mazo, C. (1995). Curso aplicado de cimentaciones. Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid.

## 10. Asentamiento en cimentaciones superficiales rígidas

Existe una infinidad de métodos para calcular asentamientos. En general, se basan en la teoría de elasticidad, consolidación y métodos empíricos<sup>27</sup>. Los parámetros del suelo se obtienen mediante ensayos de laboratorio y campo. Las técnicas más avanzadas incluyen métodos numéricos, tales como elementos o diferencias finitas. Esto se encuentra ampliamente abordado en la bibliografía <sup>28, 29, 30</sup>.

Nosotros para este capítulo hemos elegido un método, sencillo, con factibilidad de implementación manual, semi-empírico, y que cubre una gran cantidad de situaciones problemáticas. Se trata del método del factor de influencia de la deformación unitaria, propuesto por Schmertmann. Este método fue desarrollado principalmente para computar asentamiento de zapatas en suelos arenosos. El método utiliza un módulo de elasticidad equivalente  $E_s$  del suelo y un factor de forma de variación lineal (Figura 10.1). Se puede aplicar en perfiles de suelos con diferentes estratos.

El factor de influencia de la deformación unitaria  $I_z$  surgió de estudiar las deformaciones unitarias por debajo de la superficie de apoyo de la zapata. De esta forma estableció una función bilineal, con pico máximo a una profundidad relativa al ancho de la zapata ( $B$ ).

La ecuación resulta,

$$S = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot (\sigma_t - q) \cdot \sum_{i=1}^n \frac{I_{zi} \cdot \Delta z_i}{E_{si}}$$

Donde,

$C_1$ : Factor de influencia de la profundidad de empotramiento.

---

<sup>27</sup> Das, B.M. (2001). Principios de ingeniería de cimentaciones. Cuarta Edición. Thomson.

<sup>28</sup> Coduto, D.P. (2001). Foundation Design: Principles and Practices. Second Edition, Prentice Hall.

<sup>29</sup> Rodriguez Ortiz, J.M; Serra Gesta, J. y Oteo Mazo, C. (1995). Curso aplicado de cimentaciones. Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid.

<sup>30</sup> Canadian Geotechnical Society (2006). Canadian Foundation Engineering Manual. 4<sup>th</sup> Edition.

$$C_1 = 1 - 0,5 \cdot \frac{q}{(\sigma_t - q)}$$

$q$ : Presión efectiva a la profundidad de emplazamiento de la fundación. Habitualmente, denominado presión de tapada.

$\sigma_t$ : Presión de trabajo de la fundación.

$C_2$ : Factor que considera el flujo plástico o asentamiento secundario.

$$C_2 = 1 + 0,2 \cdot \log\left(\frac{t}{0,1}\right)$$

$t$ : tiempo en años.

$C_3$ : Factor de forma. Vale 1,0 para zapatas cuadradas o circulares.

$$C_3 = 1,03 - 0,03 \cdot \left(\frac{L}{B}\right)$$

$L, B$ : longitud de los lados de la zapata.

$E_{si}$ : módulo de elasticidad equivalente del suelo a la profundidad considerada.

$\Delta z_i$ : espesor del estrato considerado.

El valor pico del factor de influencia de la deformación unitaria  $I_{zp}$  ocurre a una profundidad,  $z$ , de  $B/2$  para zapatas cuadradas y circulares, y de  $B$  para zapatas corridas, y adopta un valor de:

$$I_{zp} = 0,5 + 0,1 \cdot \sqrt{\frac{\sigma_t - q}{q_p}}$$

$q_p$ : Presión efectiva inicial a la profundidad correspondiente de la deformación pico.

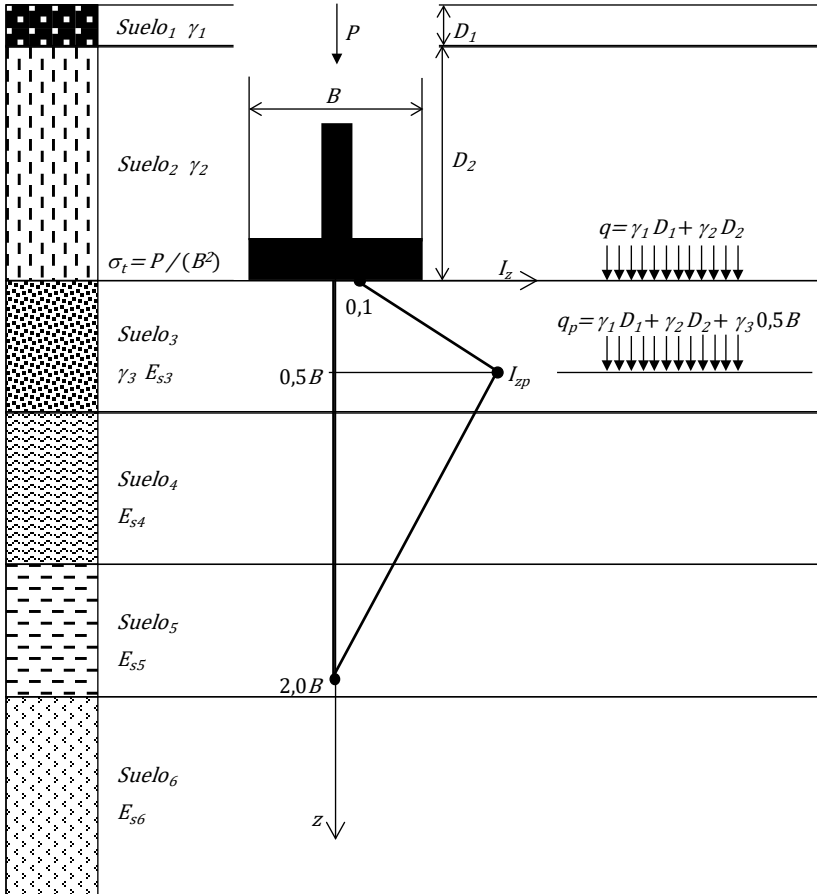


Figura 10.1: Esquema conceptual del método de Schmertmann para zapata cuadrada

La determinación de las ecuaciones del factor de influencia unitario se realiza a partir de las condiciones de contorno y la ecuación de la recta por dos puntos, para  $I_z = f(z)$ . Así, tenemos,

$$I_z = f(z)$$

Condiciones de contorno zapata cuadrada o circular  $\rightarrow \begin{cases} 0,1 = f(0) \\ I_{zp} = f\left(\frac{B}{2}\right) \\ 0 = f(2B) \end{cases}$

De esta manera, resultan las siguientes ecuaciones para cada uno de los dos intervalos,

$$I_z = \begin{cases} z: (0, \frac{B}{2}) & I_z = 0,1 + \left(\frac{z}{B}\right) \cdot (2I_{zp} - 0,2) \\ z: (\frac{B}{2}, 2B) & I_z = \frac{2}{3} \cdot I_{zp} \cdot \left(2 - \frac{z}{B}\right) \end{cases}$$

Condiciones de contorno para zapata corrida  $\rightarrow \begin{cases} 0,2 = f(0) \\ I_{zp} = f(B) \\ 0 = f(4B) \end{cases}$

$$I_z = \begin{cases} z: (0, B) & I_z = 0,2 + \left(\frac{z}{B}\right) \cdot (I_{zp} - 0,2) \\ z: (B, 4B) & I_z = 0,33 \cdot I_{zp} \cdot \left(4 - \frac{z}{B}\right) \end{cases}$$

En el proyecto de zapatas, debe seguirse un proceso iterativo para llegar a la definición de la dimensión en planta o ancho ( $B$ ). Para un determinado valor de  $B$ , corresponde una determinada presión de trabajo,  $\sigma_t$ . Con esta presión de trabajo, se obtendrá por cálculo, un asentamiento. Si el asentamiento obtenido es mayor al admisible, la zapata debe redimensionarse. Este proceso, deberá repetirse una y otra vez, hasta lograr satisfacer la condición de asentamiento. Finalmente, la presión de trabajo,  $\sigma_t$ , para la cual se verificó el cumplimiento de asentamiento admisible, deviene en la denominada la presión de trabajo admisible,  $\sigma_{tadm}$ .

## 11. Cimiento común

Antiguamente, el cimiento común era el sistema típicamente empleado en la cimentación de viviendas familiares y diferentes obras de una o más plantas. Su utilización en el medio local ha sido extensa, principalmente en construcciones con más de 30 o 40 años de antigüedad.

La ejecución de estos cimientos, en general, consistía en excavar una zanja bajo los muros de la vivienda, de unos 80 o 90 cm de profundidad,  $D$ , de un ancho algo mayor al de la mampostería. Para una mampostería de  $b = 30$  cm, de ladrillo macizo común, se les realizaba un cimiento de unos 45 o 50 cm de espesor,  $B$ . El material de construcción consistía en una mezcla de hormigón, sin armadura, y con agregado de piedra bola (hormigón ciclópeo). De esta forma, el cimiento común constituye una especie de “base rígida corrida” de hormigón simple (Figura 11.1).

En cuanto al desempeño de este sistema, podemos decir que cuando se lo ha empleado en lugares donde el suelo de apoyo es firme y resistente, incluso frente a la presencia de agua, y para construcciones que transmiten cargas relativamente bajas (ej.:  $< 1$  t/m), en general, no se han registrado problemas significativos. Ahora bien, en suelos no aptos para este sistema (ej. suelos colapsables o suelos blandos), o con cargas importantes, son numerosos los casos en los que se han registrado fallos de diferentes órdenes de magnitud. Desde cuestiones estéticas, hasta problemas estructurales severos. Por lo tanto, estamos frente a un sistema que presenta una elevada vulnerabilidad potencial, aún en donde el fallo no se manifestó.

Presentemos los criterios mínimos para el dimensionado de cimientos. En primer lugar, la determinación de un ancho necesario en función de la presión de trabajo admisibles del suelo,

$$B = \frac{P \cdot 1,0 \text{ m}}{1,0 \text{ m} \cdot \sigma_{tadm}}$$

$\sigma_{tadm}$ : Presión de trabajo admisible del suelo (t/m<sup>2</sup>).

$P$ : Carga de servicio por metro lineal transmitida por el muro (t/m).

$B$ : Ancho de cimiento.

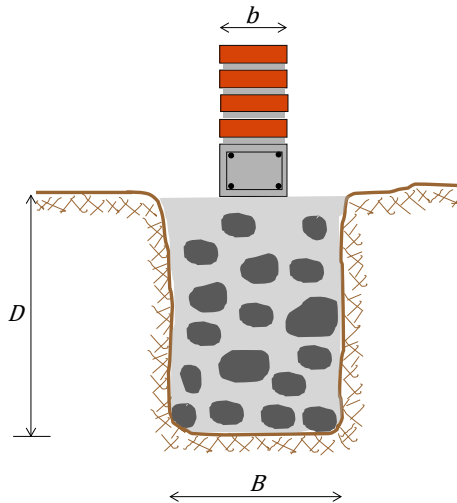


Figura 11.1: Esquema de cimiento común

La profundidad de apoyo mínima del cimiento,  $D_{min}$ , para garantizar un comportamiento de compresión sin flexión, queda definida por,

$$D_{min} = \frac{B - b}{2} \cdot tg(60^\circ)$$

En la actualidad este sistema ha caído prácticamente en desuso, siendo reemplazado por diferentes alternativas de fundación superficial o profunda. Aún en casos de suelos superficiales aptos para fundar, consideramos conveniente optar por zapatas individuales o corridas de hormigón armado estructural.

## 12. Zapata corrida

La zapata corrida es de hormigón armado y se construye bajo muros portantes, tabiques o líneas de columnas. Se caracteriza por una viga longitudinal central, vinculada a losas laterales en voladizo. Esta viga, recibe las cargas transmitidas por un muro o columnas, y las transfiere al suelo a través de sus losas rígidas en voladizo (Figura 12.1). Este sistema se emplea cuando el suelo de fundación se encuentra a una profundidad próxima de la base de la construcción, por lo general, menor a 2,0 metros. Tiene la ventaja de distribuir las cargas en grandes superficies y, así, lograr presiones de trabajo reducidas en el contacto con el suelo. En contraparte, es un sistema poco flexible para absorber diferencias en las profundidades de apoyo a lo largo de la superficie del proyecto. La profundidad del estrato de apoyo debe ser homogénea.

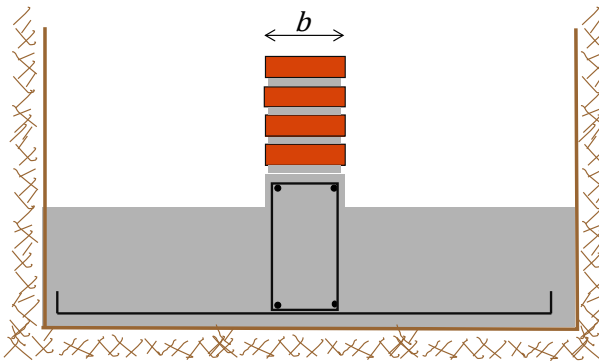


Figura 12.1: Esquema de zapata corrida en corte transversal

La zapata corrida es un elemento de fundación longitudinal, por lo tanto, su dimensionado se plantea siempre por “metro lineal”. En el cálculo, debe incluirse el peso propio de la zapata y el relleno que se colocará en la excavación, posterior a la construcción de la misma. Para esto, el criterio adoptado consiste en incrementar un 10% la carga de servicios,  $P$ , transmitida por la estructura. Si bien este criterio es una estimación aproximada, funciona bien para la mayoría de los proyectos. Excepcionalmente, se analizarán casos que requieran cálculos iterativos



especiales para la determinación del peso propio (Ej. Zapatas de gran peso, para estructuras esbeltas y livianas bajo acciones horizontales).

La forma de la distribución de presiones de trabajo en el contacto de apoyo, depende de la rigidez relativa entre el suelo y la zapata de hormigón. Si la zapata es rígida, la distribución de presiones será lineal. Además, si la carga es centrada la distribución de presión será constante. La dimensión en planta, o ancho de la zapata, se obtiene de,

$$B = \frac{P \cdot 1,0 \text{ m} \cdot \vartheta}{1,0 \text{ m} \cdot \sigma_{tadm}}$$

$\sigma_{tadm}$ : Presión de trabajo admisible del suelo (t/m<sup>2</sup>).

$P$ : Carga de servicio por metro lineal transmitida por el muro (t/m).

$B$ : Ancho de la zapata.

$\vartheta$ : Factor para contemplar peso propio de la zapata y el relleno de la excavación. En general, puede adoptarse 1,10.

La altura de la losa de la zapata, deberá respetar una relación geométrica mínima para cumplir su condición de rigidez. La misma, está ligada a los anchos de muro y zapata,

$$D_{min} = \frac{B - b}{3}$$

$B$ : Ancho de zapata.

$b$ : Ancho de la viga central bajo muro o columnas.

$D_{min}$ : Altura mínima de la zapata.

Luego de establecido el ancho de la base de la zapata,  $B$ , y predimensionada la altura total de la misma,  $D$ , se deberá avanzar con los procedimientos de cálculo de hormigón armado: (i) Verificar a corte y (ii) Diseñar a flexión.

La Figura 12.2 plantea un esquema para la determinación de esfuerzos. La presión de trabajo se asume lineal y constante ( $\sigma_t$ ). En

primer lugar, definamos la presión de trabajo última,  $\sigma_{tu}$ , para la determinación de los esfuerzos de corte y momento flector,

$$\sigma_{tu} = \frac{P_u \cdot 1,0 \text{ m}}{1,0 \text{ m} \cdot B}$$

$P_u$ : Carga última por metro lineal transmitida por el muro (kN/m).

Notar que aquí no se incluye el 10% de carga adicional por peso propio y de relleno ( $\vartheta$ ). Esto se debe a que, estas cargas, no provocan flexión ni corte sobre las losas voladizo. La carga que provoca esfuerzos, es la proveniente de la estructura a través del muro. Por otro lado, aquí se trabaja con cargas últimas,  $P_u$ , debido a que se emplearán en el diseño de hormigón armado. Con esta, se obtiene la presión de trabajo última del suelo,  $\sigma_{tu}$ . Aquí, es fuertemente recomendado utilizar las unidades del sistema oficial <sup>31</sup>.

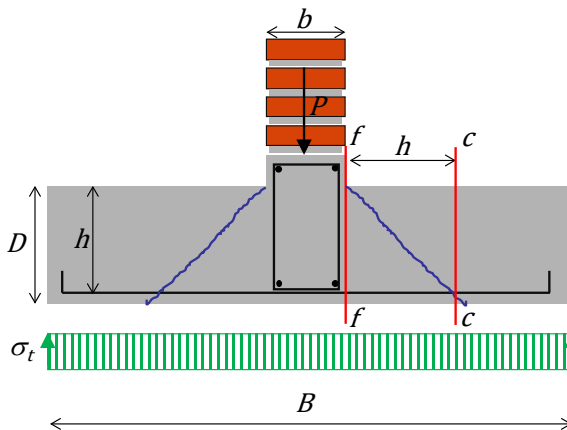


Figura 12.2: Esquema para determinar esfuerzos en zapata corrida

En la verificación por corte, se plantea que,

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

<sup>31</sup> CIRSOC 201 (2005). Reglamento argentino de estructuras de hormigón. INTI.

$V_u$ : esfuerzo de corte mayorado en la sección considerada, en N

$V_n$ : resistencia nominal al corte, e igual a la suma de la resistencia al corte proporcionada por el hormigón,  $V_c$ , y la resistencia al corte proporcionada por la armadura de corte,  $V_s$ , en N

$\phi = 0,75$ : factor de reducción de resistencia

Las zapatas se diseñan con altura suficiente para verificar al corte sin necesidad de colocar armadura con ese propósito. Por lo tanto, la resistencia al corte debe estar suministrada exclusivamente por el hormigón. Así, tenemos que  $V_s = 0$ , y  $V_n = V_c$

La sección crítica para el corte en las condiciones de carga se ubica a una distancia  $h$  de las caras del muro o columnas. En la Figura 12.2, el mismo se indica como el plano  $c - c$ . Así, determinamos el esfuerzo de corte mayorado en esta sección,

$$V_u = \sigma_{tu} \left( \frac{B - b}{2} - h \right) \cdot 1,0 \text{ m}$$

Por otro lado, la resistencia a corte suministrada por el hormigón, resulta,

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot h$$

$f'_c$ : resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa

$b_w$ : ancho del alma del elemento estructural, en mm (en caso de zapata corrida tomamos 1,0 m de ancho, es decir 1000 mm)

$h$ : distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal de tracción, altura útil, en mm.

Finalmente, se debe verificar que,

$$\sigma_{tu} \left( \frac{B - b}{2} - h \right) \cdot 1,0 \text{ m} \leq 0,75 \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot h$$

Luego que se ha verificado el esfuerzo de corte en los voladizos sin la necesidad de incluir armadura, pasamos al dimensionado a flexión.

El momento flector último de diseño, se determina sobre el plano  $f-f$ , a partir de la siguiente formulación (Figura 12.2),

$$M_u = \sigma_{tu} \cdot 1,0 \text{ m} \cdot \frac{B - b}{2} \cdot \frac{B - b}{4}$$

$$M_u = \frac{P_u \cdot 1,0 \text{ m}}{1,0 \text{ m} \cdot B} \cdot 1,0 \text{ m} \cdot \frac{B - b}{2} \cdot \frac{B - b}{4}$$

$$M_u = \frac{P_u \cdot 1,0 \text{ m}}{B} \cdot \frac{(B - b)^2}{8}$$

Luego, por diseño a flexión, se tiene (Figura 12.3),

$$M_u \leq \phi \cdot M_n$$

$M_u$ : Momento resistente requerido calculado con cargas mayoradas.

$M_n$ : Momento resistente nominal "real" de la sección.

$\phi = 0,90$ : Factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura.

Entonces,

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

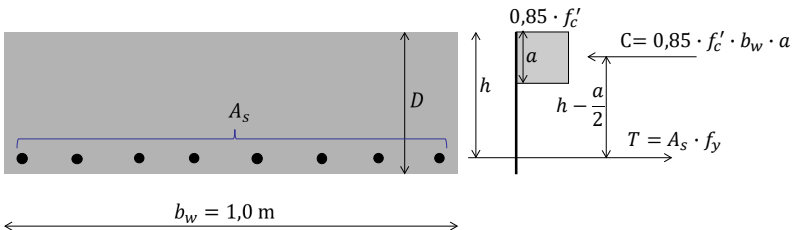


Figura 12.3: Esquema esfuerzos internos en zapata corrida de hormigón armado

Por otro lado,

$$M_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot a \cdot \left( h - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = k_a \cdot h$$

$$M_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot k_a \cdot h \cdot \left( h - \frac{k_a \cdot h}{2} \right)$$

$$M_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot k_a \cdot h^2 \cdot \left( 1 - \frac{k_a}{2} \right)$$

$h$ : distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, (altura útil).

$h = D - r$ , en donde

$r$ : es el recubrimiento del hormigón.

$D$ : altura total del elemento estructural.

$$m_n = \frac{M_n}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot h^2}$$

$f'_c$ : resistencia especificada a la compresión del hormigón

$b_w$ : ancho del alma del elemento estructural

$a$ : altura comprimida de hormigón

$$m_n = k_a \cdot \left( 1 - \frac{k_a}{2} \right)$$

De aquí, se desprende,

$$k_a = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m_n}$$

Este valor deberá estar comprendido entre límites máximo y mínimo.

Para  $f'_c \leq 30$  MPa tenemos,

Si  $k_a < k_{amin}$ , se deberá adoptar  $k_a = k_{amin}$

$$k_{amin} = \frac{1,4}{0,85 \cdot f'_c}$$

Si  $k_a > k_{amax}$ , se deberá aumentar altura,  $D$

$$k_{amax} = \beta_1 \cdot 0,375 = 0,85 \cdot 0,375 = 0,318$$

Luego por equilibrio de fuerzas,

$$T = C$$

$$A_s \cdot f_y = C$$

$$A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot a$$

$$A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot k_a \cdot h$$

$f_y$ : tensión de fluencia especificada de la armadura. En general, ADN 420 ( $f_y = 420$  MPa)

Así, la cantidad de acero necesaria resulta,

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot k_a \cdot h}{f_y}$$

El área de armadura de acero calculada,  $A_s$ , se repartirá a lo largo del ancho,  $b_w$ , en función del diámetro de varilla y la separación entre las mismas, respetando las reglas de armado mínimas reglamentarias. Para las zapatas corridas,  $b_w = 1,0$  m.

La viga longitudinal se calcula bajo el estricto criterio del calculista. Si la estructura transmite sus cargas por columnas, puede plantearse un esquema estático de apoyos puntuales en esas columnas, y carga continúa transmitida desde el suelo. No obstante, si se trata de muros o tabiques continuos, en teoría, la viga no está sometida a ningún esfuerzo estático. La viga rígida reposa sobre el suelo, por lo que, la

carga vertical que recibe no debería determinar esfuerzo. Para este caso, el calculista deberá estimar zonas de posible hundimiento y, así, considerar tramos simplemente apoyados, empotrados y en voladizo. El cálculo resultará en armadura superior, inferior y de corte. Por otro lado, si la misma se emplea como encadenado sísmico, deberá también verificarse para esta condición.

### 13. Zapata individual a carga vertical

Las zapatas individuales presentan consideraciones similares a las de las zapatas corridas (Figura 13.1). Pero, en este caso, es mayor su empleo en estructuras de edificios que transmiten cargas de manera puntual. Por ejemplo, los pórticos de hormigón transmiten su carga mediante columnas o tabiques. De esta forma, cada elemento descargará en una zapata individual que, finalmente, apoyará sobre el suelo. También este sistema suele utilizarse para fundar estructuras metálicas de naves industriales con grandes luces que descargan mediante columnas individuales.

En general, es un sistema que dispone de una mayor flexibilidad frente a variaciones en la profundidad del estrato de apoyo. Pero, en contra parte, la mayor concentración de carga hace necesario utilizar presiones de trabajo algo más elevadas. No obstante, siempre las condiciones de asentamientos total y diferencial deben ser cuidadosamente verificadas para definir la presión de trabajo admisible.

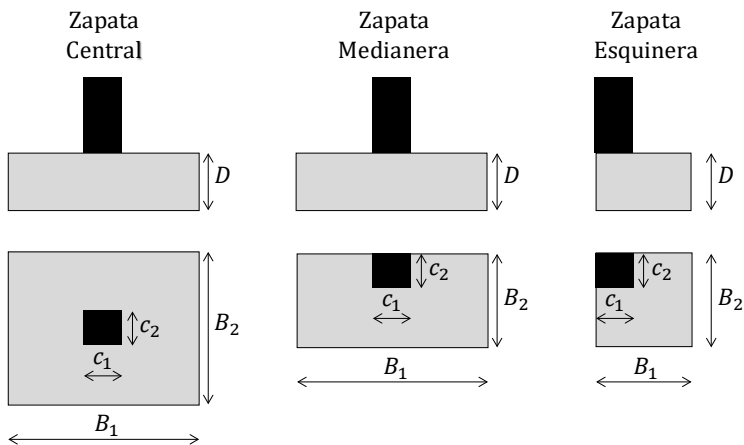


Figura 13.1: Zapata individual – Esquemas general según ubicación en la estructura

Es posible clasificar las zapatas individuales por la ubicación en una estructura: (i) centrales, (ii) medianeras y (iii) esquineras (Figura 13.1). La filosofía conceptual del diseño estructural es similar a la



presentada en zapatas corridas. Hay una verificación necesaria a realizar, que es propia de estructuras “tipo placa” de hormigón que reciben cargas puntuales, es la verificación a “punzonado”. Presentaremos ahora, paso por paso, el procedimiento a seguir para verificación y diseño<sup>32</sup>.

**Paso 1:** Dimensionar en planta la zapata ( $B_1, B_2$ )

Para esto, utilizaremos las cargas de servicio y presión de trabajo admisible del suelo definida por condición de asentamiento. Así, tenemos,

$$\sigma_{tadm} = \frac{P \cdot \vartheta}{B_1 \cdot B_2}$$

$\sigma_{tadm}$ : Presión de trabajo admisible del suelo (t/m<sup>2</sup>).

$P$ : Carga de servicio transmitida por la columna (t).

$B_1 \cdot B_2$ : Dimensiones de la zapata en planta.

$\vartheta = 1,10$ : Factor de incremento de la carga de servicio para contemplar peso propio de la zapata y del relleno.

$$B_1 \cdot B_2 = \frac{P \cdot \vartheta}{\sigma_{tadm}}$$

**Paso 2:** Predimensionar la altura de la zapata ( $D$ )

La altura de la losa de la zapata deberá respetar una relación geométrica mínima para cumplir su condición de rigidez. La misma, está ligada a los anchos de columna y planta de zapata. Se adoptará el mayor de las siguientes expresiones,

$$D_{min} = \frac{B_1 - c_1}{3}$$

---

<sup>32</sup> CIRSOC 201 (2005). Reglamento argentino de estructuras de hormigón. INTI.

$$D_{min} = \frac{B_2 - c_2}{3}$$

$c_1, c_2$ : Dimensiones de la columna en planta.

Si se cumple esta condición de rigidez, es posible asumir distribución de presiones lineales en el contacto suelo-zapata.

### Paso 3: Verificar altura de la zapata ( $D$ ) a punzonado

El punzonado es la rotura por *perforación* que podría provocar la columna apoyada sobre la losa. El espesor de la losa tendrá que tener la altura necesaria para verificar esta condición. Se procura aquí una verificación sólo con la contribución del hormigón, sin la colocación de armadura para este fin.

La Figura 13.2 presenta los esquemas de rotura por punzonado, para los diferentes tipos de zapatas individuales. Las líneas azules (de traza continua), marcan las fisuras de rotura en forma de cono, con una inclinación de unos 45°. La superficie de verificación se adopta sobre el cuadrilátero rojo (de traza en guiones) que se localiza en una posición *media* del cono de falla. A este cuadrilátero se lo denomina *perímetro crítico*.

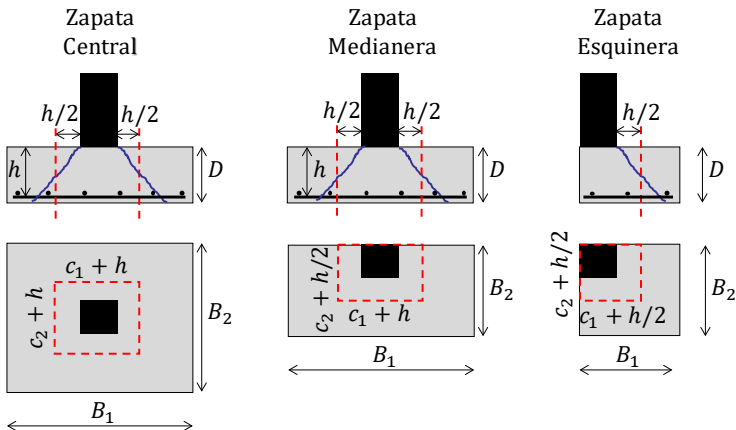


Figura 13.2: Zapata individual – Esquema para verificación de PUNZONADO

En la verificación por corte, se plantea que,

$$\text{Zapatras centrales} \rightarrow V_u \leq \phi \cdot V_n$$

$$\text{Zapatras medianeras} \rightarrow V_u \leq 0,75 \cdot \phi \cdot V_n$$

$$\text{Zapatras esquineras} \rightarrow V_u \leq 0,50 \cdot \phi \cdot V_n$$

Las limitaciones en la capacidad resistencia al punzonado de 50% en zapatas esquineras, y 75% en medianeras, son consecuencia de que, estas columnas, presentan una resultante de presiones de trabajo no alineadas con el eje de la columna y, por lo tanto, es necesario transferir un momento entre la zapata y la columna.

$V_u$ : esfuerzo de punzonado mayorado en la sección considerada, en N

$\phi = 0,75$ : factor de reducción de resistencia

$V_n$ : resistencia nominal al corte, e igual a la suma de la resistencia al corte proporcionada por el hormigón,  $V_c$ , y la resistencia la corte proporcionada por la armadura de corte,  $V_s$ , en N

En el diseño de zapatas no se utiliza armadura para resistir punzonado, por lo que la resistencia al corte debe estar suministrada exclusivamente por el hormigón. Así,  $V_s = 0$ , y  $V_n = V_c$

Utilizaremos las cargas mayoradas (última) y la presión de trabajo última del suelo. Así, tenemos,

$$\sigma_{tu} = \frac{P_u}{B_1 \cdot B_2}$$

$\sigma_{tu}$ : Presión de trabajo última (kPa)

$P_u$ : Carga última transmitida por la columna (kN)

La carga efectiva de punzonado puede calcularse como la carga última de la columna, menos la reacción última del sector de suelo que se encuentra encerrado por el perímetro crítico. Para una zapata central,

$$V_u = P_u - \sigma_{tu} \cdot ((c_1 + h) \cdot (c_2 + h))$$

Por otro lado,

$$V_c = F \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot h$$

$f'_c$ : resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa

$b_0$ : perímetro crítico, definido para verificación a punzonado, en mm.

$h$ : distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, (altura útil) en mm.

$h = D - r$ , en donde

$r$ : es el recubrimiento del hormigón.

$D$ : altura total del elemento estructural.

Para una zapata central,

$$b_0 = 4h + 2 \cdot (c_1 + c_2)$$

$h$ : distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal de tracción, altura útil.

$c_1, c_2$ : Dimensiones de la columna en planta.

El factor  $F$  se define con 3 fórmulas posibles. Finalmente, para calcular  $V_c$ , se adoptará el menor,

$$F_1 = 1 + \frac{2}{\beta}$$

$$F_2 = 1 + \frac{\alpha \cdot h}{2b_0}$$

$$F_3 = 2$$

Donde:

$\beta$ : es igual a la relación entre lado mayor y lado menor de la base de la zapata.

$\alpha$ : coeficiente que depende del tipo de zapata. Es igual a 40 para central, 30 para medianera, y 20 para esquinera.

Así, para una zapata central, resulta,

$$P_u - \sigma_{tu}((c_1 + h) \cdot (c_2 + h)) < 0,75 \cdot F \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} (4h + 2 \cdot (c_1 + c_2)) \cdot h$$

Finalmente, si no verifica, se deberá incrementar la altura y repetir los cálculos del punto anterior. Si verifica, se pasa al paso siguiente.

**Paso 4:** Verificar altura de la zapata ( $D$ ) a corte en ambas direcciones

La Figura 13.3 presenta el esquema de rotura a corte y sus planos de verificación en cada dirección. La formulación, para el caso de una zapata central, resulta,

$$\sigma_{tu} \cdot \left( \frac{B_1 - c_1}{2} - h \right) \cdot B_2 \leq 0,75 \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot B_2 \cdot h$$

$$\sigma_{tu} \cdot \left( \frac{B_2 - c_2}{2} - h \right) \cdot B_1 \leq 0,75 \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot B_1 \cdot h$$

Si no verifica, se incrementa la altura y se repiten los cálculos del punto anterior. Si verifica, se pasa al paso siguiente.

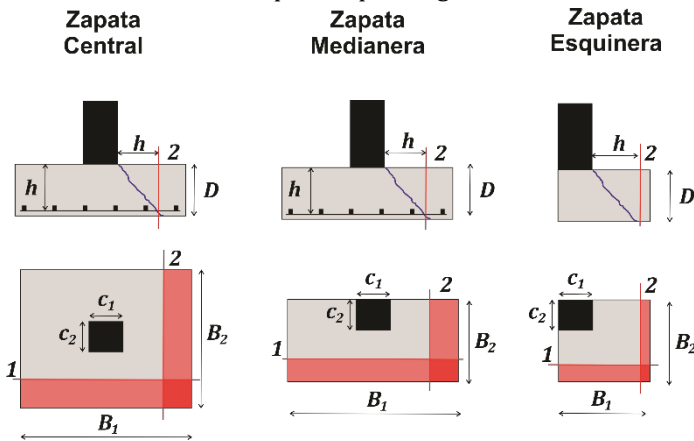


Figura 13.3: Zapata individual – Esquema para verificación a CORTE

**Paso 5:** Dimensionado a flexión. Cálculo de armadura,  $A_s$

El último paso del diseño es el cálculo de armadura. Debe disponerse armadura cruzada, según las dos direcciones de la losa. Los esquemas para el cálculo de momentos solicitantes se presentan en la Figura 13.4. Los momentos se calculan con respecto a los ejes 1 y 2 respectivamente. También aquí, consideraremos cargas últimas o mayoradas, sin considerar el peso propio de la fundación ni del relleno de la excavación.

Tomando como referencia la zapata central, tal como hemos venido haciendo hasta aquí, las ecuaciones de cálculo resultan,

$$M_{u2} = \sigma_{tu} \cdot B_2 \cdot \frac{B_1 - c_1}{2} \cdot \frac{B_1 - c_1}{4}$$

$$M_{u2} = \frac{P_u}{B_1 \cdot B_2} \cdot B_2 \cdot \frac{B_1 - c_1}{2} \cdot \frac{B_1 - c_1}{4}$$

$$M_{u2} = \frac{P_u}{B_1} \cdot \frac{(B_1 - c_1)^2}{8}$$

De la misma forma, para la otra dirección, llegamos a,

$$M_{u1} = \frac{P_u}{B_2} \cdot \frac{(B_2 - c_2)^2}{8}$$

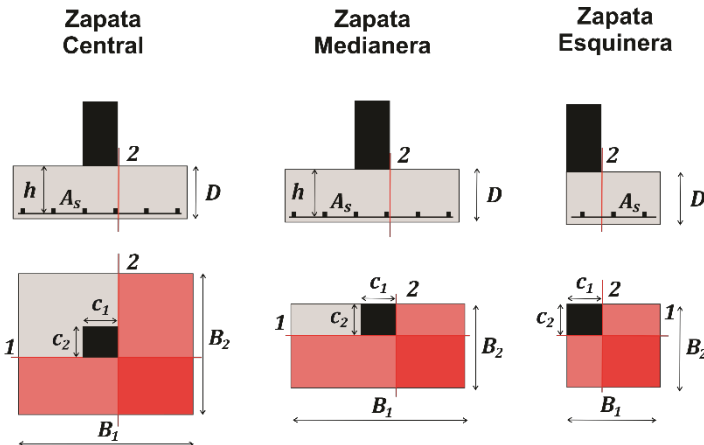


Figura 13.4: Zapata individual - Esquema para dimensionado a FLEXIÓN

Con cada momento último estimado ( $M_{u1}, M_{u2}$ ) se aplica la siguiente secuencia para determinar la armadura de acero en cada dirección,

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$M_u$ : Momento resistente requerido calculado con cargas mayoradas.

$M_n$ : Momento resistente nominal "real" de la sección.

$\phi = 0,90$ : Factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura.

$$m_n = \frac{M_n}{0,85 \cdot f'_c \cdot B_i \cdot h^2}$$

$f'_c$ : resistencia especificada a la compresión del hormigón en MPa

$B_i$ : ancho del alma del elemento estructural según el eje de cálculo

De aquí, se desprende,

$$k_a = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m_n}$$

Este valor deberá estar comprendido entre límites máximo y mínimo,

Para  $f'_c \leq 30$  MPa tenemos,

Si  $k_a < k_{amin}$ , se deberá adoptar  $k_a = k_{amin}$

$$k_{amin} = \frac{1,4}{0,85 \cdot f'_c}$$

Si  $k_a > k_{amax}$ , se deberá aumentar altura,  $D$

$$k_{amax} = \beta_1 \cdot 0,375 = 0,85 \cdot 0,375 = 0,318$$

Así, la cantidad de acero necesaria resulta,

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot B_i \cdot k_a \cdot h}{f_y}$$

$A_s$ : área de armadura de acero.

$f_y$ : tensión de fluencia especificada de la armadura. En general, ADN 420 ( $f_y = 420$  MPa).

El área de armadura de acero calculada,  $A_s$ , se repartirá a lo largo del ancho de la zapata,  $B_i$ , en función del diámetro de la varilla y la separación entre las mismas, siempre respetando las reglas de armado y distribuciones reglamentarias.

Hagamos una síntesis,

- **Paso 1:** Dimensionar en planta la zapata  $B_1$  y  $B_2$ .
- **Paso 2:** Predimensionar la altura de la zapata,  $D$ .
- **Paso 3:** Verificar altura de la zapata,  $D$ , por condición de punzonado.
- **Paso 4:** Verificar altura de la zapata,  $D$ , por condición de corte en cada dirección.
- **Paso 5:** Dimensionado a flexión, cálculo de armadura o área de acero necesaria,  $A_s$ , en cada dirección.

Presentemos ahora, algunos aspectos constructivos mínimos a tener en cuenta. El proyecto de excavación es una cuestión fundamental a resolver. El proyectista deberá analizar, al menos, los siguientes elementos:

- Profundidad a excavar.
- Estabilidad y propiedades de los estratos a excavar.
- Tipo de obras existentes en las proximidades.
- Tipo de cimentación de obras próximas.

Cada perfil geotécnico, presenta algún nivel de inestabilidad que debe ser valorado. En general, durante las excavaciones, todos los suelos son propensos a sufrir desmoronamiento de diferentes órdenes. Esta condición de inestabilidad incrementa su riesgo si se modifica el



contenido de humedad del suelo (ej.: lluvias, drenajes superficiales, pérdidas de cañerías, etc.). Por lo tanto, es necesario tomar medidas generales de prevención. Se debe evitar el humedecimiento del suelo, a los fines de prevenir erosiones y otros tipos de desestabilizaciones (Ej. Revestir transitoriamente con polietileno). Adicionalmente, se deberá instalar estructuras de sostenimiento provisionarias durante la etapa constructiva (Ej. Tablestacas, entibados, apuntalamientos, etc.) y/o trabajar con taludes que resulten naturalmente estables. No obstante, los taludes naturalmente estables suelen requerir ángulos con pendientes muy bajas y, por lo tanto, ocupar grandes superficies en las inmediaciones de la excavación. Estas superficies no siempre están disponibles en terrenos reducidos. Por lo tanto, será necesario recurrir a estructuras de sostenimiento. En conclusión, se debe realizar un proyecto de excavación que, al menos, incluya los siguientes puntos:

- Estructuras de sostenimiento provisionarias para la etapa constructiva.
- Estructuras de sostenimiento definitiva para la vida útil del proyecto.
- Estabilización de obras próximas.
- Equipos a utilizar, secuencia constructiva y cronograma.
- Protección de la obra (impermeabilización, bombas de desagüe, señalización, seguridad, etc.).
- Medidas de seguridad y protección del personal.

La Figura 13.5 presenta una fotografía de armado en una zapata individual. Se observa en la base un hormigón de limpieza, que permite un trabajo prolijo en la instalación de armadura pero no suma para el recubrimiento reglamentario. La Figura 13.6 muestra la etapa constructiva de excavación y armado de zapatas individuales, del proyecto de un edificio en altura, con subsuelo.



Figura 13.5: Zapata individual – Armado previo al colado de hormigón



Figura 13.6: Proyecto de cimentación mediante zapatas – Edificio con subsuelo



## 14. Diseño de zapatas. Síntesis conceptual

Es un buen momento para realizar una síntesis de lo que hemos presentado y analizado hasta ahora a lo largo de este curso. La Figura 14.1 resume un diagrama conceptual. La misma, parte desde el Proyecto y nos conduce a lo largo del camino para llegar a nuestro destino: el diseño de las cimentaciones. Particularmente, en este caso, del tipo superficial, individual y rígida, es decir, mediante zapatas.

El análisis estructural (diseño estructural, tipo de estructura, análisis de cargas, combinaciones, cálculo de reacciones y solicitaciones) y el estudio geotécnico (ensayos de laboratorio, y campo, sondeos, morfología del terreno, tecnología disponible, factibilidad constructiva, costos) constituye los insumos principales para definir el sistema de cimentación.

Luego, pasamos a la instancia de verificación geotécnica, en donde el problema está gobernado por la comparación entre los asentamientos calculados y los asentamientos admisibles. En esta etapa, es práctica común adoptar un análisis por ASD (*Allowable Stress Design*) en donde las cargas no se mayoran y se denominan *cargas de servicio* ( $P_s$ ). Así, se establecen presiones admisibles de trabajo para lograr cumplir con los asentamientos límites establecidos para el proyecto. El proceso es iterativo. Se predimensiona una geometría inicial para la superficie de apoyo de la zapata, y se calcula el asentamiento. Se considera aceptado cuando los asentamientos calculados son razonablemente menores a los admisibles. Por *razonablemente* entendemos que la base no resulte exageradamente sobredimensionada.

Superada esta etapa, entramos a la verificación estructural. Aquí, es práctica actual adoptar un análisis mediante LRFD (*Load and Resistance Factor Design*), en donde las cargas son mayoradas mediante factores y adoptan la designación de cargas últimas ( $P_u$ ). La verificación principal es al corte, y luego se calcula armadura de flexión.

Finalmente, los resultados se plasman en planos de armado, detalles y planillas de corte y doblado. Este análisis se hace extensivo a toda la estructura armonizando las dimensiones y verificando asentamientos diferenciales. Los elementos de fundación se vinculan

mediante las denominadas vigas de fundación para proporcionar unidad y rigidez a la estructura. Pero esto será un tema que trataremos más adelante en este curso.

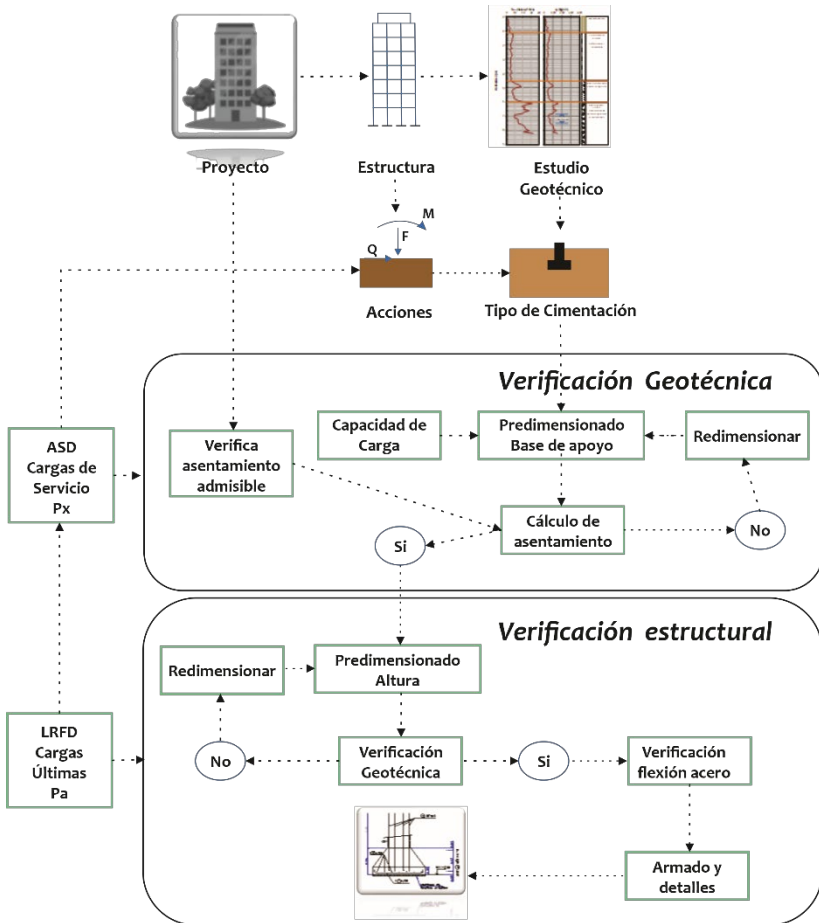


Figura 14.1: Síntesis conceptual sobre el diseño de zapatas

## 15. Zapata individual a carga vertical, lateral y momento

Hay estructuras que transmiten a sus cimientos momentos y cargas laterales, además de la carga vertical. Esto puede ser originado por cargas excéntricas, o bien por acciones horizontales. Algunas Estructuras esbeltas, tales como carteles, antenas, radares, torres de alumbrado, postes para líneas de transmisión de energía eléctrica, aerogeneradores, entre otras, suelen ser de bajo peso en relación a las acciones horizontales y momentos que transmiten a los cimientos. Por lo tanto, las acciones horizontales y momentos que transmite la estructura son, por lo general, muy superiores a las acciones verticales por peso propio y sobrecarga. En estos casos, cuando se opta por el uso de zapatas, el tamaño o peso de las mismas, debe garantizar estabilidad a las acciones de vuelco y deslizamiento.

La Figura 15.1 presenta un esquema general de este tipo de zapatas, con su geometría y acciones. El caso ilustrado es el de una zapata cuadrada o rectangular con momento de vuelco en una sola dirección. Se deberán verificar 3 condiciones básicas: (i) seguridad al vuelco, (ii) seguridad al deslizamiento, y (iii) presiones de contacto.

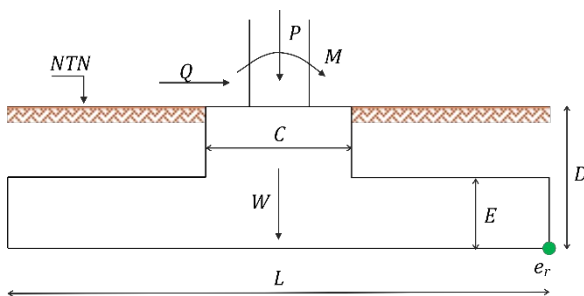


Figura 15.1: Zapata con momento de vuelco en una dirección

La seguridad al vuelco debe verificarse a partir del equilibrio entre momentos estabilizantes ( $M_e$ ) y de vuelco ( $M_v$ ), con respecto al eje de rotación. Para el esquema de la Figura 15.1, el eje de rotación se ubica en círculo verde, designado como “er”. La relación entre estos momentos define el “Factor de Seguridad al Vuelco” ( $FS_V$ ) de la cimentación.

Así, tenemos,

$$FS_V = \frac{M_e}{M_v}$$

$M_e$ : Momento estabilizante

$M_v$ : Momento de vuelco

Para el Factor de Seguridad al Vuelco ( $FS_V$ ), en general, los manuales recomiendan un valor mínimo igual a 2,0. No obstante, los diferentes códigos, reglamentos o pliegos de especificaciones, podrían indicar valores diferentes.

Vamos a desarrollar la ecuación de  $FS_V$  para el caso ilustrado en la Figura 15.1, a fin de clarificar las ideas. No obstante, no debe considerarse esto general, ya que cada problema podrá tener condiciones de cargas y geometrías que modifiquen lo aquí detallado. Dicho esto, desarrollemos este ejemplo,

$$FS_V = \frac{P \cdot \frac{L}{2} + W \cdot \frac{L}{2}}{M + Q \cdot D}$$

Notemos que la carga de la estructura,  $P$ , contribuye para la estabilidad. Ahora bien, es importante preguntarse ¿qué incluye  $P$ ? Si recordamos un poco sobre “análisis de cargas”,  $P$ , está compuesta por cargas permanentes ( $D$ ) y sobrecargas ( $L$ ). Entonces, puedo asumir que la carga permanente me colabore con la estabilidad, pero no que lo haga la sobrecarga. ¿Por qué? Sencillamente porque esa sobrecarga es una hipótesis y no va a estar, necesariamente, presente en la estructura cuando se la requiera para estabilizar. De esta manera, consideraremos solo aquellas cargas permanentes que yo pueda garantizar que estén efectivamente presentes.

Otra consideración similar podemos hacer con la sobrecarga de relleno por encima de las losas de la zapata (Figura 15.2). Existirá casos en donde, este relleno pueda ser considerable, debido a que se lo diseño y ejecutó como una carga permanente de estabilidad. En estos casos, la ecuación resultará,

$$FS_V = \frac{P \cdot \frac{L}{2} + W \cdot \frac{L}{2} + F_1 \cdot L_{F1} + F_2 \cdot L_{F2}}{M + Q \cdot D}$$

$$L_{F1} = \frac{L - c}{4}$$

$$L_{F2} = L - \frac{L - c}{4}$$

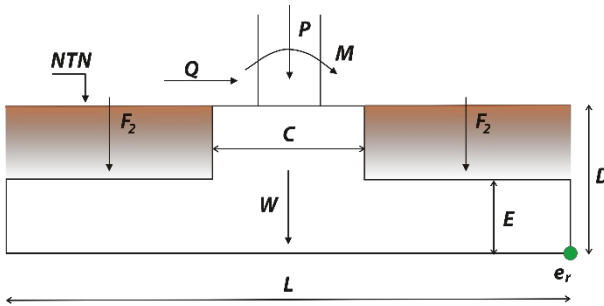


Figura 15.2: Zapata con momento de vuelco en una dirección con sobrecarga de relleno

La seguridad al deslizamiento debe verificarse a partir del equilibrio entre fuerzas horizontales estabilizantes ( $F_e$ ) y deslizantes ( $F_D$ ), con respecto al plano de fricción. Para el esquema de la Figura 15.1, el plano de fricción se ubica en la base superficial de la zapata. La relación entre estas fuerzas define el “Factor de Seguridad” ( $FS_D$ ) al deslizamiento de la cimentación. Así, tenemos,

$$FS_D = \frac{F_e}{F_D}$$

$F_e$ : Fuerza estabilizante

$F_D$ : Fuerza deslizante

Para el Factor de Seguridad al deslizamiento ( $FS_D$ ) puede considerarse apropiado un valor igual o mayor a 1,5. No obstante,



diferentes códigos, reglamentos o pliegos de especificaciones, podrían indicar valores diferentes.

Vamos a desarrollar la ecuación de  $FS_D$  para el caso ilustrado en la Figura 15.1. No obstante, al igual que para vuelco, no debe considerarse esto general, ya que cada problema podrá tener condiciones de cargas y geometrías que modifiquen lo aquí detallado<sup>33</sup>,

$$FS_D = \frac{(P + W) \cdot tg(\delta) + a \cdot A}{Q}$$

$W$ : Peso propio de la zapata

$P$ : Carga vertical permanente de la estructura

$\delta$ : Ángulo de rozamiento entre suelo y hormigón.

$$\delta = \frac{2}{3} \varphi$$

$\varphi$ : Ángulo de fricción del suelo

$a$ : Adherencia ( $t/m^2$ )

$A$ : Área de la zapata

La tercera verificación corresponde a las presiones de contacto. Así definimos el Factor de Seguridad para las presiones, ( $FS_\sigma$ ),

$$FS_\sigma = \frac{\sigma_{tadm}}{\sigma_{max}}$$

$\sigma_{tadm}$ : Presión de trabajo admisible del suelo ( $t/m^2$ ).

$\sigma_{max}$ : Presión máxima bajo la zapata ( $t/m^2$ ).

---

<sup>33</sup> La componente principal de Fuerza estabilizante,  $F_e$ , surge del principio físico de las "Fuerzas de Fricción". Vamos a citar el mismo casi textualmente de "Resnick, Halliday y Frane (1993). Física. Editorial CECSA". Dice: *La razón entre la magnitud de la fuerza máxima de fricción estática,  $f_s$ , y la magnitud de la fuerza normal,  $N$ , se llama coeficiente de fricción estática de las superficies implicadas,  $f_s = \mu \cdot N$*

*La fuerza máxima de fricción estática,  $f_s$ , entre cualquier par de superficies no lubricadas responde a dos leyes empíricas: (i) es aproximadamente independiente del área de contacto dentro de límites amplios, y (ii) es proporcional a la fuerza normal.*

Para el Factor de Seguridad las presiones de contacto, ( $FS_\sigma$ ), puede considerarse apropiado un valor igual a 1,0. No obstante, diferentes códigos, reglamentos o pliegos de especificaciones, podrían indicar valores diferentes.

Ahora ¿qué ocurre con la distribución de presiones bajo la zapata? Bueno, al ser rígida la distribución sigue siendo lineal. Pero, al no ser solo una carga centrada, ya no será constante (Figura 15.3). La distribución podemos determinarla a partir de la fórmula de flexión compuesta,

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}$$

$N$ : Carga vertical total ( $P + W + F_1 + F_2$ )

$A$ : Área de la superficie de contacto de la zapata

$W$ : Módulo resistente a flexión

$M$ : Momento aplicado en la unión cimiento-columna

Para este caso de base rectangular, la ecuación resulta,

$$\sigma_{max} = \frac{N}{L \cdot B} + \frac{N \cdot e \cdot 6}{L^2 \cdot B}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{L \cdot B} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

Por otro lado,

$$\sigma_{min} = \frac{N}{L \cdot B} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

Podemos unificar la expresión,

$$\sigma_{min}^{max} = \frac{N}{L \cdot B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

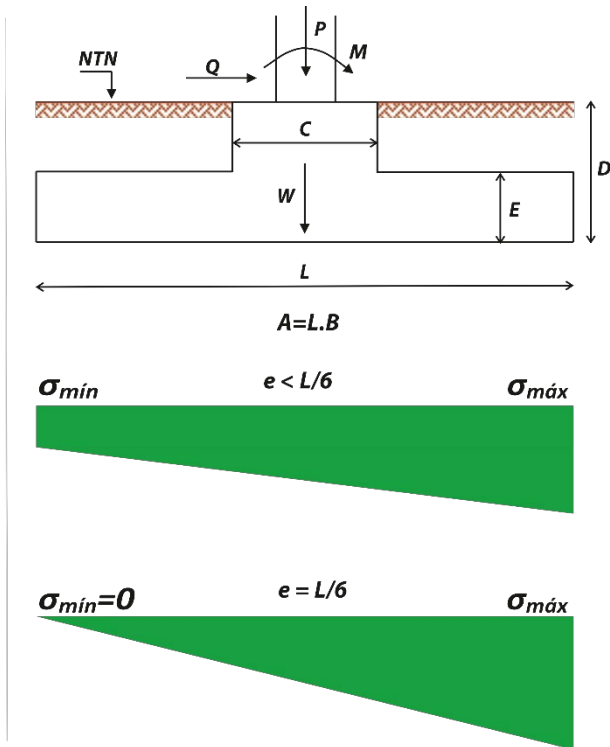


Figura 15.3: Distribución de presiones bajo zapata con momento de vuelco en una dirección

La sección estará completamente comprimida siempre que la excentricidad,  $e$ , resulte igual o menor a  $L/6$ . Si la excentricidad es igual a  $L/6$  estamos en el punto límite, la presión mínima será nula  $\sigma_{min} = 0$ , y la presión máxima toma la forma,

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

¿Qué ocurriría si la excentricidad,  $e$ , fuera mayor a  $L/6$ ? (Figura 15.4) En este caso tendríamos una zona traccionada en la sección. Pero esto no puede ocurrir, ya que el suelo no “toma” tracción y, por lo tanto, en la interfase suelo y zapata perderían el “contacto”. Esto deviene en la falta de validez de la formulación propuesta. Para obtener una

formulación válida debemos recurrir a la teoría de resistencia de materiales, específicamente al tema: flexión compuesta en secciones sin zona de tracción<sup>34,35</sup>,

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

Pero,

$$L' = 3 \cdot a_0$$

$$a_0 = \left( \frac{L}{2} - e \right)$$

$$L' = 3 \cdot \left( \frac{L}{2} - e \right)$$

Así, tenemos,

$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot \left( \frac{L}{2} - e \right) \cdot B}$$

Finalmente obtenemos la presión máxima de contacto,

$$\sigma_{max} = \frac{4N}{3B(L - 2e)}$$

---

<sup>34</sup> Fliess, E.D. (1974). Estabilidad. Segundo curso. Editorial Kapelusz

<sup>35</sup> Das, B.M. (2001). Principios de ingeniería de cimentaciones. Cuarta Edición. Thomson.

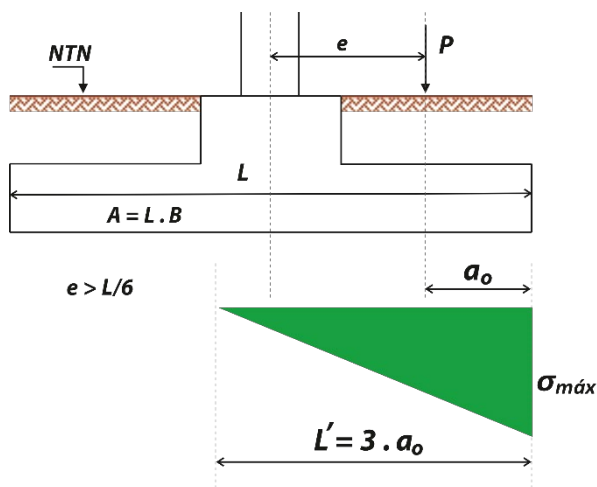


Figura 15.4: Distribución de presiones bajo zapata con falta de contacto por tracción

Es posible que las acciones, el momento de vuelco y la fuerza de deslizamiento, se apliquen en las “dos direcciones” de la zapata. Si así fuera, las verificaciones a vuelco y deslizamiento deberán realizarse en ambas direcciones. Para la verificación de presiones de contacto tendremos que plantear una “versión ampliada” de la formulación que hemos presentado para “una dirección”. Surge así una expresión basada en la de flexión compuesta oblicua, la cual será válida siempre que la sección se encuentre completamente comprimida. Es decir, que la carga vertical excéntrica permanezca dentro del “núcleo central de inercia” de la geometría de la base (Figura 15.5). En este caso, el volumen de presión bajo la zapata será todo de compresión y la carga estará ubicada dentro de la denominada “zona I”. Ahora, si la excentricidad aumentara y la ubicación de la carga resultara fuera del núcleo central de inercia, comenzarán a generarse problemas de contacto en la interfase de suelo y zapata, por el problema de tracciones que no pueden materializarse. Esto requerirá un análisis diferente al de flexión compuesta oblicua planteado para la zona I. Para esto, dividiremos en dos zonas (II y III) el área de la zapata por fuera del núcleo central de inercia. Cuando la carga se ubique dentro de la zona II, el eje neutro cortará en 2 lados los bordes de la superficie de la zapata y el volumen de presión conformará una cuña. Ahora bien, si la carga se ubica en la

zona III, el volumen de presión conformará un cuerpo geométrico complejo y, por lo tanto, será más difícil de resolver (Figura 15.6).

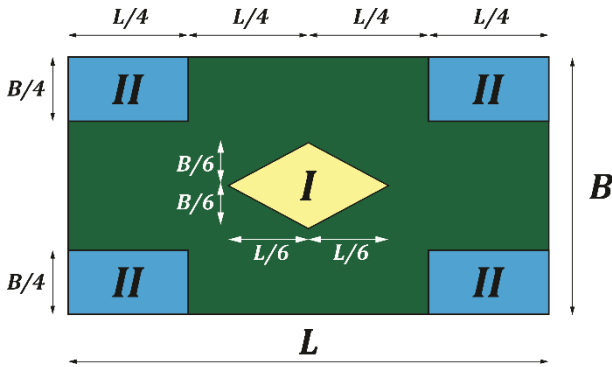


Figura 15.5: Zonas de la Superficies de zapata con normal y momento en dos direcciones

En el caso de carga ubicada dentro de la zona I, sigamos el mismo razonamiento propuesto para zapatas con momento de vuelco en una dirección y recurramos ahora a la formulación de flexión compuesta oblicua,

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M_L}{W_L} + \frac{M_B}{W_B}$$

Generalizando la expresión,

$$\sigma_i = \frac{N}{A} \pm \frac{M_L}{W_L} \pm \frac{M_B}{W_B}$$

Luego,

$$\sigma_i = \frac{N}{L \cdot B} \pm \frac{N \cdot e_L \cdot 6}{B \cdot L^2} \pm \frac{N \cdot e_B \cdot 6}{L \cdot B^2}$$

La expresión final resulta,

$$\sigma_i = \frac{N}{L \cdot B} \left( 1 \pm \frac{6e_L}{L} \pm \frac{6e_B}{B} \right)$$

Dentro de zona I se cumple que

$$\frac{6e_L}{L} + \frac{6e_B}{B} \leq 1$$

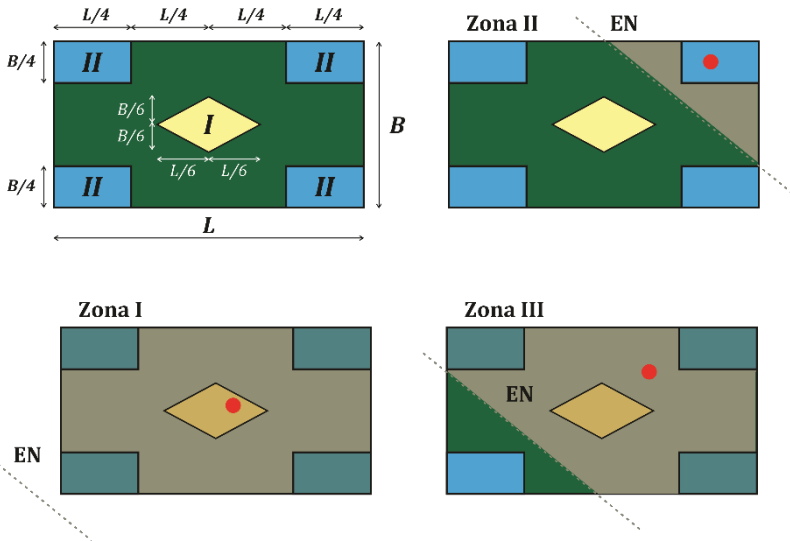


Figura 15.6: Zapata con normal y momento en dos direcciones: ubicación de cargas, eje neutro (EN) y zona comprimida

Si la carga se ubica en la zona II, tendremos un volumen de presión en forma de “pirámide triangular irregular” (Figura 15.6). El área comprimida conforma un triángulo rectángulo. La Figura 15.7 ubica el centro de presión.

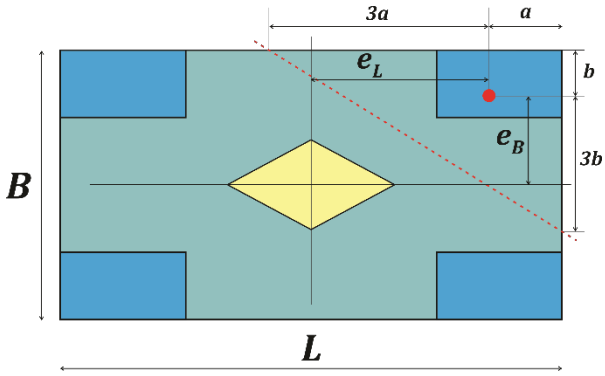


Figura 15.7: Zapata con normal y momento en dos direcciones: esquema de Zona II

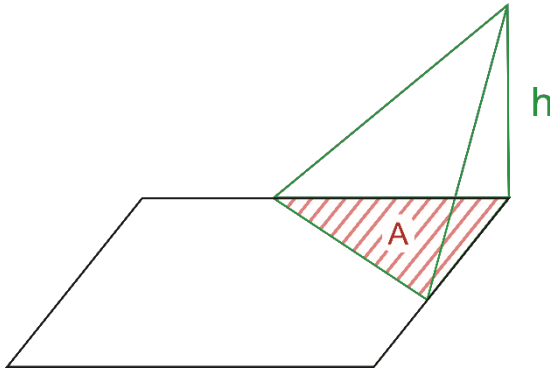
El volumen de una “pirámide triangular irregular” es:

$$V = \frac{1}{3}Ah$$

Donde,

$A$ : es el área de la base

$h$ : la altura



Entonces, para nuestro caso resulta,

$$N = \frac{1}{3}\sigma_{max} \left( \frac{1}{2} \cdot 4a \cdot 4b \right)$$



Siendo,

$$a = \left(\frac{L}{2} - e_L\right)$$

$$4a = 4\left(\frac{L}{2} - e_L\right) = 2(L - 2e_L)$$

$$b = \left(\frac{B}{2} - e_B\right)$$

$$4b = 4\left(\frac{B}{2} - e_B\right) = 2(B - 2e_B)$$

$$N = \frac{1}{3}\sigma_{max} \frac{1}{2} 2(L - 2e_L)2(B - 2e_B)$$

Así, finalmente obtenemos la presión máxima,

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

Cuando estamos en zona III (Figura 15.6) la determinación de la presión máxima es más compleja. En estos casos, se recurre a los denominados ábacos de Plock (Figura 15.8). La expresión para determinar la presión máxima es,

$$\sigma_{max} = K \frac{N}{L \cdot B}$$

El valor de  $K$  se obtiene del ábaco de Plock, en función de la excentricidad relativa al largo de la zapata, en cada dirección. Así,

$$\alpha = \frac{e_L}{L} \quad \beta = \frac{e_B}{B}$$

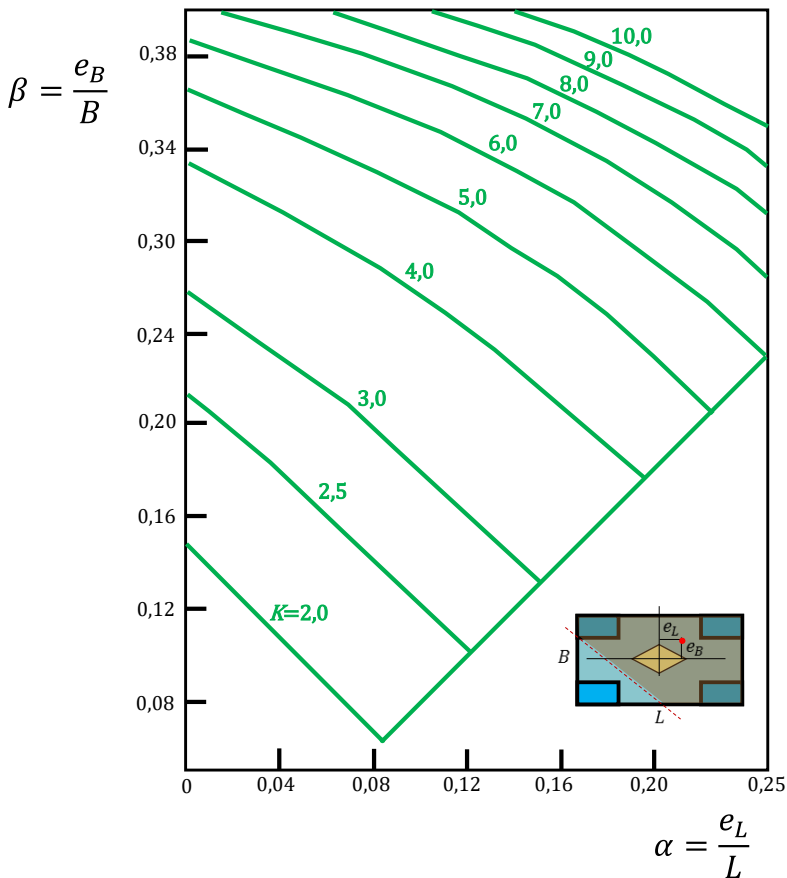


Figura 15.8: Ábaco de Plock (Redibujado de<sup>36</sup>)

Vamos a presentar algunas consideraciones particulares para el diseño y cálculo estructural de este tipo de zapatas. Si bien son plenamente aplicables los principios de cálculo de hormigón armado ya presentados, es importante resaltar algunas particularidades en cuanto a la consideración de las cargas. La Figura 15.9 muestra el esquema de cargas sobre los voladizos. Destacamos que se toma el valor máximo de la presión del suelo para calcular el momento del “voladizo reactivo”,

<sup>36</sup> Rodríguez Ortiz, J.M; Serra Gesta, J. y Oteo Mazo, C. (1995). Curso aplicado de cimentaciones. Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid.

pero tenemos las cargas del suelo y del peso propio del hormigón que deberían ser restadas, o bien, que contribuyen a reducir ese momento,

$$\sigma_s = \gamma \cdot (D - E)$$

$$\sigma_{H^oA^o} = \gamma_{H^oA^o} \cdot E$$

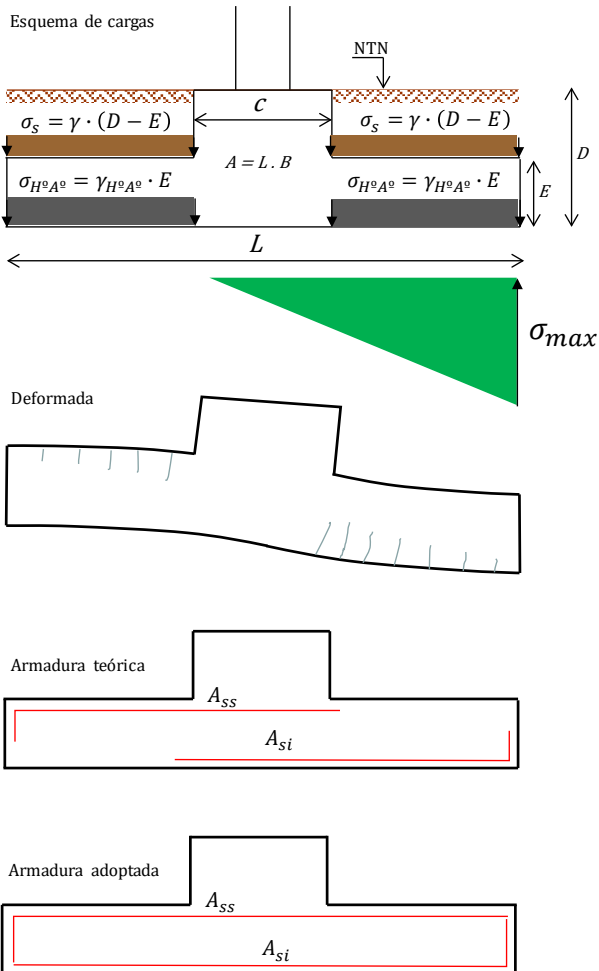


Figura 15.9: Esquema de comportamiento estructural de zapata a vuelco

Por otro lado, sobre el “voladizo de tracción” se producirán momentos, pero con tracción en la cara superior del mismo, en virtud del peso propio y el peso del suelo. Le llamamos “de tracción” sólo a los fines de identificarlo, ya hemos indicado antes que esta “tracción” no se materializa por la pérdida de contacto entre suelo y hormigón.

La Figura 15.9 nos explica este comportamiento mediante la representación esquemática de la deformada. Luego, nos muestra también la ubicación de las “armaduras teóricas” superior,  $A_{ss}$ , e inferior,  $A_{si}$ . Le decimos “teóricas” debido que el dibujo muestra que interrumpimos las armaduras, pero esto es sólo a los fines de manifestar gráficamente el comportamiento. En realidad, las armaduras superior e inferior se colocarán a lo largo de toda la zapata en forma inferior y superior, tal como muestra el último de los esquemas. Esto lo hacemos por dos motivos. Por un lado, es altamente probable que el momento de vuelco sea reversible. Es decir, que la acción en esa dirección tenga doble sentido (Ej. Un cartel, evidentemente tendrá una dirección de viento predominante en la dirección perpendicular a la cara plana del mismo, no obstante, el sentido será reversible ya que el viento puede “soplar” en ambos sentidos). Pero, por otro lado, también necesitamos garantizar longitudes de anclajes.

Hemos finalizamos nuestro capítulo sobre zapata sometida a vuelco y acciones horizontales. Hemos identificado las características principales de su diseño. Presentamos las verificaciones de estabilidad a vuelco y deslizamiento, así como la verificación geotécnica por presión de contacto transmitida. El análisis estructural corresponde al de una zapata, con las particularidades propias del análisis de carga y condiciones de trabajo.



## 16. Cimentaciones de bloques rígidos: Método de Sulzberger<sup>37</sup>

Este tipo de cimentación consiste en un bloque rígido de hormigón con la forma geométrica propia de un paralelepípedo rectangular u ortoedro (Figura 16.1). En su funcionamiento, el bloque de cimiento equilibra el momento de vuelco que transmite la estructura mediante dos componentes: (i) reacción lateral del suelo debido al empuje del bloque y (ii) reacción vertical del suelo del fondo sobre el que apoya el bloque.

Las cimentaciones de bloques rígidos son una alternativa para estructuras que transmiten, predominantemente, momentos y cargas laterales, además de la carga vertical. Como ya hemos mencionado, esto puede ser originado por cargas excéntricas, o bien por acciones horizontales. Esto es típico de estructuras esbeltas y aisladas, tales como carteles, antenas, radares, torres de alumbrado, postes para líneas de transmisión de energía eléctrica, aerogeneradores, entre otras estructuras.

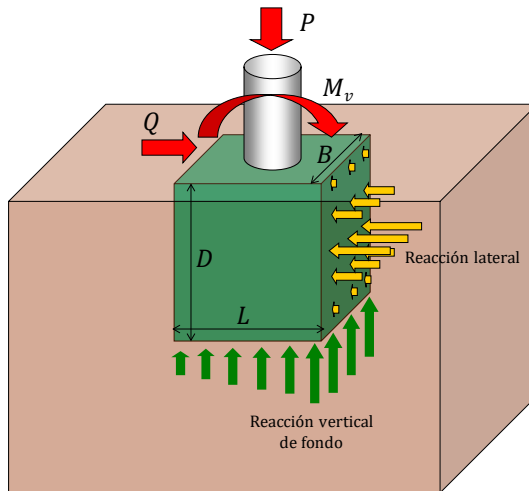


Figura 16.1: Esquema de bloque rígido y reacciones

<sup>37</sup> Maciejewski, T. (1964). Cálculo de fundaciones para líneas de transmisión de energía eléctrica con el método de Sulzberger. Revista Electrotécnica. Marzo-Abril, p. 59-69.

Volvamos a nuestros primeros capítulos en los que presentamos los criterios para seleccionar un tipo de cimentación. Nos hagamos las siguientes preguntas: ¿Por qué emplearíamos un bloque rígido? ¿Qué lo diferencia de la zapata? Bueno, hay varias cuestiones a tener en cuenta. Las detallemos,

- (i) Si el suelo apto para fundar estuviera a una profundidad considerable (ej. > 3 metros) plantear zapatas podría resultar complejo. Las zapatas sometidas a momentos de vuelco resultan con grandes dimensiones en planta. Esta extensión en superficie, proyectada en profundidad, genera elevados volúmenes de excavación.
- (ii) Si el suelo superficial (ej. > 1 metro) presenta buena capacidad de soporte lateral, los bloques rígidos aprovechan la misma y permite un diseño que, en general, no requiere tanto desarrollo de superficie en planta.
- (iii) En terrenos de pequeñas superficies, es posible que no disponga de la superficie necesaria para ejecutar una zapata. Así, con los bloques rígidos, aumentamos un poco la profundidad, pero reducimos la ocupación superficial del cimiento.

En conclusión, los elementos principales que analizaremos para definir la selección del sistema serán: tipo de suelo, comportamiento mecánico a carga vertical y horizontal, nivel y tipo de cargas transmitidas, tipo de estructura, especificaciones particulares, y condiciones de emplazamiento del proyecto. Volvamos a los conceptos relacionados con el cálculo. La resistencia a la rotación del bloque de cimentación se manifiesta de la siguiente manera:

- (i) Momento de empotramiento ( $M_e$ ): generado por la “reacción lateral” del suelo.

- (ii) Momento de fondo ( $M_f$ ): generado por la “reacción vertical” del suelo del fondo sobre el que apoya el bloque.

Se acepta aquí la hipótesis de que, para bajas rotaciones del bloque, el suelo se comporta de manera elástica y lineal. El ángulo de rotación,  $\alpha$ , límite para que esta hipótesis sea válida es de  $0,57^\circ$ . Es decir, casi medio grado. Así, la pendiente angular la expresaremos mediante la tangente,

$$tg(\alpha) \leq 0,01$$

La seguridad al vuelco debe verificarse a partir del equilibrio entre momentos estabilizantes (Momento de empotramiento,  $M_e$ , y Momento de fondo,  $M_f$ ) y momento de vuelco con respecto al eje de rotación ( $M_{v*}$ ). Durante el desarrollo del tema, discutiremos sobre la ubicación del eje de rotación. Por ahora, definamos el “Factor de Seguridad” ( $FS_{VBR}$ ) al vuelco de la cimentación de bloques rígido de la siguiente manera,

$$FS_{VBR} = \frac{M_e + M_f}{M_{v*}}$$

Para el Factor de Seguridad al vuelco ( $FS_{VBR}$ ) puede considerarse apropiado un valor igual o mayor a 2,0. No obstante, diferentes códigos, reglamentos o pliegos de especificaciones, podrían indicar valores diferentes.

Calculemos ahora el momento de empotramiento. El plateo de formulaciones se basa en los esquemas de la Figura 16.2. Desde la superficie y hasta la profundidad  $D$ , se considera un sólo estrato de suelo.

La hipótesis de partida consiste en que: *“en principio, cuando la fuerza que actúa sobre el bloque es baja, y la fricción en la base actúa en su totalidad, entonces el eje de giro del bloque se ubicará a la profundidad  $D$ , en la base del bloque”*.



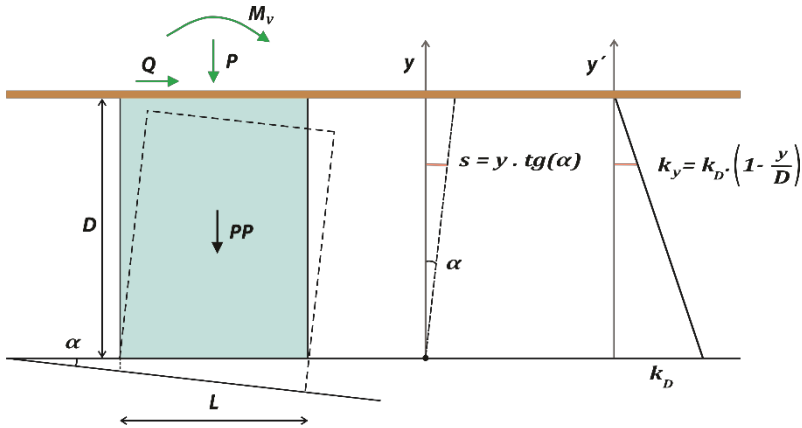


Figura 16.2: Esquema conceptual de funcionamiento – Giro y compresión

Consideremos un elemento diferencial. Para una inclinación con ángulo  $\alpha$ , este elemento tendrá un desplazamiento,  $s$ , dado por,

$$s = y \cdot \operatorname{tg}(\alpha)$$

El terreno reaccionará según el índice de compresibilidad horizontal,  $k_y$ . Para el presente análisis, se adoptará un modelo de variación lineal con la profundidad. La validez del modelo adoptado, está sujeta al tipo de suelo del lugar. Este modelo adoptará los siguientes valores de contorno: (i) a la profundidad que apoya el bloque será  $k_D$  y (ii) en la superficie será nulo. Su ecuación de variación resulta,

$$k_y = k_D \cdot \left(1 - \frac{y}{D}\right)$$

$k_D$ : Índice de compresibilidad horizontal, y se expresa en  $(\text{Kg}/\text{cm}^3)$

La presión horizontal ejercida sobre el suelo será proporcional a la deformación,

$$\sigma_y = k_y \cdot s$$

$$\sigma_y = k_y \cdot y \cdot \operatorname{tg}(\alpha)$$

La fuerza diferencial horizontal de reacción del suelo será,

$$dF = \sigma_y \cdot dA$$

$$dF = k_y \cdot y \cdot \operatorname{tg}(\alpha) \cdot B \cdot dy$$

Luego, el momento con respecto al eje de giro, que “inicialmente” suponemos en la base del bloque, será,

$$dM_e = dF \cdot y$$

$$dM_e = k_y \cdot y^2 \cdot \operatorname{tg}(\alpha) \cdot B \cdot dy$$

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

El momento de empotramiento,  $M_e$ , lo obtendremos mediante la integración a lo largo del bloque,

$$M_e = \int_0^D dM_e$$

$$M_e = \int_0^D k_D \cdot \left(1 - \frac{y}{D}\right) \cdot y^2 \cdot \operatorname{tg}(\alpha) \cdot B \cdot dy$$

Resolviendo la integral<sup>38</sup>, finalmente obtenemos el momento de empotramiento,

$$M_e = \frac{B \cdot D^3}{12} \cdot k_D \cdot \operatorname{tg}(\alpha)$$

---

<sup>38</sup>  $M_e = \int_0^D k_D \cdot \left(1 - \frac{y}{D}\right) \cdot y^2 \cdot \operatorname{tg}(\alpha) \cdot B \cdot dy = \operatorname{tg}(\alpha) \cdot B \cdot k_D \int_0^D \left(y^2 - \frac{y^3}{D}\right) dy$

$M_e = \operatorname{tg}(\alpha) \cdot B \cdot k_D \left[ \frac{y^3}{3} - \frac{y^4}{4D} \right]_0^D = \operatorname{tg}(\alpha) \cdot B \cdot k_D \left( \frac{D^3}{3} - \frac{D^4}{4D} \right) = \operatorname{tg}(\alpha) \cdot B \cdot k_D \left( \frac{D^3}{3} - \frac{D^3}{4} \right)$

$M_e = \operatorname{tg}(\alpha) \cdot B \cdot k_D \left( \frac{4D^3 - 3D^3}{12} \right) = \frac{B \cdot D^3}{12} \cdot k_D \cdot \operatorname{tg}(\alpha)$

Analicemos ahora la distribución de presión horizontal a lo largo del bloque. La misma resulta de forma parabólica (Figura 16.3),

$$\sigma_y = k_D \cdot \left(1 - \frac{y}{D}\right) \cdot y \cdot \operatorname{tg}(\alpha)$$

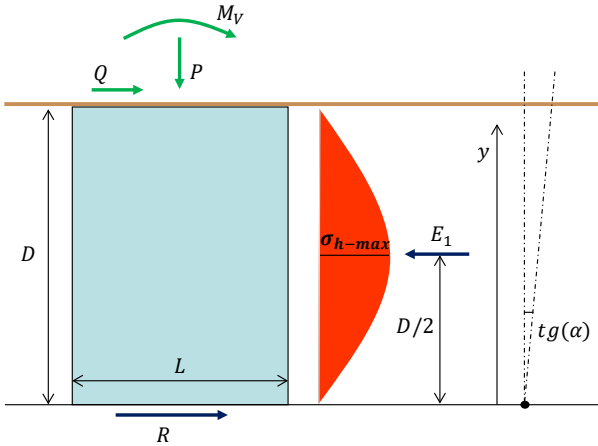


Figura 16.3: Presión horizontal sobre el bloque con el eje de giro en el plano de la base

La función de distribución de presión se anula en la superficie y en el fondo del bloque. Es decir, para  $y = 0$  e  $y = D$ . Por lo tanto, su valor máximo se localiza a la mitad de la profundidad ( $D/2$ ). Así, la presión máxima resulta,

$$\sigma_{h-max} = k_D \cdot \frac{D}{4} \cdot \operatorname{tg}(\alpha)$$

La fuerza de empuje horizontal surge de la integración,

$$E_1 = \int_0^D \sigma_y \cdot B \cdot dy$$

$$E_1 = \int_0^D k_D \cdot \left(1 - \frac{y}{D}\right) \cdot y \cdot \operatorname{tg}(\alpha) \cdot B \cdot dy$$

Luego,

$$E_1 = \frac{B \cdot D^2}{6} \cdot k_D \cdot \operatorname{tg}(\alpha)$$

Bien, lo que hemos obtenido hasta ahora, se hizo sobre la base de asumir que el eje de giro del bloque se ubicaba en el plano de su base. Esto es cierto, en la medida de que no se supere la fuerza friccional,  $R$ , límite en la base del bloque. Cuando esto ocurra, y el giro sea tal que se haya vencido la fuerza friccional límite en la base, el bloque recibirá una “contra-reacción” en la cara opuesta a la del momento de empotramiento y, por otro lado, el eje de giro se desplazará hacia arriba, hacia el cuerpo interior del bloque. Las 3 preguntas a responder ahora son: (i) ¿Dónde se ubicará el eje de giro al vencerse la fricción de la base?, (ii) ¿Cuánto vale el momento de empotramiento con la nueva ubicación del eje de giro?, (iii) ¿Cómo identificamos el límite,  $\operatorname{tg}(\alpha_e)$ , para el cual se modifica la posición del eje de giro?

Empecemos por la pregunta: (i) ¿Dónde se ubicará el eje de giro al vencerse la fricción de la base?

Para deducir esto, volvamos a escribir la ecuación diferencial del momento de empotramiento,

$$dM_e = k_y \cdot y^2 \cdot \operatorname{tg}(\alpha) \cdot B \cdot dy$$

Podemos notar aquí, que tenemos la expresión de el “momento de inercia” de una “superficie de carga”, con respecto al eje de giro,

$$dM_e = dI \cdot \operatorname{tg}(\alpha)$$

Donde,

Momento de inercia:  $dI = k_y \cdot B \cdot dy \cdot y^2$

Superficie de carga:  $k_y \cdot B \cdot dy$

Pero  $k_y$  es una función lineal, que vale cero en superficie, y  $k_D$  a la profundidad  $D$ , por lo que la superficie de carga será un triángulo como se muestra en la Figura 16.4. Luego de que se haya “vencido” o superado la fuerza friccional,  $R$ , límite de la base del bloque, el eje de giro del bloque se encontrará en el centro de gravedad de la superficie de carga. Es decir, a una distancia igual a  $D/3$ , medida desde la base.

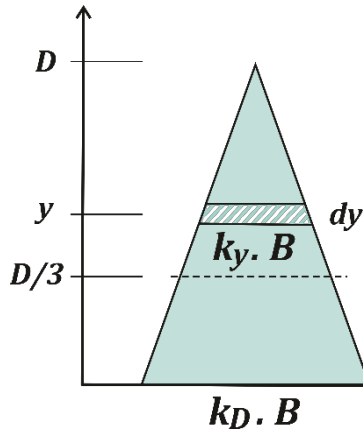


Figura 16.4: Superficie de carga para el momento de empotramiento

Vamos ahora a nuestra segunda pregunta (ii) ¿Cuánto vale el momento de empotramiento con la nueva ubicación del eje de giro? El momento de empotramiento para este caso, podemos plantearlo sobre el esquema de presiones de la Figura 16.5. Así, tenemos,

$$\sigma_y = k_y \cdot s$$

$$\sigma_y = k_D \cdot \left(1 - \frac{y}{D}\right) \cdot \left(y - \frac{D}{3}\right) \cdot \text{tg}(\alpha)$$

$$dF = \sigma_y \cdot dA$$

$$dF = k_D \cdot \left(1 - \frac{y}{D}\right) \cdot \left(y - \frac{D}{3}\right) \cdot \text{tg}(\alpha) \cdot dA$$

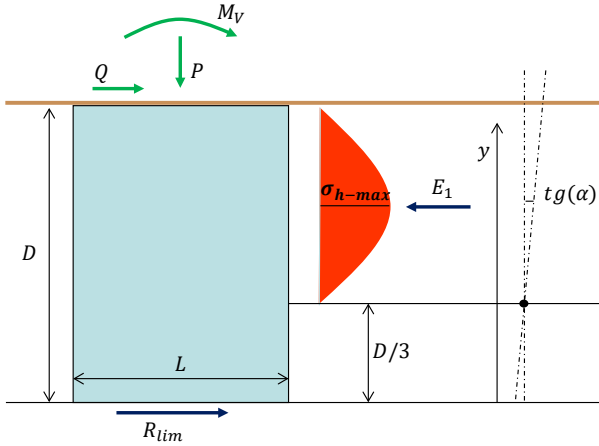


Figura 16.5: Presión horizontal sobre el bloque con el eje de giro a una distancia  $D/3$  sobre el plano de la base

$$dM_e = dF \cdot \left(y - \frac{D}{3}\right)$$

$$M_e = \int_0^D dM_e$$

$$M_e = \int_0^D k_D \cdot \left(1 - \frac{y}{D}\right) \cdot \left(y - \frac{D}{3}\right)^2 \cdot tg(\alpha) \cdot B \cdot dy$$

Resolviendo la integral<sup>39</sup>, finalmente obtenemos el momento de empotramiento,

$$^{39} M_e = \int_0^D k_D \cdot \left(1 - \frac{y}{D}\right) \cdot \left(y - \frac{D}{3}\right)^2 \cdot tg(\alpha) \cdot B \cdot dy$$

$$M_e = tg(\alpha) \cdot B \cdot k_D \int_0^D \left(1 - \frac{y}{D}\right) \cdot \left(y - \frac{D}{3}\right)^2 dy$$

$$M_e = tg(\alpha) \cdot B \cdot k_D \int_0^D \left(1 - \frac{y}{D}\right) \cdot \left(y^2 - \frac{2yD}{3} + \frac{D^2}{9}\right) dy$$

$$M_e = tg(\alpha) \cdot B \cdot k_D \int_0^D \left(y^2 - \frac{2yD}{3} + \frac{D^2}{9} - \frac{y^3}{3} + \frac{2y^2}{3} - \frac{yD}{9}\right) \cdot dy$$

$$M_e = tg(\alpha) \cdot B \cdot k_D \cdot \left| \frac{y^3}{3} - \frac{y^2D}{3} + \frac{yD^2}{9} - \frac{y^4}{4D} + \frac{2y^3}{9} - \frac{y^2D}{18} \right|_0^D$$

$$M_e = tg(\alpha) \cdot B \cdot k_D \cdot \left( \frac{D^3}{3} - \frac{D^3}{3} + \frac{D^3}{9} - \frac{D^3}{4} + \frac{2D^3}{9} - \frac{D^3}{18} \right)$$

$$M_e = \frac{B \cdot D^3}{36} \cdot k_D \cdot tg(\alpha)$$

En este caso, la presión máxima resulta,

$$\sigma_{hmax} = k_D \cdot \left(1 - \frac{\frac{2}{3}D}{D}\right) \cdot \left(\frac{2}{3}D - \frac{D}{3}\right) \cdot tg(\alpha)$$

Simplificando, llegamos a,

$$\sigma_{hmax} = \frac{D \cdot k_D}{9} \cdot tg(\alpha)$$

Finalmente, veamos nuestra tercera pregunta, (iii) ¿Cómo identificamos el límite  $tg(\alpha_e)$  para el cual se modifica la posición del eje de giro?

Para responder esta pregunta vamos a seguir dos caminos. El primero, es más sencillo. Aquí, básicamente se propone lo siguientes: “en el momento que se alcanza la fricción límite en el fondo del bloque, la fuerza friccional del fondo es igual a la fuerza de empuje horizontal”:

$$R_{lim} = E_1$$

Veamos en detalle cómo hacemos para encontrar el ángulo para el que ocurre esta situación límite. Recordemos la expresión de la fuerza de empuje horizontal,

$$E_1 = \frac{B \cdot D^2}{6} \cdot k_D \cdot tg(\alpha)$$

---


$$M_e = B \cdot D^3 \cdot k_D \cdot tg(\alpha) \cdot \left(\frac{1}{9} - \frac{1}{4} + \frac{2}{9} - \frac{1}{18}\right)$$

$$M_e = \frac{B \cdot D^3}{36} \cdot k_D \cdot tg(\alpha)$$

El momento de empotramiento, puede escribirse como (Figura 16.3),

$$M_e = E_1 \cdot \frac{D}{2}$$

La fuerza  $R$  del fondo del bloque, está limitada por las condiciones de fricción. Su valor límite se define así,

$$R_{lim} = N \cdot tg(\delta) + a \cdot LB$$

Siendo,

$N$ : la resultante de cargas verticales.

$\delta$ : Ángulo de rozamiento entre suelo y hormigón.

$$\delta = \frac{2}{3} \varphi$$

$\varphi$ : Ángulo de Fricción del suelo

$a$ : Adherencia (t/m<sup>2</sup>)

En el momento en que se alcanza la fricción límite en el fondo del bloque, el eje de giro comienza a elevarse. Encontramos el ángulo para el que esto ocurre. Bueno, recordemos también la expresión del momento de empotramiento que habíamos obtenido para el eje de giro ubicado en la base,

$$M_e = \frac{B \cdot D^3}{12} \cdot k_D \cdot tg(\alpha)$$

Así,

$$E_1 \cdot \frac{D}{2} = \frac{B \cdot D^3}{12} \cdot k_D \cdot tg(\alpha)$$

Pero, en la inclinación límite del bloque, para la que el eje de giro comienza a elevarse de la base, tenemos,

$$R_{lim} = E_1$$



Así,

$$R_{lim} \cdot \frac{D}{2} = \frac{B \cdot D^3}{12} \cdot k_D \cdot tg(\alpha_{le})$$

Siendo,

$\alpha_{le}$  : ángulo límite de empotramiento

Despejando, finalmente encontramos el valor de la tangente para el ángulo límite de empotramiento,

$$tg(\alpha_{le}) = \frac{6 \cdot R_{lim}}{B \cdot D^2 \cdot k_D}$$

Ahora, si comparamos el ángulo límite de empotramiento  $\alpha_{le}$ , con el valor angular que permitimos que la fundación se incline,  $\alpha$ , (por defecto planteamos  $tg(\alpha)=0,01$ ) tendremos las siguientes situaciones,

- $tg(\alpha_{le}) > tg(\alpha)$ , “el eje de giro se encuentra en la base del bloque”. La fricción de fondo del bloque,  $R$ , no ha alcanzado su valor límite  $R_{lim}$ . Esto implica que  $R < R_{lim}$  y, al rotar la fundación el valor de diseño  $tg(\alpha)$ , todavía no se ha llegado en la base al valor máximo de resistencia por fricción.
- $tg(\alpha_{le}) < tg(\alpha)$ , “el eje de giro sube de la base del bloque y se ubica a un tercio de su altura ( $1/3 D$ ), medida desde la base”. Se genera un contra-empuje en el bloque, y la fricción límite del fondo del bloque ha sido vencida. Esto implica que la fricción ha alcanzado el valor límite y, así, tenemos que  $R = R_{lim}$ . En este caso, al rotar la fundación el valor de diseño  $tg(\alpha)$ , se habrá vencido el valor máximo de resistencia por fricción en la base.

El segundo camino para encontrar  $tg(\alpha_e)$  es más complicado. Pero, a nuestro criterio, es importante estudiarlo. Este, se basa en “plantear ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos, externos e internos y, así, construir un sistema de ecuaciones”. Volvamos sobre la Figura 16.3, y escribamos la ecuación de equilibrio de fuerzas horizontales,

$$Q + R = E_1$$

$$E_1 = \frac{2M_e}{D} = \frac{B \cdot D^2}{6} \cdot k_D \cdot tg(\alpha)$$

$$Q + R = \frac{B \cdot D^2}{6} \cdot k_D \cdot tg(\alpha)$$

Por otro lado, el ángulo de inclinación (Figura 16.6),

$$tg(\alpha) = \frac{s'}{\frac{L}{2}}$$

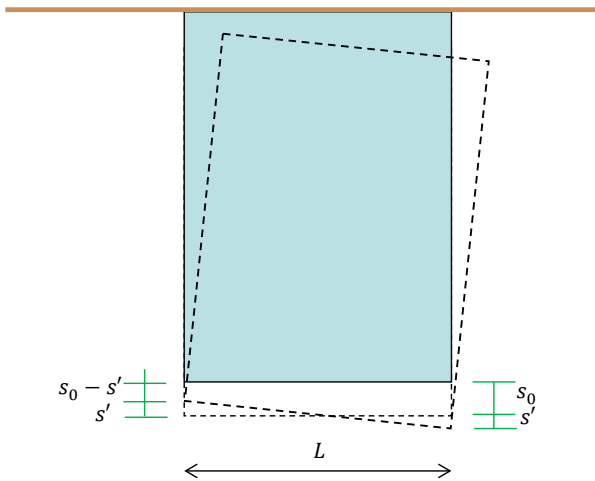


Figura 16.6: Rotación y asentamiento de la base

Luego, la deformación que provoca el giro se relaciona con el incremento de presiones y el índice de compresibilidad vertical del suelo,

$$tg(\alpha) = \frac{\frac{\Delta\sigma_v}{k_v}}{\frac{L}{2}}$$

El incremento de presiones verticales se relaciona con el momento de fondo y el módulo resistente de la base,

$$tg(\alpha) = \frac{\frac{M_f}{W_b}}{\frac{L}{2}}$$

$$tg(\alpha) = \frac{\frac{6M_f}{BL^2}}{\frac{L}{2}}$$

El momento de fondo, se relaciona con la resultante de las fuerzas verticales y la excentricidad,

$$tg(\alpha) = \frac{\frac{6Ne}{k_v BL^2}}{\frac{L}{2}}$$

Finalmente, ordenando la expresión,

$$tg(\alpha) = \frac{12Ne}{k_v BL^3}$$

$k_v$ : Índice de compresibilidad vertical, y se expresa en (Kg/cm<sup>3</sup>)

Entonces, con las dos ecuaciones obtenidas,

$$Q + R = \frac{B \cdot D^2}{6} \cdot k_D \cdot \operatorname{tg}(\alpha)$$

$$\operatorname{tg}(\alpha) = \frac{12Ne}{k_v BL^3}$$

Resulta,

$$Q + R = \frac{B \cdot D^2}{6} \cdot k_D \cdot \frac{12Ne}{k_v BL^3}$$

Con la relación,

$$n = \frac{k_D}{k_v}$$

Resulta,

$$Q + R = \frac{2D^2 n Ne}{L^3}$$

Luego, la ecuación de equilibrio de momentos externos solicitantes e internos resistentes resulta,

$$M_v + QD = Ne + E_1 \frac{D}{2}$$

$$M_v + QD = Ne + \frac{B \cdot D^2}{6} \cdot k_D \cdot \frac{12Ne}{k_v BL^3} \cdot \frac{D}{2}$$

$$M_v + QD = Ne \left( 1 + \frac{D^3 n}{L^3} \right)$$

Tenemos ahora un sistema de dos ecuaciones,

$$\begin{cases} Q + R = \frac{2D^2nNe}{L^3} \\ M_v + QD = Ne \left( 1 + \frac{D^3n}{L^3} \right) \end{cases}$$

Para resolverlo, despejemos  $Ne$  de la ecuación de momento,

$$Ne = \frac{M_v + QD}{\left( 1 + \frac{D^3n}{L^3} \right)}$$

$$Ne = \frac{Qh + QD}{\left( \frac{L^3 + D^3n}{L^3} \right)}$$

Siendo  $h$ , la altura equivalente de aplicación de la carga horizontal  $Q$ .

$$Ne = \frac{Q \cdot (h + D) \cdot L^3}{L^3 + D^3n}$$

Por otro lado, en la ecuación de equilibrio de fuerzas,

$$Q + R = \frac{2D^2nNe}{L^3}$$

$$Q + R = \frac{2D^2n}{L^3} \cdot \frac{Q \cdot (h + D) \cdot L^3}{L^3 + D^3n}$$

Despejando  $Q$  de esta última,

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

La fuerza  $R$ , está limitada por las condiciones de fricción,

$$R_{lim} = N \cdot tg(\delta) + a \cdot LB$$

Así, obtenemos finalmente la fuerza límite horizontal,  $Q_{lim}$ , para la cual el centro de giro se encuentra en la base del bloque,

$$Q_{lim} = \frac{R_{lim}}{\frac{2D^2n(h+D)}{L^3 + D^3n} - 1}$$

En principio, podríamos considerar que:

- $Q < Q_{lim}$ , el eje de giro se encuentra en la base del bloque. La fricción de fondo del bloque no ha alcanzado su valor límite  $R_{lim}$ .
- $Q > Q_{lim}$ , el eje de giro sube de la base del bloque y se ubica a un tercio de su altura ( $1/3 D$ ), medida desde la base. Se genera un contra-empuje en el bloque, y la fricción límite del fondo del bloque ha sido vencida.

No obstante, esta interpretación sería sólo parcial, ya que es necesario determinar el valor del ángulo para el que se alcanza la fuerza límite horizontal y, así, completar nuestro análisis. Recordemos que este valor angular límite, para el cual el eje de rotación abandona la base, lo denominamos “ángulo límite de empotramiento”  $\alpha_{le}$ . Para obtener la expresión del mismo, partimos de las ecuaciones de equilibrio de momento y tangente angular,

$$M_v + QD = Ne \left( 1 + \frac{D^3n}{L^3} \right)$$

$$tg(\alpha) = \frac{12Ne}{k_vBL^3}$$

Despejamos de esta última obtenemos,

$$Ne = \frac{tg(\alpha)k_vBL^3}{12}$$

Reemplazando en la primera, y considerando que  $M_v = q \cdot h$ , nos queda:

$$Qh + QD = \frac{tg(\alpha)k_vBL^3}{12} \left( 1 + \frac{D^3n}{L^3} \right)$$

Luego, si:  $Q = Q_{lim} \rightarrow \alpha = \alpha_{le}$

$$tg(\alpha_{le}) = \frac{Q_{lim}(h + D)}{k_v \left( \frac{BL^3}{12} + \frac{BD^3n}{12} \right)}$$

Ahora, si comparamos el ángulo límite de empotramiento  $\alpha_{le}$ , con el valor angular que permitimos que la fundación se incline,  $\alpha$ , tendremos las siguientes situaciones, ya descriptas previamente. Pero, no importa, las volvamos a escribir:

- $tg(\alpha_{le}) > tg(\alpha)$ , “el eje de giro se encuentra en la base del bloque”. La fricción de fondo del bloque,  $R$ , no ha alcanzado su valor límite  $R_{lim}$ . Esto implica que  $R < R_{lim}$  y, al rotar la fundación el valor de diseño  $tg(\alpha)$ , todavía no se ha llegado en la base al valor máximo de resistencia por fricción.
- $tg(\alpha_{le}) < tg(\alpha)$ , “el eje de giro sube de la base del bloque y se ubica a un tercio de su altura ( $1/3 D$ ), medida desde la base”. Se genera un contra-empuje en el bloque, y la fricción límite del fondo del bloque ha sido vencida. Esto implica que la fricción ha alcanzado el valor límite y, así, tenemos que  $R = R_{lim}$ . En este caso, al rotar la fundación el valor de diseño  $tg(\alpha)$ , se habrá vencido el valor máximo de resistencia por fricción en la base.

En general, el valor de tangente angular que permitimos que la fundación se incline, es:  $tg(\alpha) = 0,01$

En conclusión, en este segundo camino, hemos calculamos una carga horizontal límite como paso intermedio para obtener el valor de la tangente angular límite de empotramiento  $tg(\alpha_{le})$ . Finalmente, es posible establecer la posición de nuestro eje de giro  $y$ , por lo tanto, la adopción de la ecuación que corresponda para el cálculo del momento de empotramiento. ¿Cuál camino adoptamos en nuestros cálculos? Seguiremos ambos, y adoptaremos el que nos ubique del lado de la seguridad (Tabla 16.2).

Pasemos ahora al cálculo del momento de fondo. Para esto volvamos sobre el esquema de asentamiento y giro de la Figura 16.6, pero representado en Figura 16.7 con algunos detalles más. Podemos distinguir el asentamiento del bloque, desacoplado en dos componentes. Por un lado, el debido a la resultante de las cargas verticales,

$$\sigma_{vn} = s_0 \cdot k_v$$

$$\frac{N}{LB} = s_0 \cdot k_v$$

$$s_0 = \frac{N}{LBk_v}$$

Por el otro, las acciones de vuelco de carga horizontal y momento provocarán el giro del bloque en un eje. Entonces, el bloque se bajará de un lado y levantará del otro, dando lugar a los desplazamientos  $s'$ . La reacción en el fondo del bloque será igual a  $N$ . Esta reacción generará un momento producto de su excentricidad (Figura 16.7),

$$M_f = N \cdot e$$



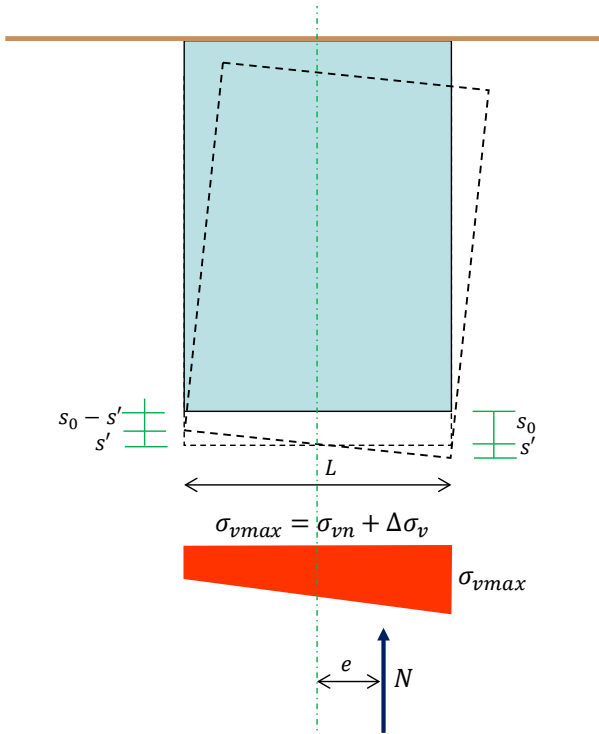


Figura 16.7: Rotación, asentamiento y presión de la base con toda la superficie comprimida

La distribución de presiones en la base del bloque será la representada en la Figura 16.7, y puede expresarse así,

$$\sigma_{vmax} = \sigma_{vn} + \Delta\sigma_v$$

Luego,

$$M_f = N \cdot e$$

$$\Delta\sigma_v = \frac{M_f}{W_b}$$

$$\Delta\sigma_v = \frac{6Ne}{BL^2}$$

La ecuación de la inclinación ya la hemos presentado, en el análisis del límite para el cual se modifica la posición del eje de giro. Volvamos a ella,

$$tg(\alpha) = \frac{12Ne}{k_v BL^3}$$

De aquí,

$$tg(\alpha) = \frac{12M_f}{k_v BL^3}$$

Finalmente, despejando de esta última expresión, obtenemos el Momento de Fondo para esta condición,

$$M_f = \frac{B \cdot L^3}{12} \cdot k_v \cdot tg(\alpha)$$

Para este caso, el valor máximo de presión, resulta,

$$\sigma_{vmax} = \sigma_{vn} + \Delta\sigma_v$$

$$\sigma_{vmax} = \frac{N}{LB} + \frac{6M_f}{BL^2}$$

El límite de validez para estas expresiones “del fondo”, la tenemos cuando el levantamiento por giro, compense el asentamiento por cargas verticales. En este momento, tendremos que,

$$s_0 - s' = 0$$

Aquí, uno de los bordes de la base estará bajo “presión cero”. En ese borde, el asentamiento resultante será nulo debido a la “compensación” entre el asentamiento vertical y giro. Mientras tanto, en el otro borde, el asentamiento resultante será igual a  $2s_0$ . Resulta entonces, el mayor valor de ángulo  $\alpha$ , para el que toda la base del

bloque se encuentra comprimida. A éste, lo denominaremos “ángulo límite de fondo”  $\alpha_{lf}$ ,

$$tg(\alpha_{lf}) = \frac{2s_0}{L}$$

Pero,

$$s_0 = \frac{N}{LBk_v}$$

Entonces,

$$tg(\alpha_{lf}) = \frac{2N}{L^2 B k_v}$$

Cuando la inclinación supere el valor angular de  $\alpha_{lf}$ , el borde del bloque se levantará más y tendrá “zona de tracción” en la base. Esta “tracción” no se materializará, por la pérdida de contacto de la base con el suelo.

Ahora, si comparamos el ángulo límite de fondo”  $\alpha_{lf}$ , con el valor angular que permitimos que la fundación se incline,  $\alpha$ , tendremos las siguientes situaciones,

- $tg(\alpha_{lf}) > tg(\alpha)$ , la base del bloque se encontrará completamente comprimida al rotar la fundación el valor de diseño  $tg(\alpha)$ .
- $tg(\alpha_{lf}) < tg(\alpha)$ , la base del bloque se encontrará parcialmente comprimida al rotar la fundación el valor de diseño  $tg(\alpha)$ , surgirán “zonas de tracción ficticia”.

En este caso último caso,  $tg(\alpha_{lf}) < tg(\alpha)$ , la fórmula obtenida para el momento de fondo, ya no será válida. Para deducir la nueva expresión del momento de fondo, debemos recurrir al esquema de la

Figura 16.8 y desarrollar el siguiente planteo, a partir del momento de fondo,

$$M_f = N \cdot e$$

$$M_f = N \cdot \left( \frac{L}{2} - \frac{x}{3} \right)$$

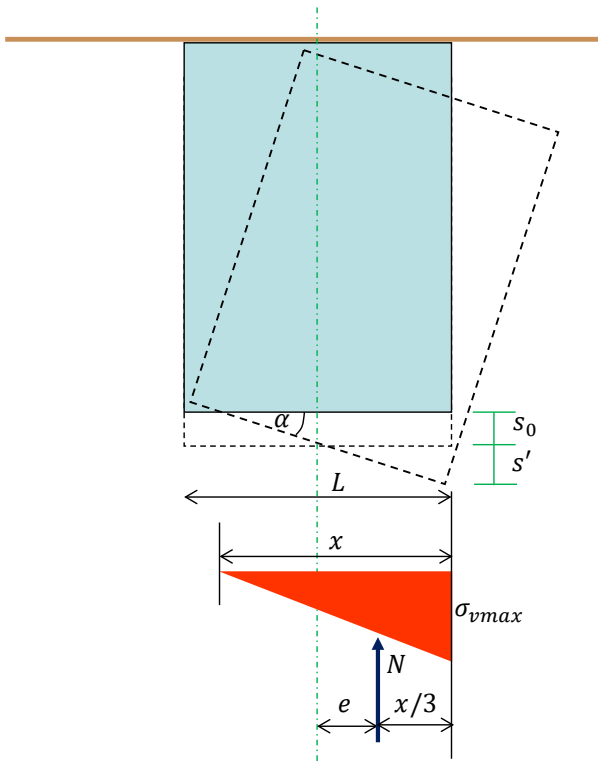


Figura 16.8: Rotación, asentamiento y presión de la base con parte de superficie comprimida

Necesitamos determinar "x". Para esto, podemos determinar  $N$ , ya que es igual al volumen de presiones en la base,

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

Siendo  $B$ , el otro lado de la base del bloque (perpendicular al plano del dibujo, ver Figura 16.1).

El valor de presión máxima vertical,  $\sigma_{vmax}$ , lo obtenemos a partir del producto entre el índice de compresibilidad vertical y la deformación total,

$$\sigma_{vmax} = k_v \cdot (s_0 + s')$$

$$\sigma_{vmax} = k_v \cdot x \cdot tg(\alpha)$$

Entonces, reemplazando la presión máxima vertical en la ecuación de  $N$ , resulta,

$$N = \frac{B \cdot x}{2} \cdot k_v \cdot x \cdot tg(\alpha)$$

$$N = \frac{B \cdot k_v}{2} \cdot x^2 \cdot tg(\alpha)$$

De esta última, podemos calcular el valor de  $x$ ,

$$x = \sqrt{\frac{2N}{B \cdot k_v \cdot tg(\alpha)}}$$

Volviendo a la ecuación de momento de fondo, resulta,

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

La presión vertical máxima inducida sobre el suelo será,

$$\sigma_{vmax} = k_v \cdot \sqrt{\frac{2N}{B \cdot k_v \cdot tg(\alpha)}} \cdot tg(\alpha)$$

$$\sigma_{vmax} = \sqrt{\frac{2N \cdot k_v \cdot tg(\alpha)}{B}}$$

Bueno, con esto hemos finalizado nuestro desarrollo sobre fundaciones de bloques rígidos. Es importante tener presente que el método desarrollado será aplicable cuando se cumplan las hipótesis consideradas en el mismo. Por ejemplo, la geometría del bloque y el comportamiento lineal en la reacción del suelo. Las ecuaciones serán válidas para bloques con “caras” de sección rectangular o cuadrada. Otro punto importante es el comportamiento del suelo. Aquí, hemos asumido, para el índice de compresibilidad horizontal, un modelo lineal y creciente desde el origen del sistema cartesiano en profundidad. Esto, si bien es aplicable a un gran número de suelos, no es extensible a todos. Deberá evaluarse cuidadosamente cada caso particular a partir de un estudio de suelo específico.

Por la extensión del tema, y la gran cantidad de formulaciones desarrolladas, consideramos oportuno presentar una tabla síntesis que contenga las expresiones finales principales y su condición de aplicación. La Tabla 16.1 presenta síntesis de parámetros y verificaciones a realizar, y la Tabla 16.2 una síntesis del método.

Tabla 16.1: Síntesis de parámetros y verificaciones para el Método de Sulzberger

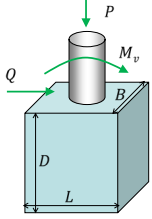
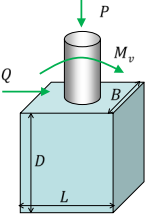
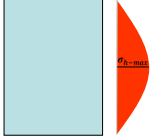
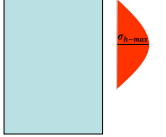
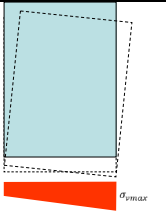
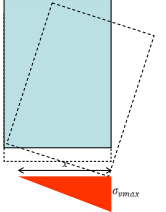
	Datos	
	Tipo de estructura	Limitaciones: $tg(\alpha)$ : inclinación máxima admisible $z$ : longitud de empotramiento necesaria en el bloque. Comúnmente: $z=10\%$ de $h$ . $h$ : altura total de la estructura
	Acciones sobre la fundación	$P$ : carga vertical (D+L) $Q$ : carga horizontal (W, E, tesado, etc) $M_v$ : momento de vuelco
	Geometría	Paralelepípedo rectangular - ortoedro $L, B, D$ : planta; $D$ : profundidad
	Estudio de suelo	$k_D$ : índice de compresibilidad horizontal en $D$ . $k_y$ : modelo de variación de índice de compresibilidad horizontal en profundidad. $k_v$ : índice de compresibilidad vertical en $D$ . $n = \frac{k_D}{k_v}$ $D_{min}$ : Profundidad de fundación mínima. $\sigma_{h-adm}$ : Presión horizontal admisible. $\sigma_{vadm}$ : Presión vertical admisible.
Limitaciones La inclinación máxima para la que resulta válida la hipótesis de compresibilidad lineal del suelo: $tg(\alpha) = 0,01$		
Verificaciones Momento de vuelco (respecto eje de giro del bloque): $FS_{VBR} = \frac{M_e + M_f}{M_{v*}} > 2,0$ $M_{v*} = M_{v*} + QD \quad \text{o bien,} \quad M_{v*} = M_{v*} + Q(2/3D)$ Presiones inducidas: $\sigma_{h-max} \leq \sigma_{h-adm}$ $\sigma_{vmax} \leq \sigma_{vadm}$		

Tabla 16.2: Síntesis de procedimiento para el Método de Sulzberger

		Empotramiento	
		Límites	$M_e$ $\sigma_{h-max}$
		$Q_{lim} = \frac{R_{lim}}{\frac{2D^2n(h+D)}{L^3 + D^3n} - 1}$	
		$tg(\alpha_{le}) = \frac{Q_{lim}(h+D)}{k_v \left( \frac{BL^3}{12} + \frac{BD^3n}{12} \right)} ; tg(\alpha_{le}) = \frac{6 \cdot R_{lim}}{B \cdot D^2 \cdot k_D}$	
	$tg(\alpha_{le}) > tg(\alpha)$	$M_e = \frac{B \cdot D^3}{12} \cdot k_D \cdot tg(\alpha)$	
		$\sigma_{h-max} = k_D \cdot \frac{D}{4} \cdot tg(\alpha)$	
	$tg(\alpha_{le}) < tg(\alpha)$	$M_e = \frac{B \cdot D^3}{36} \cdot k_D \cdot tg(\alpha)$	
		$\sigma_{h-max} = \frac{D \cdot k_D}{9} \cdot tg(\alpha)$	
		Fondo	
		Límites	$M_f$ $\sigma_{vmax}$
		$tg(\alpha_{lf}) = \frac{2N}{L^2 B k_v}$	
	$tg(\alpha_{lf}) > tg(\alpha)$	$M_f = \frac{B \cdot L^3}{12} \cdot k_v \cdot tg(\alpha)$	
		$\sigma_{vmax} = \frac{N}{LB} + \frac{6M_f}{BL^2}$	
	$tg(\alpha_{lf}) < tg(\alpha)$	$M_f = N \cdot \left( \frac{L}{2} - \frac{1}{3} \cdot \sqrt{\frac{2N}{B \cdot k_v \cdot tg(\alpha)}} \right)$	
		$\sigma_{vmax} = \sqrt{\frac{2N \cdot k_v \cdot tg(\alpha)}{B}}$	





## 17. Zapata combinada

Una zapata combinada es aquella que recibe más de una columna. Es decir, se utilizan para fundar dos o más columnas en una misma zapata. Por ejemplo, si en una estructura tenemos dos columnas cercanas, es posible que el diseño de zapatas individuales genere superposición de la superficie de apoyo. En este caso, podemos recurrir a la opción de vincularlas mediante una base común, como la que se presenta en la Figura 17.1.

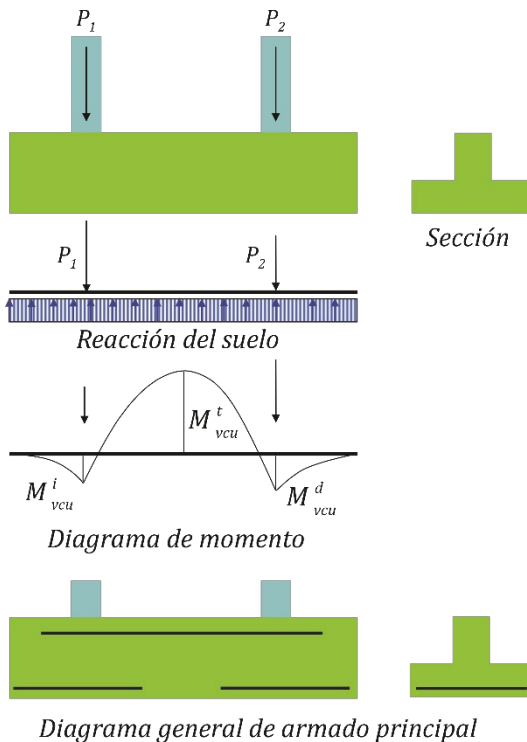


Figura 17.1: Zapata combinada

Adoptaremos un diseño rígido con distribución de presiones de forma lineal. Para esto, los elementos deberán cumplir las condiciones de rigidez que hemos planteado para zapatas. Además, es importante diseñarlas de forma tal que el centro de gravedad de la superficie de la base coincida con el centro de cargas. Generalmente, se adopta una

sección en forma de “T” invertida con base rectangular. En esta sección, se constituye una viga central rectangular que recibe las columnas, y dos voladizos de losa que transmiten la carga al suelo. La viga central prolongará voladizos, más allá de la posición de la columna, con los propósitos de lograr la superficie necesaria para la base, posicionar el centro de gravedad y contrarrestar los momentos de su tramo central. Estos voladizos, según las recomendaciones prácticas, deberían oscilar entre 1/5 a 1/3 de la luz entre columnas.

Vamos a presentar los criterios y elementos nuevos de cálculo, propios de este tipo de cimentación, sin reiterar los ya mencionados para zapatas individual y corrida. La Figura 17.2, presenta un esquema en planta de geometría y cargas para la que desarrollaremos las formulaciones<sup>40</sup>.

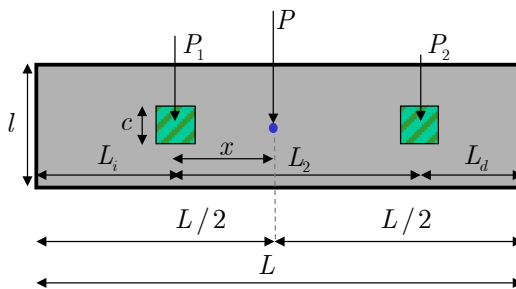


Figura 17.2: Zapata combinada - esquema en planta

Bajo la hipótesis de zapata rígida, y con la coincidencia de centro de gravedad y carga (es decir, sin excentricidad), tendremos un diagrama de presiones lineal y constante. Dicho esto, determinaremos la carga para calcular la presión de trabajo. Se incluirá el peso propio de la cimentación ( $PP$ ), y el peso del suelo de relleno ( $PS$ ), además de las cargas externas de servicio ( $P_1$  y  $P_2$ ).

$$P_{\sigma} = P_1 + P_2 + PP + PS$$

<sup>40</sup> Rodríguez Ortiz, J.M; Serra Gesta, J. y Oteo Mazo, C. (1995). Curso aplicado de cimentaciones. Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid.

Así, el área total de la base ( $A$ ), se obtendrá en función de la presión admisible de trabajo del suelo,

$$A = \frac{P_{\sigma}}{\sigma_{adm}}$$

$$A = L \cdot l$$

Luego, determinaremos el centro de cargas,

$$P = P_1 + P_2$$

$$P_2 \cdot L_2 = P \cdot x$$

$$x = \frac{P_2 \cdot L_2}{P}$$

Con la determinación del centro de cargas, ahora podemos establecer la geometría de la base,

$$\frac{L}{2} = L_i + x$$

$$\frac{L}{2} = L_d + (L_2 - x)$$

Se adopta,

$$L_i = \frac{L_2}{4}$$

Por lo que,

$$L = 2 \left( \frac{L_2}{4} + \frac{P_2 \cdot L_2}{P} \right)$$

Ahora, pueden determinarse el resto de las dimensiones en planta. Para predimensionar la altura mínima de los voladizos, hacemos,

$$h_v = \frac{l - c}{3}$$

Por otro lado, la altura de la viga central la predimensionamos como 1/5 de la luz entre columnas,

$$h_{vc} = \frac{L_2}{5}$$

Finalmente, a partir de las cargas  $P$  mayoradas por los factores correspondientes, obtendremos la presión de trabajo última del suelo. Con ese esquema, se obtendrán los valores de momento y corte para la sección del voladizo. La viga central se diseñará con la carga lineal que los voladizos le transmiten. Podrá adoptarse una hipótesis de apoyos simples como los que se muestran en la Figura 17.1, para determinar los esfuerzos de corte y momento de diseño. No obstante, es importante que la hipótesis de vínculos adoptada, sea compatible con el planteo estructural general. Siempre para el diseño definitivo debe guardarse control y compatibilidad con el planteo global de la estructural.

En el voladizo, calcularemos el momento de la siguiente manera,

$$P_u = P_{1u} + P_{2u}$$

$$A = L \cdot l$$

$$\sigma_{tu} = \frac{P_u}{I \cdot L}$$

Luego, obtenemos el momento del voladizo para una sección de 1,0 metro de ancho, como en una zapata corrida,

$$M_{vu} = \sigma_{tu} \cdot 1m \cdot \left( \frac{l-c}{2} \right) \left( \frac{l-c}{4} \right)$$

$$M_{vu} = \frac{P_u}{I \cdot L} \cdot \frac{(l-c)^2}{8} \cdot 1m$$

Determinemos ahora la carga lineal sobre la viga central,

$$q_{vcu} = \sigma_{tu} \cdot l$$

Los momentos en los apoyos de columnas los obtendremos a partir de las longitudes de los voladizos de la viga a izquierda y derecha respectivamente,

$$M_{vcu}^i = q_{vcu} \frac{L_i^2}{2}$$

$$M_{vcu}^d = q_{vcu} \frac{L_d^2}{2}$$

Para calcular el momento máximo en el tramo central previamente determinaremos el punto de esfuerzo de corte nulo,

$$0 = q_{vcu} L_i + q_{vcu} x_{in} - P_{1u}$$

$$x_{in} = \frac{P_{1u} - q_{vcu} L_i}{q_{vcu}}$$

Así,

$$M_{vcu}^t = q_{vcu} \frac{(L_i + x_{in})^2}{2} - P_{1u} x_{in}$$

Si la zapata combinada tuviera la acción simultánea de cargas y momentos, tendríamos una distribución de presiones lineales e inclinadas. Para esto, es necesario que la zapata combinada cumpla las condiciones de rigidez (Figura 17.3). Si esto se cumple, podremos calcular la distribución de presiones con la siguiente expresión, y el diagrama de momentos presentará “saltos” en los puntos de momentos aplicados,

$$\sigma = \frac{\sum P}{A} \pm \frac{\sum M}{W}$$

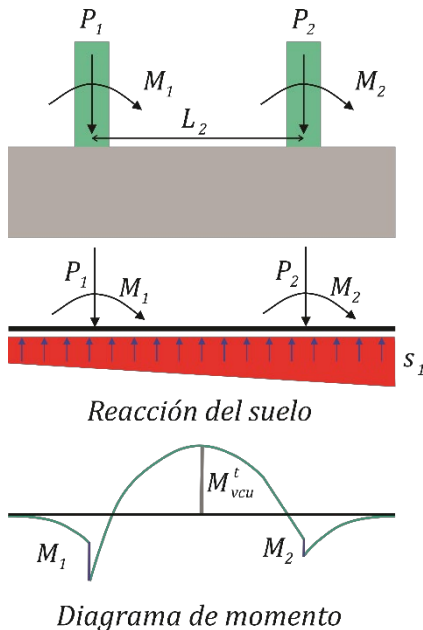


Figura 17.3: Zapata combinada con cargas y momentos

También aquí, es importante que el centro de gravedad de la superficie de la base coincida con el centro de cargas. De esta forma tenemos, determinamos el centro de cargas incluyendo los momentos,

$$P = P_1 + P_2$$

$$P_2 \cdot L_2 + M_1 + M_2 = P \cdot X$$

$$X = \frac{P_2 \cdot L_2 + M_1 + M_2}{P}$$

Es importante analizar el origen de las cargas y, así, seleccionar cuáles son las que vamos a considerar en la determinación del centro de gravedad de la superficie de la base. Un buen criterio, es determinarlo a partir de las cargas permanentes, tales como peso propio y sobrecargas con alta probabilidad de existencia. Estas, frecuentemente se encuentran en las cargas  $P$ , mientras que los momentos  $M$  son producto de cargas accidentales u ocasionales como viento o sismo. Para el cálculo de presiones inducidas en el suelo, utilizaremos tanto cargas como momentos y, así, verificaremos que las mismas sean inferiores a la de trabajo admisible del suelo.





## 18. Zapata excéntrica con viga de tracción

No siempre es posible conseguir que el centro de gravedad de la superficie de la zapata de apoyo coincida con el centro de aplicación de carga de la columna. Cuando estos centros de “carga” y “resistencia” no coincidan, estamos frente a una excentricidad que tenemos que resolver estructuralmente (Figura 18.1). Las columnas de una estructura, ubicadas en proximidad a las líneas medianeras transmitirán sus cargas con excentricidad. Similar situación tendremos para columnas ubicadas en esquina. Esto ocurre, debido a la imposibilidad física de generar una superficie de apoyo cuyo centro de gravedad coincida con la línea de aplicación de la carga. Esto no es exclusivo de columnas en medianera, diferentes condiciones de proyecto pueden determinar excentricidad. Por ejemplo, la necesidad de desplazar la ubicación de una zapata, podría implicar que la columna apoye sobre una viga que transfiera la carga hacia la zapata desplazada.

Esta situación se presenta en estructuras de edificios construidos en proximidad al límite del terreno, debido a la imposibilidad legal de invadir la propiedad vecina para construir las fundaciones. En caso de edificios construidos con perímetro libre, claramente, no tendremos esa dificultad. Tanto las columnas laterales o esquineras de la construcción podrán centrar sus zapatas con respecto a la columna, ya que disponen de terreno propio para hacerlo.

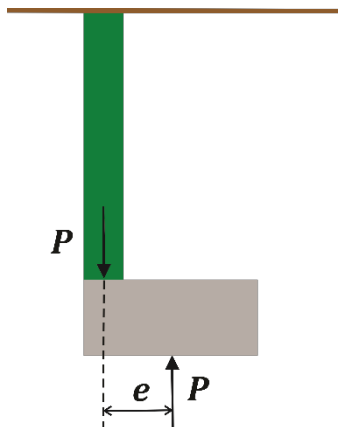


Figura 18.1: Zapata excéntrica

En este capítulo seguiremos aceptando que las zapatas cumplen la condición de rigidez y, por lo tanto, tendremos diagramas lineales de presión. Sigamos. Podemos plantear diferentes soluciones para resolver estructuralmente esta excentricidad. La primera alternativa que vamos a presentar consiste en colocar una viga a nivel de superficie que equilibre nuestra excentricidad. El esquema estructural se presenta en la Figura 18.2.

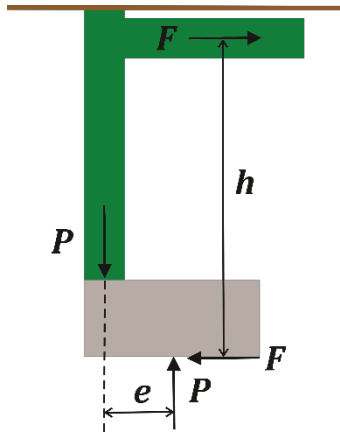


Figura 18.2: Zapata excéntrica con viga de tracción

La Figura 18.2 nos muestra cómo funciona esta solución. Vemos que han aparecido dos fuerzas, iguales y opuestas, que determinan una “cupla de equilibrio” al momento generado por la excentricidad original. Veamos cada una de estas fuerzas. La que se desarrolla en la base, es producto de la fricción suelo-hormigón. Esta fuerza, será la que nos limite la máxima excentricidad,  $e$ , que podemos tener. Ya volveremos sobre ella. Por otro lado, tenemos la fuerza que se aplica sobre la viga. Esta será una fuerza de tracción, y es por esto, que la denominamos “viga de tracción”.

Bien, la zapata será predimensionada según los principios que ya hemos planteado para zapatas individual a carga vertical. Todas las verificaciones propias de hormigón armado serán aplicables aquí también (punzonado, corte y flexión). Entonces, considerando que “ $P$ ” es la carga de servicio que la columna transfiere a la base,

incrementamos la misma un 10% para incluir peso propio y rellenos, y así dimensionamos el área de la base,

$$\sigma_{tadm} = \frac{(1,10 \cdot P)}{B_1 \cdot B_2}$$

Siendo  $B_1$  y  $B_2$  las dimensiones de la zapata

Cómo recomendación práctica, es importante recordar que,

$$B_2 \leq 2 \cdot B_1$$

Luego que tengamos nuestra base dimensionada, determinamos nuestra excentricidad (Figura 18.3),

$$e = \frac{B_1}{2} - \frac{c_1}{2}$$

Veamos ahora cómo se comporta el conjunto estructural. La variación del momento a lo largo de la columna será lineal. En su extremo de vinculación con la viga, la situación dependerá de la rigidez relativa entre la viga y la columna. Si la viga es “flexible”, y no brinda empotramiento, el momento será nulo. Por el contrario, si la viga es “rígida”, brindará empotramiento y el punto de momento nulo estará ubicado a una altura igual a  $2/3$  de  $h$ , siendo  $h$  la altura medida desde la base de la zapata hasta el centro de la viga. No obstante, también son posibles situaciones intermedias. De esta manera, tenemos,

$$P \cdot e = F \cdot \eta \cdot h$$

$$F = \frac{P \cdot e}{\eta \cdot h}$$

Donde,

$\eta$ : coeficiente que depende de la rigidez relativa viga-columna.

$\eta = 1$  para viga flexible;  $\eta = \frac{2}{3}$  para viga rígida

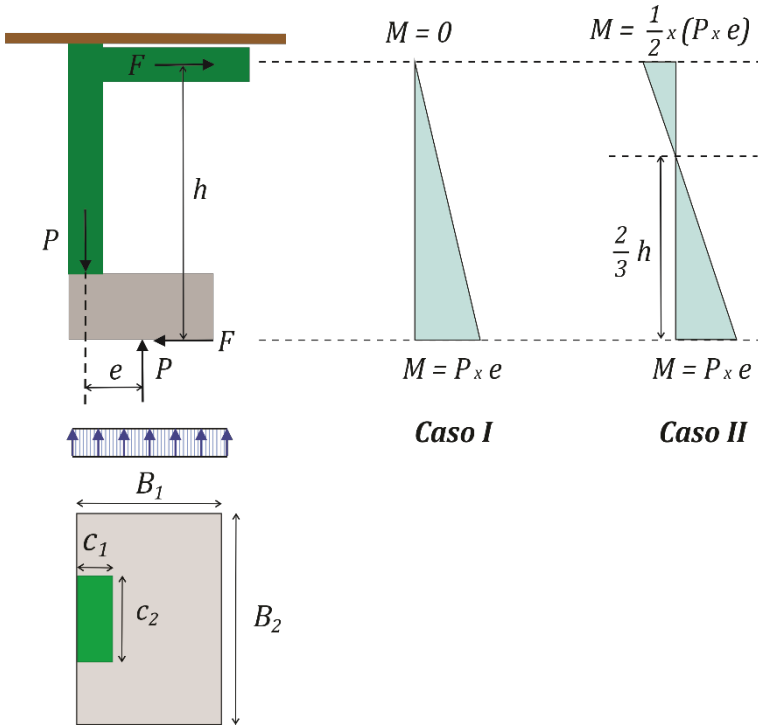


Figura 18.3: Zapata excéntrica con viga de tracción – Casos de diseño

Pero la fuerza máxima,  $F$ , que el sistema puede tomar, está relacionada con la fricción suelo-hormigón en la base de la zapata. Esta, por lo tanto, condicionará un valor máximo de excentricidad. Recordemos,

$$F_{\text{lim}} = P \cdot \text{tg}(\delta) + a \cdot B_1 \cdot B_2$$

En rigor,  $P$ , aquí debería incluir el peso propio de la cimentación. Pero seremos cuidadosos. Aún no tenemos certeza de las dimensiones definitivas de la cimentación y, por lo tanto, de su peso. Entonces, no incluir el peso propio nos pone del lado de la seguridad. Así lo haremos. Incluso, para determinar la excentricidad máxima, adoptaremos un factor de seguridad al deslizamiento de la base  $FS_D$  que, habitualmente, es igual a 1,5.

$$F_{adm} = \frac{F_{lim}}{FS_D}$$

$$F_{adm} = \frac{P \cdot \operatorname{tg}(\delta) + a \cdot B_1 \cdot B_2}{FS_D}$$

Entonces, la excentricidad máxima será,

$$P \cdot e_{\max} = F_{adm} \cdot \eta \cdot h$$

$$e_{\max} = \frac{F_{adm} \cdot \eta \cdot h}{P}$$

Así, siempre debemos verificar que,

$$e \leq e_{\max}$$

Luego, como ya hemos mencionado, se realizará sobre la zapata todas las verificaciones propias de hormigón armado: punzonado, corte y flexión. El tronco columna será diseñado a flexo-compresión. Lo nuevo aquí, en este tema, es la viga tensora. Esta pieza estará solicitada a tracción, o flexo-tracción, según su condición de vínculo. Para el caso de diseño a tracción pura, el procedimiento es el siguiente <sup>41, 42</sup>,

---

<sup>41</sup> CIRSOC 201 (2005). Reglamento argentino de estructuras de hormigón. INTI.

<sup>42</sup> ACI 224 (1997). Fisuración en miembros de hormigón en tracción directa.

Por condición de resistencia, tenemos,

$$F_u \leq \phi \cdot F_n$$

Siendo,

$F_u$ : sollicitación por Tracción en la viga calculada para cargas mayoradas.

$\phi$ : Coeficiente de reducción de resistencia  $\phi=0,90$  rotura dúctil (tracción).

$F_n$ : Resistencia nominal de la viga de tracción

$$F_n = A_{st} \cdot f_y$$

$A_{st}$ : área total de armadura de acero

$f_y$ : tensión de fluencia especificada de la armadura de acero

Entonces, reemplazando y despejando, podemos obtener la armadura de acero necesaria,

$$F_u = \phi \cdot A_{st} \cdot f_y$$

$$A_{st} = \frac{F_u}{\phi \cdot f_y}$$

Por otro lado, tenemos la condición de fisuración. La fisuración ocurre cuando se vence la resistencia a tracción del hormigón. Cuando esto ocurre, la carga que resistía el hormigón se transfiere a la armadura que atraviesa la fisura. Entonces, por condición de fisuración, tenemos,

$$F_{crit} = (1 - \rho + n\rho) \cdot A_{vt} \cdot f_{ct}$$

Siendo

$A_{vt}$  : área de la sección “bruta” o completa de la viga tensora

$f_{ct}$  : resistencia a la tracción del hormigón. Podemos considerar,

$$f_{ct} = \frac{\sqrt{f'_c}}{3}$$

$f_{ct}$  : resistencia a la tracción del hormigón en MPa

$f'_c$  : resistencia especificada a la compresión del hormigón en MPa

$\rho$  : cuantía. Relación entre área de acero y área de la sección bruta de la viga tensora,

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_{vt}}$$

$n$  : relación entre módulo de elasticidad del acero y del hormigón,

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$E_s$  : módulo de elasticidad del acero. En general,  $E_s = 200000$ MPa

$E_c$  : módulo de elasticidad del hormigón. Podemos considerar,

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \text{ [MPa]}$$

Si la viga tensora soporta esfuerzos de flexo-tracción, el diseño podemos realizarlo mediante los “diagramas de interacción de la



resistencia de secciones rectangulares”. Los diagramas se construyen para diferentes geometrías de secciones en la pieza de hormigón (ej., rectangular o circular), diferentes disposiciones de armadura, tipos de materiales y espesores de recubrimiento. Estos diagramas, también se aplican para esfuerzo de compresión y momento, es decir, flexo-compresión. Para el uso práctico de los mismos, tenemos que prestar atención a las unidades. Para los diagramas del reglamento vigente<sup>43</sup>, los valores de ingreso, que denominaremos  $n$  y  $m$ , no son adimensionales y deben expresarse en MPa. Las expresiones de entrada a los diagramas, y la determinación final de armadura, la hacemos así,

$$\left. \begin{aligned} n &= \frac{\phi F_n}{A_{vt}} = \frac{F_u}{A_{vt}} \text{ [MPa]} \\ m &= \frac{\phi M_n}{A_{vt} h} = \frac{M_u}{A_{vt} h} \text{ [MPa]} \end{aligned} \right\} \rightarrow \rho \rightarrow \rho = \frac{A_{st}}{A_{vt}} \rightarrow A_{st} = \rho A_{vt}$$

$\rho$  : cuantía. Relación entre área de acero y área de la sección bruta de la viga.

---

<sup>43</sup> CIRSOC 201 (2005). Ejemplos de aplicación del reglamento argentino de estructuras de hormigón. INTI.

## 19. Zapata excéntrica con viga de vinculación

Tenemos otras alternativas para resolver estructuralmente el problema de la excentricidad. Veamos la alternativa que presenta la Figura 19.1. Se presenta allí una zapata excéntrica con viga de vinculación.

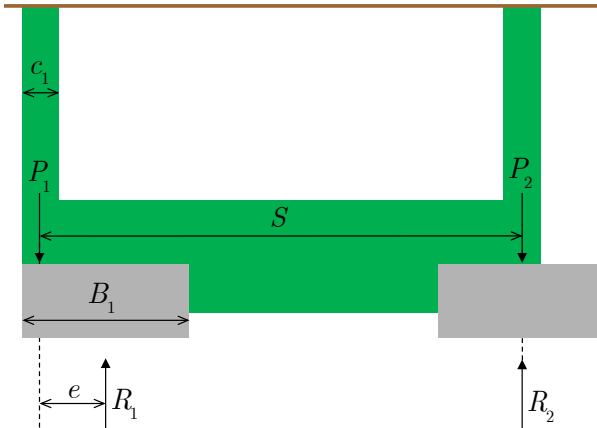


Figura 19.1: Zapata excéntrica con viga de vinculación – Vista

La Figura 19.2 presenta un esquema en planta con el planteo de equilibrio estático. Comencemos con una ecuación de equilibrio de momento, con respecto el punto de la carga  $P_2$ . Así,

$$P_1 \cdot S = R_1 \cdot \left( S + \frac{c_1}{2} - \frac{B_1}{2} \right)$$

Despejando,

$$R_1 = P_1 \cdot \left( \frac{S}{S - \frac{B_1 - c_1}{2}} \right)$$

Pero,

$$e = \frac{B_1 - c_1}{2}$$

Por lo que resulta,

$$R_1 = P_1 \cdot \left( \frac{S}{S - e} \right)$$

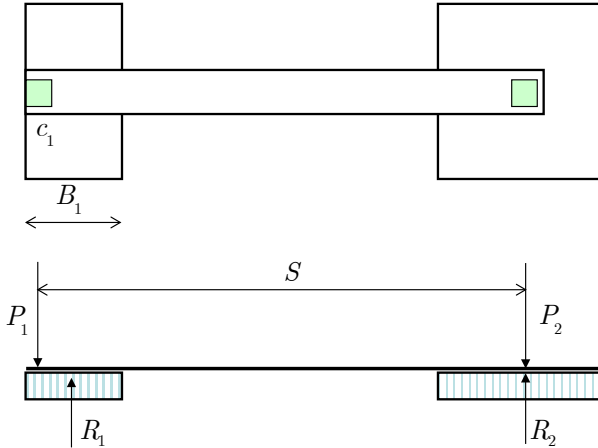


Figura 19.2: Zapata excéntrica con viga de vinculación – Planta y esquema estático

Hagamos ahora el planteo de equilibrio de fuerzas verticales,

$$P_1 + P_2 = R_1 + R_2$$

Luego,

$$P_1 + P_2 = P_1 \cdot \left( \frac{S}{S - e} \right) + R_2$$

Entonces, despejando,

$$R_2 = P_1 + P_2 - P_1 \cdot \left( \frac{S}{S - e} \right)$$

Simplificando,

$$R_2 = P_2 + P_1 \cdot \left( 1 - \frac{S}{S-e} \right)$$

$$R_2 = P_2 + P_1 \cdot \left( \frac{S-e-S}{S-e} \right)$$

$$R_2 = P_2 - P_1 \cdot \left( \frac{e}{S-e} \right)$$

Si analizamos los resultados obtenidos para ambas reacciones,

$$R_1 = P_1 \cdot \left( \frac{S}{S-e} \right) \quad ; \quad R_2 = P_2 - P_1 \cdot \left( \frac{e}{S-e} \right)$$

Podemos observar que la reacción  $R_1$  es igual a la carga  $P_1$ , multiplicada por un cociente. Este coeficiente es adimensional y resulta mayor a uno. Es decir, estamos frente a una suerte de “coeficiente de recarga” sobre esta reacción. Por otro lado, la reacción  $R_2$  resulta igual a la carga  $P_2$ , menos una fracción porcentual de la carga  $P_1$ . Aquí, se tiene una suerte de “descarga” sobre esta reacción. La “recarga” y “descarga” que mencionamos, están referidas a que, si la columna con carga  $P_1$  también estuviera alineada con el centro de gravedad de la reacción  $R_1$ , no tendríamos excentricidad y, por lo tanto, cada zapata tendría por reacción la carga de su propia columna.

Luego, cada zapata será diseñada y verificada con el valor de reacción que le corresponda. En cada caso, se utilizarán las cargas de servicio o últimas en función del objeto de cálculo. Análisis geotécnico con cargas de servicios (presión de trabajo admisible) y análisis estructural de hormigón armado, con cargas últimas (punzonado, corte y flexión). Lo nuevo aquí, consiste en la viga de vinculación. La Figura 19.3 representa los diagramas de corte y momento flector en la viga de

vinculación para las cargas que provienen de la columna (sin incluir el peso propio de la viga).

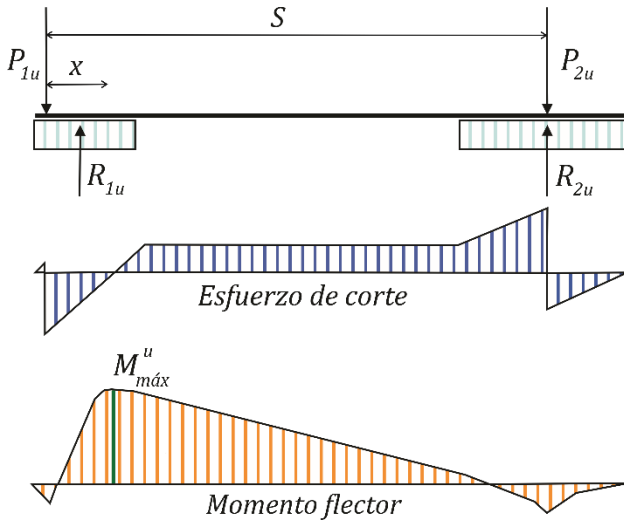


Figura 19.3: Zapata excéntrica con viga de vinculación – Diagramas esquemáticos de Momento y Corte. Los diagramas no incluyen el peso propio de la viga

Encontremos el punto de corte nulo, que nos permitirá determinar el valor máximo de momento flector,

$$P_{1u} - q_{tu} \cdot \left( \frac{c_1}{2} + x \right) = 0$$

Siendo,

$q_{tu}$  : la presión lineal de trabajo última.

$$x = \frac{P_{1u}}{q_{tu}} - \frac{c_1}{2}$$

Entonces, el momento máximo vale,

$$M_{\max}^u = q_u \cdot \frac{\left(\frac{c_1}{2} + x\right)^2}{2} - P_{1u} \cdot x$$

En el análisis de solicitaciones sobre la viga de vinculación, tendremos que sumar también las provocadas por el peso propio de la misma, ya que podría resultar significativo. Este, será computado como una carga uniformemente distribuida. Los diagramas de la Figura 19.3 son para las cargas de las columnas, y no incluyen el peso propio. Luego, con los valores de momento y corte, procedemos a dimensionar la viga de vinculación por los procedimientos de diseño de hormigón armado.



## 20. Zapata desplazada con viga de equilibrio

Tenemos una tercera opción para resolver el problema de la excentricidad. Veamos ahora la zapata desplazada con viga de equilibrio. La Figura 20.1 presenta el esquema de funcionamiento.

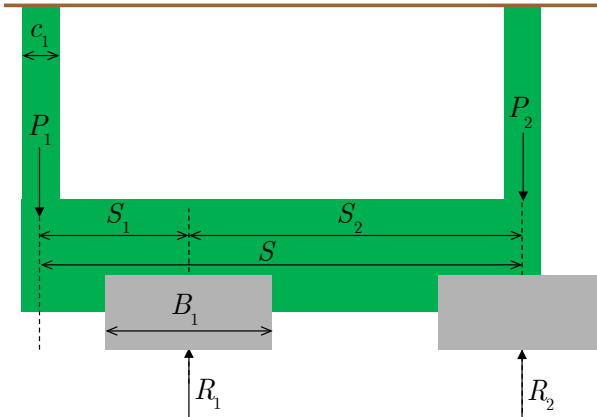


Figura 20.1: Zapata desplazada con viga de equilibrio

Comencemos con una ecuación de equilibrio de momento, con respecto el punto de la carga  $P_2$ . Así,

$$P_1 \cdot S = R_1 \cdot S_2$$

$$R_1 = \frac{P_1 \cdot S}{S_2}$$

Luego,

$$P_1 + P_2 = R_1 + R_2$$

$$R_2 = P_1 + P_2 - R_1$$



$$R_2 = P_1 + P_2 - \frac{P_1 \cdot S}{S_2}$$

$$R_2 = P_2 + P_1 \cdot \left(1 - \frac{S}{S_2}\right)$$

$$R_2 = P_2 - P_1 \cdot \left(\frac{S}{S_2} - 1\right)$$

Una vez que tenemos determinadas nuestras reacciones, podemos calcular las solicitaciones en la viga de equilibrio. Esto, será similar al procedimiento que seguimos para la viga de vinculación de nuestro caso anterior. Pero, veamos aquí un planteo diferente, sobre el esquema de la Figura 20.2.

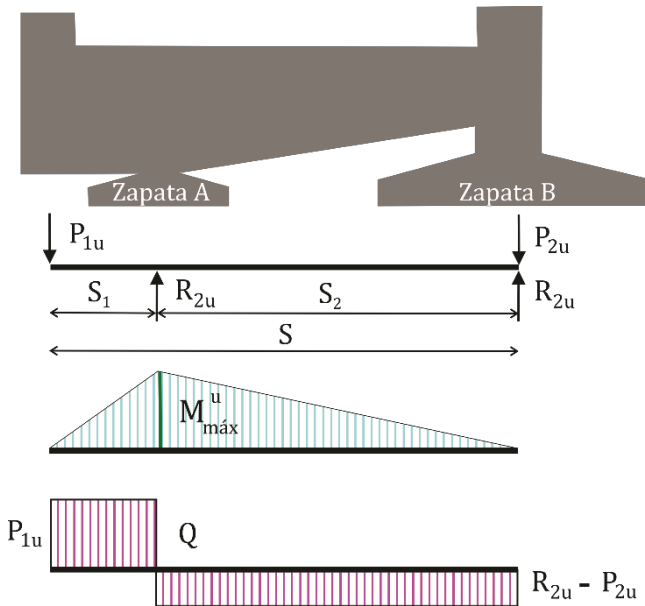


Figura 20.2: Zapata desplazada con viga de equilibrio – vinculada en apoyos puntuales. Los diagramas de corte y momento flector no incluyen el peso propio de la viga

Tenemos una viga de equilibrio, pero vinculada mediante apoyos puntuales sobre las zapatas. Por lo tanto, los valores de corte momento máximo, resultan evidentes,

$$M_{\max}^u = P_{1u} \cdot S_1$$

Luego, cada zapata será diseñada y verificada con el valor de reacción que le corresponda. En cada caso, se utilizarán las cargas de servicio o últimas en función del objeto de cálculo. Análisis geotécnico con cargas de servicios (presión de trabajo admisible) y análisis estructural de hormigón armado, con cargas últimas (punzonado, corte y flexión). En el análisis de solicitaciones sobre la viga de equilibrio, tendremos que sumar también las provocadas por el peso propio de la misma, ya que podría resultar significativo. Este, será computado como una carga uniformemente distribuida. Los diagramas de la Figura 20.2 son para las cargas de las columnas, y no incluyen el peso propio. Finalmente, con los valores de momento y corte, procedemos a dimensionar la viga de vinculación por los procedimientos de diseño de hormigón armado.



## 21. Platea

Una platea es una losa de fundación. Es un tipo de fundación superficial. En una estructura de edificio, por ejemplo, puede recurrirse a este sistema cuando la superficie ocupada por zapatas individuales comienza a superponerse. Cuando las zapatas ocupan gran parte de la superficie de la planta, en general, mayor al 50% de la superficie. En estos casos, puede unificarse todas las zapatas o bases en una única losa de apoyo. Es un sistema que también se lo suele adoptar para estructuras de cargas distribuidas en superficies. Hablamos aquí de tanques de agua, piletas de tratamiento, decantador, piscinas, digestores, almacenamiento de líquidos o silos. En edificios con niveles de subsuelo pueden ser una opción interesante debido a la compensación de presiones. En estos casos, producto del volumen de suelo extraído, se reduce la presión neta de trabajo. Estamos frente a las denominadas “cimentaciones compensadas” (Figura 21.1),

$$\sigma_{tn} = \frac{P}{A} - \gamma D$$

Siendo,

$\sigma_{tn}$  : Presión de trabajo neta

$P$  : Carga total de la estructura

$A$  : Área de la platea

$\gamma$  : Peso unitario del suelo

$D$  : Profundidad de fundación

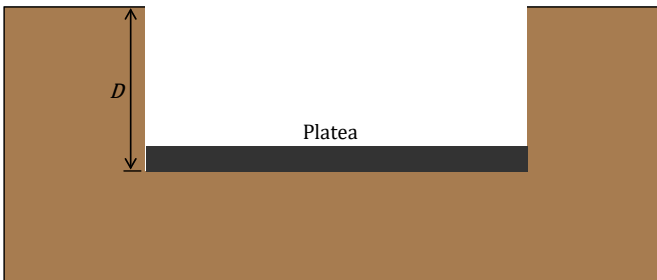


Figura 21.1: Platea en estructura con subsuelo. Presión de trabajo neta.

La Figura 21.2 presenta diferentes configuraciones estructurales y aplicaciones de plateas. En todos los casos, deberá estar implantada sobre un estrato de suelo apto, en el que se deberá también verificar presiones admisibles de trabajo y asentamientos tolerables.

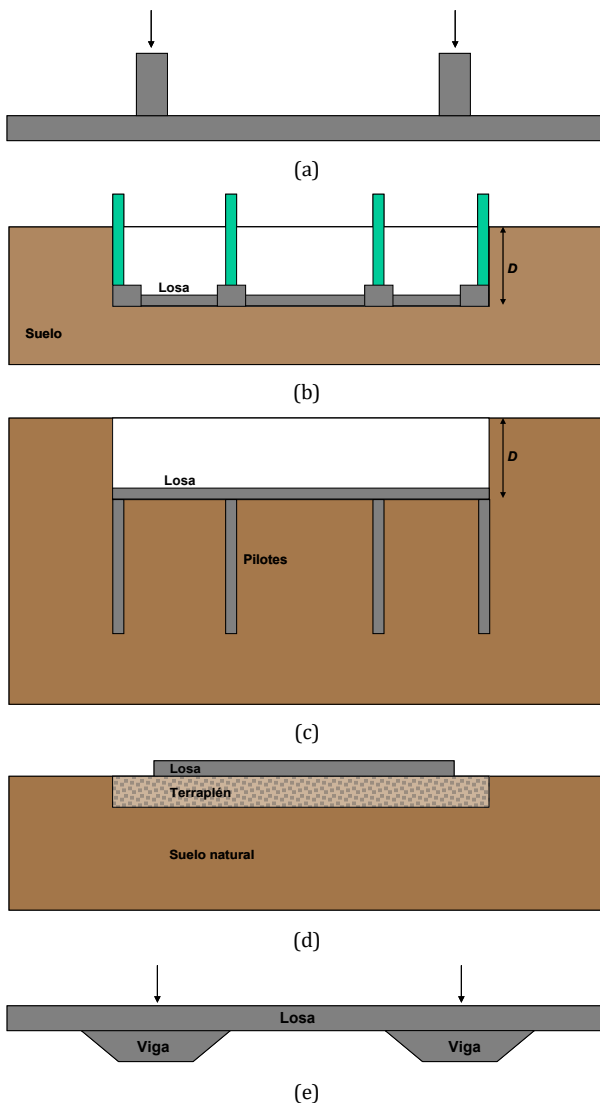


Figura 21.2: Alternativas de plateas: (a) con vigas superiores (b) en subsuelo (c) híbrida (d) sobre suelo mejorado (e) con vigas inferiores

La Figura 21.2 (a), nos muestra una losa con grandes vigas superiores, propia de un edificio o estructura importante. El esquema (b) presenta una platea compensada en subsuelo. En el esquema (c), tenemos un sistema mixto de platea y pilotes, se denomina habitualmente sistema híbrido pilote-platea y puede emplearse para grandes estructuras. El esquema (d) es una platea sobre un terraplén de suelo mejorado por compactación. Esta última es una solución típicamente empleada en la fundación de viviendas. Se la puede adoptar cuando las cargas son bajas, bien distribuidas, y sin concentraciones puntuales. El diseño debe incluir la especificación del terraplén: espesor, materiales, capas, condiciones de compactación y protocolo de control durante la etapa constructiva. Finalmente, el esquema (e) incluye vigas inferiores que se realizan bajo muros portantes y columnas. Nosotros aquí, hemos presentado un grupo de posibles esquemas y aplicaciones, no obstante, no se agotan en éste todas las posibilidades.

En resumen, las siguientes son algunas de las circunstancias que nos pueden llevar a optar por una platea:

- Estructuras de bajo compromiso estructural y suelo firme a grandes profundidades.
- Estructuras de bajo compromiso estructural y suelo firme por debajo del nivel freático.
- Estructuras de carga uniformemente distribuidas.
- Estructuras compensadas.

Hablemos ahora sobre el cálculo. En una platea debemos efectuar un análisis similar al de una zapata. Geotecnia: Presiones admisibles de trabajo y asentamientos. Estructura: verificaciones de hormigón armado en vigas y losas (momento flector, corte, punzonado). Se debe procurar que el centro de carga esté próximo al centro de gravedad de la platea, a fin de evitar asentamientos no admisibles.

En función de la relación de rigidez, estructura-cimentación-suelo, será la hipótesis de distribución de presiones sobre el suelo de contacto. Tendremos así,

- (i) **Platea rígida:** la distribución de presiones se adoptará lineal. En este caso, el análisis es igual al de una zapata combinada. De hecho, una zapata combinada es una platea rígida.
  
- (ii) **Platea flexible:** la distribución de presiones ya no puede aceptarse lineal. Esto complica el análisis geotécnico y la determinación de esfuerzos sobre la losa. No obstante, una vez determinados, el análisis estructural de hormigón armado es similar al de una platea rígida.

¿Cómo distinguir entre una platea rígida y una platea flexible? Para esto, vamos a recurrir al criterio que fija el ACI 336<sup>44</sup>. Procuraremos nosotros facilitar la interpretación y acompañaremos la descripción del criterio con un ejemplo general. La Figura 21.3 muestra una platea, para una estructura de edificio, con su distribución de columnas. El análisis se debe efectuar por fajas. Tomemos una faja de ancho  $B_1$  y largo  $B$ . Para poder considerar “rígida” la platea deben cumplirse dos condiciones,

- Las columnas deben estar alineadas de forma tal que, las luces entre dos vanos consecutivos y las cargas entre dos columnas aledañas, no difieran en más de un 20%. Hablamos aquí de las columnas 5, 6, 7 y 8.
  
- La separación entre dos columnas consecutivas de una franja es menor que  $1,75/\beta$

---

<sup>44</sup> ACI 336.2R-88 (Reapproved 2002). Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{B_1 \cdot k}{4 \cdot E_c \cdot I_c}}$$

Siendo,

$\beta$  : longitud recíproca. Surge de la solución de una ecuación diferencial.

$B_1$  : Ancho de la faja considerada.

$E_c$  : Módulo de elasticidad del material de cimentación (Hormigón)

$I_c$  : Momento de inercia de la sección transversal de la viga o faja de análisis.

$$I_c = \frac{B_1 h^3}{12}$$

$h$  : Altura total de la platea

$k$  : Módulo de balasto o de reacción.

Más adelante, abordaremos el tema del módulo de balasto con detalle. Por ahora, digamos solamente que es un índice de compresibilidad, una medida de cómo reacciona el suelo para esa estructura.

Entonces, siendo  $l_c$  la separación entre columnas (Figura 21.3),

- Platea rígida:  $l_c < \frac{1,75}{\beta}$
- Platea flexible:  $l_c > \frac{1,75}{\beta}$

En síntesis, podemos analizar aquí algo muy importante. La clasificación de una platea en rígida o flexible, no depende solo de la rigidez de la losa. En esto, interviene la estructura (luces y cargas), la losa de platea (material y rigidez), y el suelo de apoyo (módulo de balasto). La interacción entre el sistema “estructura-cimiento-suelo” será la que define la condición de rigidez de nuestra platea.



Sigamos. Supongamos que la platea de la Figura 21.3 se pudiera clasificar como rígida. En este caso, aplicaríamos el denominado “Método Rígido Convencional”. Presentemos a continuación los puntos principales<sup>45</sup>,

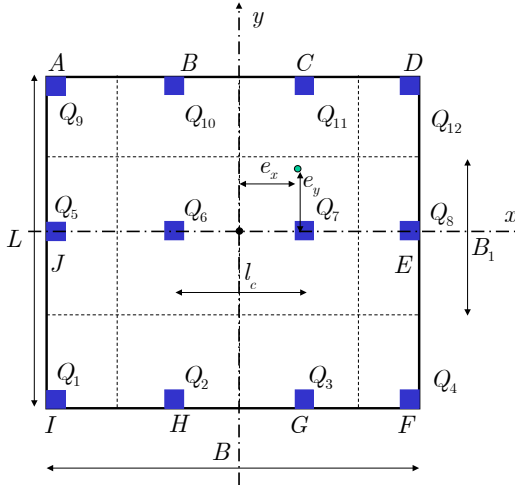


Figura 21.3: Placa para una estructura de edificio

- Calcular la carga total transmitida por las columnas

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n$$

- Determinar coordenadas de la excentricidad de la carga (Figura 21.4)

$$x' = \frac{Q_1 \cdot x'_1 + Q_2 \cdot x'_2 + \dots + Q_n \cdot x'_n}{Q}$$

$$e_x = x' - \frac{B}{2}$$

<sup>45</sup> Das, B.M. (2001). Principios de ingeniería de cimentaciones. Cuarta Edición. Thomson.

$$y' = \frac{Q_1 \cdot y'_1 + Q_2 \cdot y'_2 + \dots + Q_n \cdot y'_n}{Q}$$

$$e_y = y' - \frac{L}{2}$$

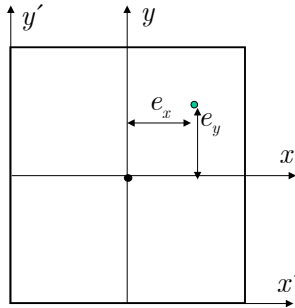


Figura 21.4: Sistema de coordenadas cartesianas para cálculo de excentricidad de la carga

- Determinar la presión de trabajo en el suelo bajo cada columna

$$\sigma_t = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x}$$

Donde

$A = B \cdot L$  : superficie de la platea

$$I_x = \frac{B \cdot L^3}{12}$$

$$I_y = \frac{L \cdot B^3}{12}$$

$$M_x = Q \cdot e_y$$

$$M_y = Q \cdot e_x$$

- Verificar la presión admisible

$$\sigma_t < \sigma_{tadm} \quad \vee \quad \sigma_{tn} < \sigma_{tadm}$$

- Dividir la losa en fajas para  $x$  e  $y$ .
- Calcular el esfuerzo de corte y momento flector en cada faja.
- Verificaciones en losa de hormigón armado (altura y armadura).

En general, es más frecuente que las plateas resulten flexibles. En este caso, recurrimos al denominado “Método Flexible”. Aquí, es necesario resolver un problema de interacción suelo-estructura que no es tan sencillo. Antes de entrar en los detalles del método, es necesario que brindemos un contexto conceptual de dos temas importantes:

- Modelos de interacción suelo-estructura.
- Módulo de balasto.

En primer lugar, hablemos de los modelos de interacción suelo-estructura. Lo haremos sobre la base de esta referencia<sup>46</sup> ya que, de alguna manera, resume muy bien lo que nos interesa para este curso. El “problema de contacto” define la interacción de presiones y deformaciones que se producen entre los cuerpos. Los resultados dependen del modelo de suelo que se adopte. El comportamiento carga- asentamiento de un suelo real es complejo y difícil de “universalizar”. Por esto, recurrimos a diferentes modelos de suelos ideales. Nosotros debemos elegir el modelo que mejor permita representar nuestro problema. Por otro lado, tenemos que ser coherentes entre el modelo adoptado y la posibilidad experimental de establecer sus parámetros. Es decir, de poco sirve un sofisticado modelo de múltiples parámetros, si después no dispongo de datos experimentales suficientes,

---

<sup>46</sup> Santos Miñón, J. (1980). Interacción estática suelo-estructura. Modelos de suelos empleados. Revista de Obras Públicas. Editada por el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de España. Febrero-Marzo 1980. 127, (3178): 181-191.

representativos y de calidad mínima para determinar los parámetros del mismo. Bueno, dicho esto, presentemos los principales modelos que vamos a considerar en nuestro curso (Figura 21.5).

Los modelos basados en el módulo de balasto tienen su origen en siglo XIX, con los trabajos de Winkler aplicado al cálculo de durmientes de ferrocarril. El modelo de Winkler supone que el asentamiento en un punto cualquiera de la superficie cargada, es proporcional a la presión de trabajo aplicada en ese punto,

$$\sigma_t = k \cdot y$$

Siendo,

$\sigma_t$  : Presión del trabajo en el punto de análisis. Unidades: (t/m<sup>2</sup>)

$y$  : Asentamiento del punto de análisis. Unidades: (m)

$k$  : Módulo de Balasto. Unidades: (t/m<sup>3</sup>)

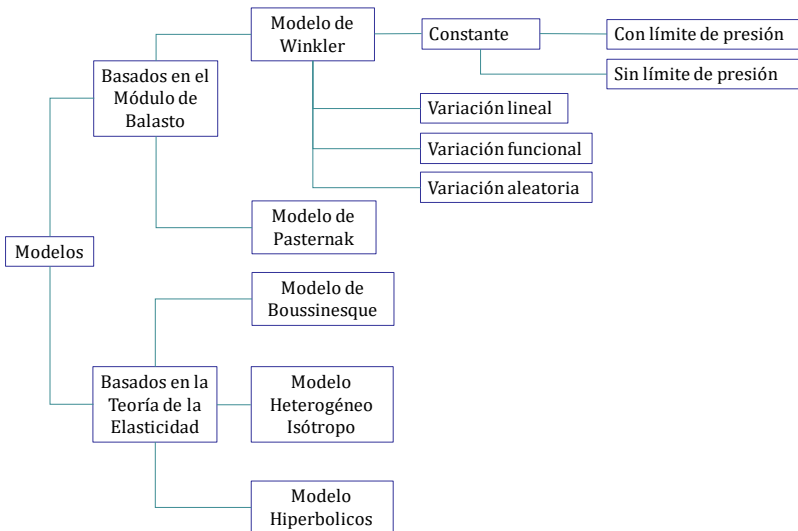


Figura 21.5: Modelos de suelo (Adecuado de la Ref.: Santos Miñón, 1980)

En el modelo de Winkler el asentamiento en un punto es independiente de las presiones aplicadas en puntos de su cercanía. Esto es, sin duda, una simplificación al problema. El módulo de balasto, es el

factor de proporcionalidad de la función lineal que relaciona la presión de trabajo y el asentamiento. El modelo es análogo a un conjunto de resortes independientes de constante  $k$  (Figura 21.6). Podemos generalizar la ecuación del modelo para una viga. En este caso, la presión de trabajo y el asentamiento estarán ligados a la posición de coordenada  $x$ ,

$$\sigma_t(x) = k \cdot y(x)$$

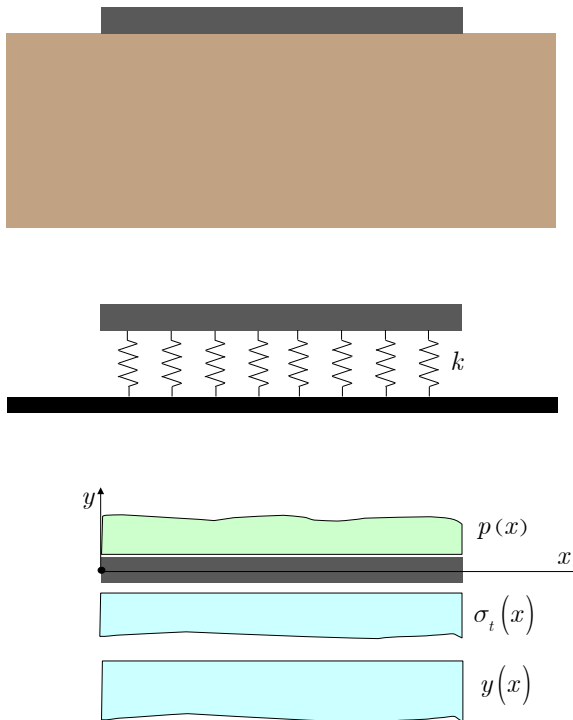


Figura 21.6: Modelo de Winkler

Este modelo tiene el gran valor de su sencillez. Para mejorar la aproximación surgieron los modelos que contemplan que el balasto varía linealmente con la longitud de la viga, o bien que varía de acuerdo

a una cierta función. Por otra línea, dejando de lado estos sistemas deterministas, aparecieron modelos que toman valores aleatorios.

El modelo de Pasternak se fundamenta en dos hipótesis,

- Bajo la acción de una carga se produce un asentamiento vertical proporcional a la intensidad de la carga.
- La variación de la “deformada” produce una tensión de corte, que es también proporcional a la carga.

De esta forma, el modelo de Pasternak establece dos parámetros:  $k$  y  $T$ . El primero es el módulo de balasto, el mismo que en Winkler. El segundo parámetro, equivale a una “capa” colocada entre los resortes que sólo se deforma con esfuerzos de corte. Habitualmente, al modelo de Pasternak se lo denomina “el modelo de los dos módulos de balasto”.

Los modelos basados en la teoría de la elasticidad son tratados en el curso previo de “Geotecnia”, por lo que no entraremos aquí en detalles sobre ellos<sup>47</sup>.

Bien, consideramos suficiente lo que hemos presentado sobre modelos de interacción suelo-estructura. No obstante, el tema podría ampliarse y profundizarse mucho más. Vayamos ahora a nuestro segundo punto, al módulo de balasto. ¿Cómo lo determinamos?:

El módulo de balasto de un suelo se determina mediante un ensayo in-situ de tipo plato de carga. La Figura 21.7 ilustra las variables del ensayo, forma de implementación y resultados. Básicamente, el ensayo consiste en aplicar carga sobre una placa de acero rígida que apoya uniformemente sobre el suelo. Durante el ensayo, se registra el asentamiento de la placa ( $y$ ), por medio de un reloj comparador digital o de aguja, para una determinada carga aplicada ( $P$ ). La carga aplicada se registra a partir de la lectura en anillos de carga calibrados o mediante celdas de carga. El ensayo comenzará con la aplicación de una carga baja, y se irá incrementando hasta alcanzar el nivel de carga y asentamiento necesario. Luego, los resultados obtenidos se presentan en un diagrama de coordenadas cartesianas. Así obtendremos la curva

---

<sup>47</sup> Poulos, H.G. and Davis, E.H. (1974). Elastic solutions for soil and rock mechanics. Centre for Geotechnical Research. University of Sydney. Australia.

representada en la Figura para  $B_1$ . El módulo de balasto surge de la relación entre “cateto opuesto” y “cateto adyacente” a partir de la traza de una “recta cuerda” para la curva obtenida. La “recta cuerda” conforma la hipotenusa de nuestro triángulo rectángulo. Ahora bien, con este ensayo tenemos dos problemas que se evidencian en la Figura.

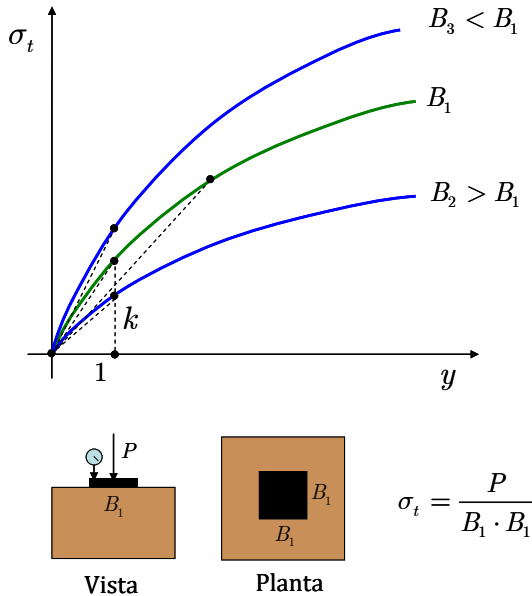


Figura 21.7: Módulo de Balasto

El módulo de balasto, para un mismo suelo, depende de dos factores:

- **Tamaño de la placa de carga:** debido a la diferencia del volumen de suelo involucrado por el “bulbo de presiones”. Esto podemos observarlo en las curvas para  $B_2$  y  $B_3$ . A medida que aumenta el tamaño de la placa, menores será los valores del módulo de balasto.
- **Nivel de presión:** debido a que el comportamiento del suelo, en realidad no es lineal, el valor del módulo de balasto dependerá del nivel de asentamiento o presión para el que se determine.

Los valores mayores de módulo de balasto los tendremos para el nivel “inicial” o de bajas deformaciones. El módulo se irá degradando al incrementar la deformación.

Estos problemas nos dejan en claro algo: “El módulo de balasto no es una propiedad del suelo” Es un parámetro que depende de la superficie cargada, el nivel de presión alcanzada y, por supuesto, también del tipo de suelo. Este aspecto diferencia claramente al módulo de balasto del módulo de elasticidad ya que, este último, no depende la superficie cargada<sup>48</sup>. El módulo de balasto también depende de la profundidad de emplazamiento de la placa de carga.

Se ha adoptado como referencia, la utilización de placas cuadradas de 30 cm de lado para la determinación del módulo de balasto. De esta manera, se obtiene una suerte de “valor estandarizado” denominado  $k_{30}$ , que es el que frecuentemente se reportan valores orientativos en la bibliografía para diferentes tipos de suelo (Tabla 21.1). Luego, para la determinación del valor en cimentaciones con diferentes tamaños y geometrías, se aplican expresiones semi-empíricas de adecuación<sup>49</sup>. Si la platea es cuadrada,

- En suelo arenoso

$$k_s = k_{30} \cdot \left( \frac{B + 0,30}{2B} \right)^2$$

- En suelo arcilloso

$$k_s = k_{30} \cdot \frac{0,30}{B}$$

---

<sup>48</sup> Rodriguez Ortiz, J.M; Serra Gesta, J. y Oteo Mazo, C. (1995). Curso aplicado de cimentaciones. Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid.

<sup>49</sup> Terzaghi, K. (1955). Evaluation of coefficients of subgrade reaction. Géotechnique. Volume 5 Issue 4, December 1955, pp. 297-326



Siendo,

$k_s$  : módulo de balasto para la losa “cuadrada” de ancho  $B$ , en (Kg/cm<sup>3</sup>)

$B$  : ancho de la losa en (m), (para una losa cuadrada,  $S = B \times B$ )

$k_{30}$  : módulo de balasto determinado en plato de carga de 30 cm (0,30 m), en (Kg/cm<sup>3</sup>)

Tabla 21.1: Valores “orientativos” de  $k_{30}$ , para suelos no saturados (Compilado de <sup>50</sup>)

Tipo de suelo	Coefficiente de Balasto $k_{30}$ (Kg/cm <sup>3</sup> )
<b>Arena suelta</b>	1,0 a 3,0
<b>Arena media</b>	3,0 a 9,0
<b>Arena densa</b>	9,0 a 20,0

Si la platea es rectangular, se aplica una segunda corrección, que nos dará, finalmente el módulo de balasto estructural,

$$k = k_s \cdot \left( \frac{1 + 0,5 \cdot \frac{B}{L}}{1,5} \right)$$

Siendo,

$k$  : módulo de balasto para la losa “rectangular”, en (Kg/cm<sup>3</sup>)

$k_s$  : módulo de balasto para la losa “cuadrada” de ancho  $B$ , en (Kg/cm<sup>3</sup>)

$B$  : ancho de la losa en (m)

$L$  : largo de la losa en (m)

Si analizamos la última expresión podemos concluir que, para una losa cuadrada, donde  $L = B$ , resulta que  $k = k_s$ . Estas correcciones son muy importantes, ya que los valores de referencia  $k_{30}$ , se reducen considerablemente al efectuar las correcciones. Tomemos, por ejemplo, una arena media densa, con  $k_{30} = 5,0$  Kg/cm<sup>3</sup>. Si la platea fuera

---

<sup>50</sup> Rodríguez Ortiz, J.M; Serra Gesta, J. y Oteo Mazo, C. (1995). Curso aplicado de cimentaciones. Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid.

rectangular, de 4,0 m por 10,0 m, tendremos un  $k_s = 0,29 \times k_{30}$ , y luego un  $k = 0,80 \times k_s$ . Entonces, el valor finalmente obtenido resultará igual a  $1,16 \text{ Kg/cm}^3$ . Por lo tanto, el valor corregido,  $k$ , es un 23% del valor obtenido en el plato de carga,  $k_{30}$ .

En la modelación estructural nosotros dispondremos resortes unidimensionales por debajo de la platea. Así, con el área tributaria sobre cada uno de ellos, y el valor de módulo de balasto estructural o corregido,  $k$ , asignaremos la rigidez individual de los resortes,

$$k_r = k \cdot (a \cdot b)$$

$k$  : módulo de balasto estructural o corregido, en  $(\text{Kg/cm}^3)$

$k_r$  : rigidez del resorte individual, en  $(\text{Kg/cm})$

$(a \cdot b)$  : área tributaria a un resorte individual, en  $(\text{cm}^2)$

Bueno, luego de haber planteado los principales modelos de interacción suelo-estructura, y el módulo de balasto, retomemos nuestro plateo del "Método flexible" para el cálculo de una platea. Consideremos entonces una viga flexible sobre apoyo elástico (Figura 21.8).

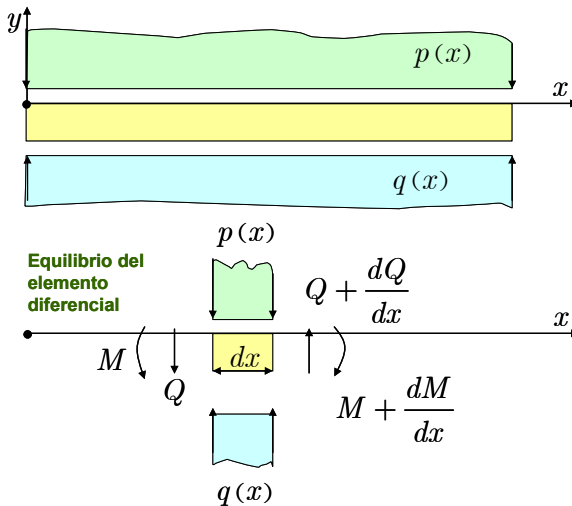


Figura 21.8: Viga flexible sobre apoyo elástico

Por equilibrio de fuerzas verticales, tenemos,

$$\frac{dQ}{dx} = q(x) - p(x)$$

Luego,

$$Q = \frac{dM}{dx}$$

$$\frac{dQ}{dx} = \frac{d^2 M}{dx^2}$$

La ecuación diferencial de la viga es,

$$M = -EI \frac{d^2 y}{dx^2}$$

$$\frac{d^2 M}{dx^2} = -EI \frac{d^4 y}{dx^4}$$

Reemplazando, tenemos,

$$-EI \frac{d^4 y}{dx^4} = q(x) - p(x)$$

En la última ecuación diferencial tenemos dos incógnitas: la deformada,  $y(x)$ , y la reacción del suelo,  $q(x)$ . Para eliminar una, vamos a recurrir al modelo de Winkler,

$$q(x) = k \cdot y(x)$$

Así,

$$p(x) - k \cdot y(x) = EI \frac{d^4 y}{dx^4}$$

$$p(x) = EI \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + k \cdot y(x)$$

La integración de esta ecuación diferencial nos permitirá encontrar la ecuación de la “deformada”  $y(x)$ . Una vez determinada la deformada, que corresponde al asentamiento de la platea, obtenemos la sollicitaciones y presiones de trabajo.

No obstante, la integración de esta ecuación diferencial es algo complejo. Se han desarrollado numerosos métodos de solución, con diferentes condiciones de carga. Estos, en general, presentan ábacos, tablas, figuras y formulaciones para abordar los problemas. Presentamos a continuación, sólo a título ilustrativo, la solución de la ecuación para una carga puntual  $P$ ,<sup>51</sup>

$$y(x) = \frac{PL^3}{8EI} e^{-\xi} (\cos(\xi) + \sin(\xi))$$

Donde,

$$\xi = \frac{x}{L} : \text{Abcisa relativa}$$

$$L = \frac{1}{\beta} = \sqrt[4]{\frac{4EI}{BK}} : \text{Longitud elástica característica}$$

No obstante, la aplicación de estas soluciones es una tarea compleja y limitada a condiciones muy particulares. En la actualidad,

---

<sup>51</sup> Rodríguez Ortiz, J.M; Serra Gesta, J. y Oteo Mazo, C. (1995). Curso aplicado de cimentaciones. Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid.

para resolver este tipo de problemas, recurrimos al Método de los Elementos Finitos, implementado en programas computacionales<sup>52</sup>.

Finalicemos este capítulo con algunos ejemplos de obras. La Figura 21.9 presenta la imagen de una platea durante su construcción, en el momento del colado de hormigón. La cimentación es para una vivienda familiar. Se observan sectores ya finalizados con las armaduras de “espera” para las columnas. En el sector central se dispone de un rebaje de la losa con el objetivo de alojar las cañerías de desagües sanitarios. La armadura está colocada en dos direcciones y en las dos caras de la losa.

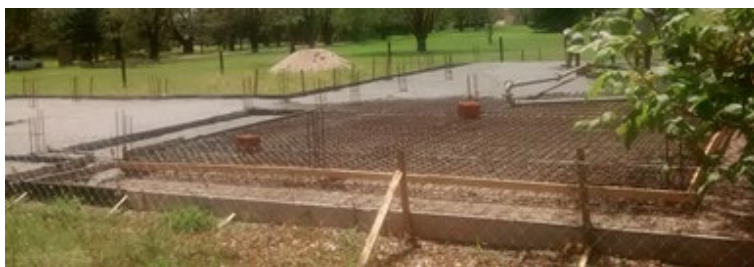


Figura 21.9: Construcción de una platea en proyecto de vivienda. Colado de hormigón

La Figura 21.10 muestra el proceso de construcción de una platea para el proyecto de una vivienda familiar. Se trata aquí de una platea de hormigón armado, apoyada sobre un paquete geoestructural o terraplén. El objetivo del terraplén es el de lograr una buena distribución de presiones en el terreno, a fin de evitar asentamientos diferenciales y/o totales no admisibles para el proyecto. Las características de los materiales a utilizar, el espesor del paquete estructural, y las especificaciones de las capas componentes (base, subbase, etc.) serán definidos por cálculo. Dependerá, principalmente, de la magnitud de las cargas y su distribución en planta. El criterio fundamental de diseño de este paquete estructural, consiste en procurar presiones de trabajo admisibles, tanto sobre el terraplén, como inducidas sobre el suelo natural.

---

<sup>52</sup> RFEM 5 (2016). Modelos espaciales calculados según el método de los elementos finitos. Descripción del programa. Dlubal Software.



(a)



(b)



(c)

Figura 21.10: Construcción de una platea en proyecto de vivienda. (a) Excavación de suelo superficial y compactación del fondo, (b) Compactación de capas de granular 0-20 y control de compactación (c) instalación de armaduras de vigas

La clave del buen desempeño de una platea que apoye sobre un terraplén, radica en el diseño, construcción y control. Se presentan a continuación algunas recomendaciones básicas:

- Retirar el suelo orgánico o rellenos heterogéneos superficiales del terreno.
- Compactar el suelo local del “fondo de la excavación” sobre el que se construirá el terraplén.
- Terraplén: se definirá el espesor del terraplén, así como las características de sus materiales. En esta estructura, se recomienda incluir capas de suelo-arena estabilizado con aglomerantes (ej. cemento), y/o de material granular (tipo 0-20), en todos los casos debidamente compactados.
- En general, para plateas de viviendas se deberá emplear un espesor mínimo de 80 cm para el terraplén compactado.
- Efectuar ensayos sobre los materiales a utilizar (Proctor, CBR, etc.) a los fines de establecer adecuadamente parámetros y propiedades para el diseño y, así, definir las especificaciones de compactación, mejoramiento y control durante la etapa constructiva.
- Se deberá efectuar un intensivo control durante la etapa constructiva (Cono de arena, DCP, etc.) a los fines de garantizar el cumplimiento en obra de las características adoptadas en la etapa de diseño.
- La presión admisible para el diseño de la platea será función del proyecto definitivo del terraplén (materiales componentes, condiciones de compactación y mejoramiento, espesores de capas y espesor total), así como del tipo de estructura, cargas, y el suelo local de apoyo de la geoestructura.

Terminamos aquí nuestro estudio sobre la platea y los sistemas de cimentaciones superficiales.

## 22. Cimentaciones Profundas. Definición y forma de trabajo

Comencemos nuestro estudio sobre este tipo de cimentación tan utilizado. Desde una mirada “geométrica”, una cimentación profunda es aquella cuya longitud es considerablemente superior al diámetro de la superficie de apoyo. También se las suele denominar cimentaciones indirectas. Pero esta designación puede referirse más a su forma de trabajo, debido a que no transfieren la carga en forma directa al suelo sobre el que apoyan.

Nos agrada, y además consideramos útil, plantear analogías de los elementos de cimentación con diferentes elementos estructurales, en virtud de que éstos ya son conocidos por nuestros lectores y, por lo tanto, facilita la interpretación. En plateas, por ejemplo, planteábamos que era “una losa” que apoyaba sobre el suelo. Propondremos ahora que una cimentación profunda es una especie de “gran columna bajo el suelo”. Es decir, una “columna subterránea”.

Existen, principalmente, dos tipos de tecnologías constructivas de cimentaciones profundas: excavadas e hincadas. En las excavadas se genera una perforación en el terreno y luego se materializa la cimentación in-situ. En las hincadas se introducen en el suelo elementos prefabricados de diversos materiales mediante equipos de penetración.

En nuestro medio, es habitual referirnos a las cimentaciones profundas como “pilotes”. Bien, veamos que dice la Real Academia Español sobre la definición de la palabra pilote. Citamos textualmente: “Pieza larga a modo de estaca, de madera, hierro u hormigón armado, que se hinca en el terreno para consolidar los cimientos de una construcción” RAE<sup>53</sup>. Claramente, la palabra pilote se refiere sólo a elementos hincados, a los que nosotros denominamos pilotes hincados. Muchos textos internacionales hacen referencia a los pilotes bajo este criterio, y asignan para las cimentaciones profundas excavadas la denominación de pozos o pilas perforadas.

Nosotros aquí, adoptaremos la denominación aceptada en nuestro medio, que también está presente en muchas fuentes

---

<sup>53</sup> RAE. Real Academia Española. Diccionario de la Lengua Española. <https://dle.rae.es/pilote>



bibliográficas nacionales e internacionales. Utilizaremos la denominación de pilote para referirnos a las cimentaciones profundas en general. Luego, en función de la tecnología constructiva mediante la que se ejecuten, hablaremos de pilotes excavados o pilotes hincados.

Hablemos de la forma de trabajo ¿Cómo transfiere la carga al suelo una cimentación profunda? Analicemos la Figura 22.1. Un pilote, generalmente, tiene una geometría cilíndrica. Luego, la transferencia de carga se realiza por dos mecanismos: (i) fricción lateral, mediante la interacción fuste y suelo en los estratos atravesados y (ii) presión por punta, mediante la interacción punta y suelo de apoyo. Podemos observar la ocurrencia de dos mecanismos claramente diferentes: fricción (deslizamiento) y presión (deformación).

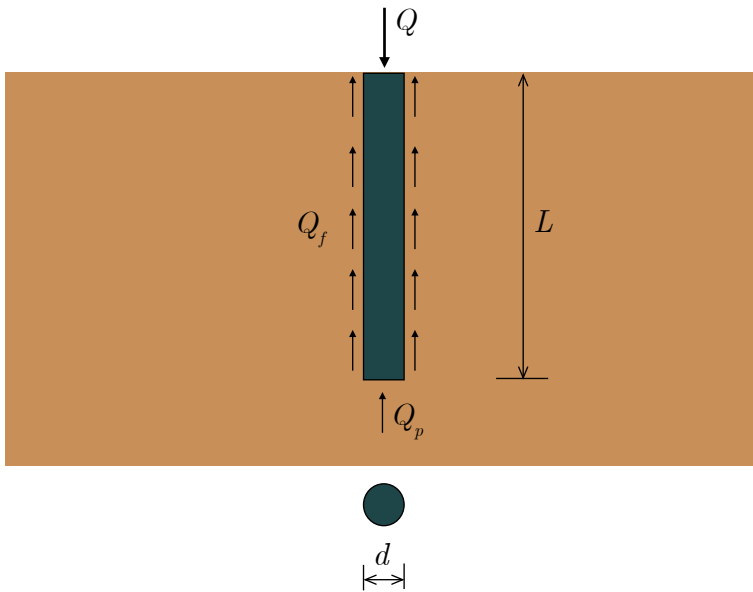


Figura 22.1: Cimentación profunda. Forma de trabajo

En situaciones extremas, podemos tener la presencia de solo uno de estos dos mecanismos. Por ejemplo, en un pilote corto donde la capacidad por fricción sea despreciable, o bien en un caso en el que el suelo de apoyo otorgue al pilote una capacidad notablemente superior a la fricción (ej.: perfil de suelo limoso blando hasta el material de

apoyo de roca sana). Aquí, el diseño estará gobernado por la punta del pilote. La capacidad por fricción del fuste será despreciable. Estaremos frente a un pilote que trabajará exclusivamente por punta (Figura 22.2 A).

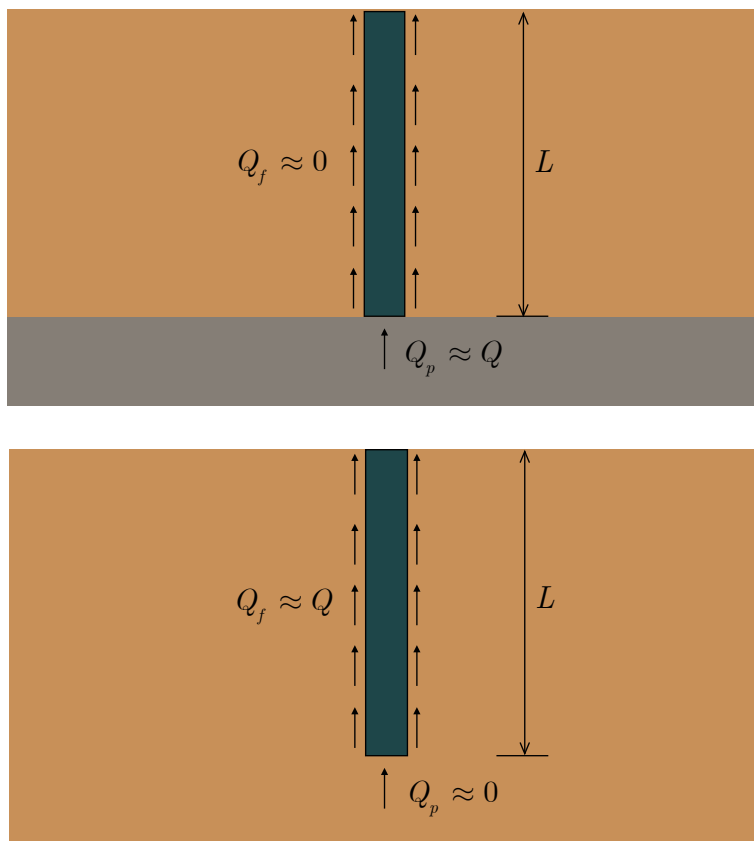


Figura 22.2: Cimentación profunda: (A) Pilote de punta, (B) Pilote flotante

Por otro lado, podemos tener un perfil geotécnico en el que no tengamos un material de apoyo claramente definido. Por ejemplo, un manto de suelo limoso medianamente compacto a blando, sin variaciones considerables en profundidad. En estos casos, la punta no tendrá una participación considerable en la capacidad del pilote y podrá ser considerada despreciable. En este caso, el diseño estará

gobernado por el fuste del pilote y, luego de adoptado un diámetro, el objetivo del cálculo será determinar la longitud necesaria para equilibrar las acciones. Frecuentemente, a esta situación se la denomina pilote flotante (Figura 22.2 B).

### 23. Cimentaciones Profundas. Transferencia de carga

Bien, nos preguntemos ahora ¿Cómo funciona esa transferencia de carga? ¿Qué ocurre con las deformaciones? Ya hemos mencionado que la transferencia de carga se realiza mediante dos mecanismos: fricción lateral y presión por punta. El desarrollo o movilización de la resistencia por fricción a lo largo del fuste requiere pequeños movimientos, en general, de unos 5 a 10 mm. Por otro lado, la resistencia por punta requiere mayores movimientos para desarrollarse, en general, comprendidos entre un 5% a 10% del diámetro del pilote. Por lo tanto, en un pilote típico de 50 cm de diámetro, hablamos de movimientos comprendidos entre 2,5 a 5,0 cm que serían necesarios para el desarrollo de la resistencia en la punta.

Cuando un pilote recibe una carga aplicada inicial, posiblemente nada de esa carga llegue a transmitirse a la punta. En este caso, puede que toda la carga sea equilibrada por fricción de un tramo parcial del pilote, medido a partir de la “cabeza” del mismo. El incremento de la carga aplicada, provocará acortamiento del pilote. El acortamiento dará inicio al desarrollo de la fricción y, así, comenzará una transmisión de carga por fricción. Si la carga aplicada se incrementa, también lo hará el acortamiento del pilote. Tendremos así, una transmisión de carga progresiva hacia la punta. Luego, si la carga aplicada continúa en incremento, llegará un momento en que la carga aplicada produzca el deslizamiento del fuste, el pilote realizará un movimiento hacia abajo y, así, la punta comenzará a recibir carga. La respuesta de la punta del pilote estará representada por un diagrama del tipo presión y asentamiento. Para ilustrar esta idea de comportamiento en la transferencia de carga, hemos seleccionado una muy buena explicación presentada por Fellenius<sup>54</sup>. Nosotros incluiremos algunos aportes propios a partir de la Figura 23.1. Allí se representa un ensayo de carga estática sobre un pilote. Si analizamos las curvas notaremos una característica particular de este elemento estructural que es la variación de carga a lo largo de su longitud. Esto se traduce en diferentes movimientos o deformaciones a lo largo del pilote. Hay zonas

---

<sup>54</sup> Fellenius, B.H. (2020). Basics of Foundation Design. Electronic Edition. British Columbia, Canada.

próximas a la cabeza del pilote cuya deformación se ubica en la zona pos-pico de la curva, mientras que en la punta del pilote apenas ha empezado a detectarse movimiento. Esto ocurre debido a la compresibilidad del pilote y la transmisión parcial de carga hacia el suelo por fricción lateral o del fuste. Notemos qué, en el gráfico de la izquierda (carga-movimiento) donde se resumen las tres curvas: cabeza del pilote, fuste y punta, todos los puntos están desalineados para el movimiento o la deformación. Es decir, el pilote, al recibir la carga, en la cabeza registrará un movimiento diferente al movimiento promedio del fuste y al movimiento de la punta. Si bien el problema está gobernado por el movimiento de la cabeza, o asentamiento, este análisis es importante para establecer la capacidad de carga del pilote.

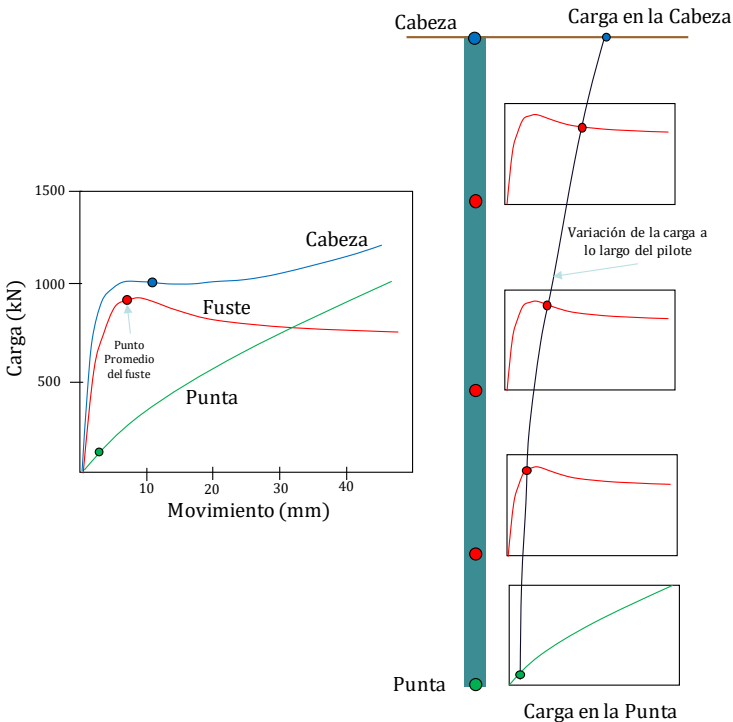


Figura 23.1: Pilote: Transferencia de carga vertical (Redibujado y adaptado a partir de<sup>55</sup>)

<sup>55</sup> Fellenius, B.H. (2020). Basics of Foundation Design. Electronic Edition. British Columbia, Canada.

## 24. Capacidad de carga vertical de un pilote

La capacidad de carga vertical de un pilote puede determinarse mediante diferentes procedimientos. A lo largo del tiempo, se han propuesto numerosos métodos para estimar la capacidad unitaria, basados en parámetros de resistencia al corte (ensayos de laboratorio), ensayos de carga (ensayo de campo sobre pilote de prueba) y ensayos de penetración dinámica (ensayos de campo). En las formulaciones están siempre presentes las características del suelo y la tecnología constructiva del pilote. Para este trabajo, hemos seleccionado algunos procedimientos que, a nuestro criterio, complementan razonablemente bien las diferentes alternativas de análisis.

En este capítulo hablaremos de la capacidad de carga geotécnica vertical. En próximos capítulos, nos centraremos en las capacidades de carga unitarias y en las verificaciones estructurales de hormigón armado. Tampoco hablaremos, por ahora, de asentamiento. El asentamiento es muy importante. Algo hemos adelantado ya en el capítulo anterior, pero lo trataremos especialmente en un capítulo aparte.

Vamos ahora al objeto de este capítulo. La capacidad de carga vertical de un pilote a compresión, la determinamos mediante la siguiente expresión,

$$Q = Q_p + Q_f$$

Siendo,

$Q$  : Capacidad de carga vertical total del pilote a compresión

$Q_p$  : Capacidad de carga por punta del pilote

$Q_f$  : Capacidad de carga por fricción del pilote

Notemos algunos aspectos sobre esta expresión. En primer lugar, no hemos incluido el peso propio del pilote. ¿Por qué? En muchos libros si se lo incluye, pero nosotros no lo haremos. Consideramos que la capacidad de carga del pilote es independiente de su peso. Entendemos

que no es el momento de incluirla. El peso propio del pilote, deberá sumarse a la carga externa, y así conformar la carga total solicitante. Esta carga total solicitante, será comparada con la capacidad de carga vertical total del pilote a los fines de verificar si el diseño geotécnico es adecuado.

En segundo lugar, no hemos indicado si la capacidad de carga es última o admisible. Bien, este tema es un poco más complicado aquí debido a la ocurrencia de dos mecanismos de transferencia de carga diferentes: fricción por fuste y presión por punta. Por lo tanto, en este capítulo haremos referencia a la capacidad de carga última de un pilote, y luego le dedicaremos un pequeño capítulo a los criterios de diseño mediante LRFD (Load and Resistance Factor Design) y ASD (*Allowable Stress Design*). Ya hemos hablado de LRFD y ASD, pero volveremos sobre este tema para aplicarlo al análisis de pilotes.

Entonces, definamos la capacidad de carga última vertical de un pilote a compresión,

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{fu}$$

Siendo,

$Q_u$  : Capacidad de carga última vertical total del pilote a compresión

$Q_{pu}$  : Capacidad de carga última por punta del pilote

$Q_{fu}$  : Capacidad de carga última por fricción del pilote

Contemplando la geometría del pilote y los valores de capacidad última unitarios, tenemos,

$$Q_u = A_p \cdot q_{pu} + \sum_{i=1}^n A_{fi} \cdot q_{fui}$$

Siendo,

$q_{pu}$  : Capacidad de carga unitaria última por punta

$q_{fui}$  : Capacidad de carga unitaria última por fricción del estrato  $i$

$A_p$  : Área de la punta del pilote

$A_{fi}$  : Área del fuste del pilote a lo largo del estrato  $i$ .

Esta expresión contempla que, un pilote, a lo largo de toda su longitud puede atravesar “ $n$ ” estratos diferentes, y la capacidad de carga última por fricción será la sumatoria de las capacidades por fricción individual de cada estrato (Figura 24.1). Por otro lado, tenemos que tener en cuenta que el diámetro de la punta del pilote, no necesariamente es igual que el diámetro del fuste. Si el pilote es cilíndrico, tendremos entonces,

$$Q_u = \frac{\pi d^2}{4} \cdot q_{pu} + \pi d \cdot \sum_{i=1}^n L_{fi} \cdot q_{fui}$$

Siendo,

$d$  : Diámetro de la punta del pilote. En este caso, igual al fuste

$L_{fi}$  : Longitud del tramo de pilote que atraviesa el estrato  $i$

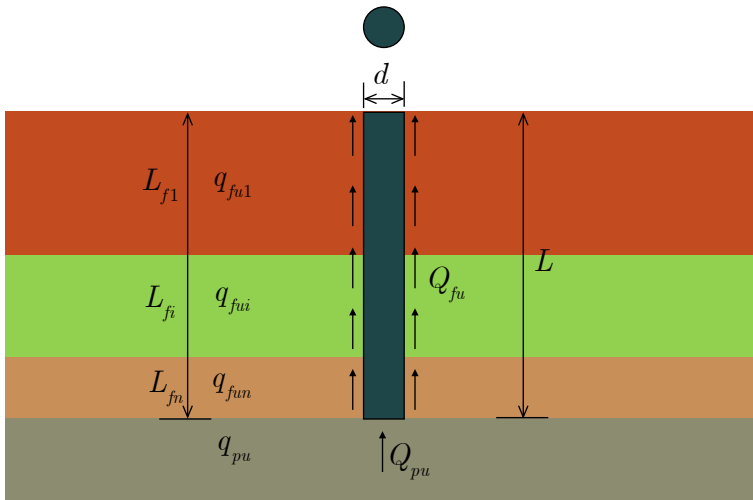


Figura 24.1: Capacidad de carga última vertical de un pilote



Como ya hemos mencionado, en pilotes excavados, el diámetro de la punta puede ser diferente al diámetro del fuste, debido al diseño y construcción de campana (Figura 24.2). Este elemento permite aprovechar mejor la capacidad de carga por punta del pilote. En este caso, la expresión resulta,

$$Q_u = \frac{\pi d_p^2}{4} \cdot q_{pu} + \pi d_f \cdot \sum_{i=1}^{n-1} L_{fi} \cdot q_{fui}$$

Siendo,

$d_p$  : Diámetro de la punta del pilote.

$d_f$  : Diámetro de fuste del pilote.

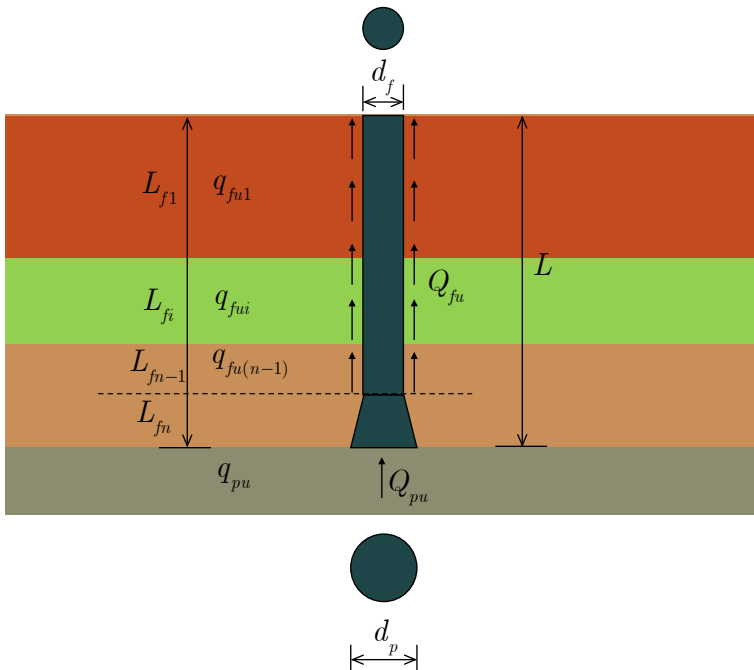


Figura 24.2: Capacidad de carga última vertical de un pilote excavado con campana

Notemos la particularidad de esta última expresión. El contador de la sumatorio llega hasta “ $n-1$ ”. ¿Por qué? Bueno, se debe a que la campana no aporta a la capacidad por fricción. Por lo tanto, en casos de pilotes con campana, tendremos un tramo final de pilote que debemos eliminar de la suma. La Figura 24.2 representa ese “estrato  $n$ ” que debemos considerar en el esquema para no incluirlo en la capacidad por fricción.

¿Un pilote siempre está sometido a cargas externas de compresión? Definitivamente no. Si bien la compresión es la sollicitación de mayor ocurrencia en los pilotes, también es posible que tengamos que tomar cargas de tracción o, incluso, cargas horizontales. Por ejemplo, en un pilote que integre un cabezal sometido a momento de vuelco, tendremos pilotes a compresión y a tracción. Para definir la capacidad a tracción existen diferentes modelos de fallas que podremos adoptar, en función de la tecnología constructiva, geometría del pilote y tipo de suelo. Definamos la capacidad de carga geotécnica última vertical de un pilote a tracción, sin campana, considerando un modelo de falla cilíndrico por fricción suelo-pilote (Figura 24.3),

$$Q_{Tu} = \pi d \cdot \sum_{i=1}^n L_{fi} \cdot q_{fui}$$

Siendo,

$Q_{Tu}$  : Capacidad de carga última vertical del pilote a tracción

$q_{fui}$  : Capacidad de carga unitaria última por fricción del estrato  $i$

$L_{fi}$  : Longitud del tramo de pilote que atraviesa el estrato  $i$

$d$  : Diámetro del pilote

Sobre esta ecuación que, básicamente contempla la capacidad del pilote por fricción, podemos realizar algunas consideraciones. El peso propio del pilote contribuirá favorablemente, por lo que reducirá el valor de la carga externa aplicada. Vale la misma consideración sobre peso propio que habíamos realizado para los pilotes a compresión sólo

que, en este caso de pilote a tracción, el peso propio del pilote reduce la carga de comparación para la verificación.

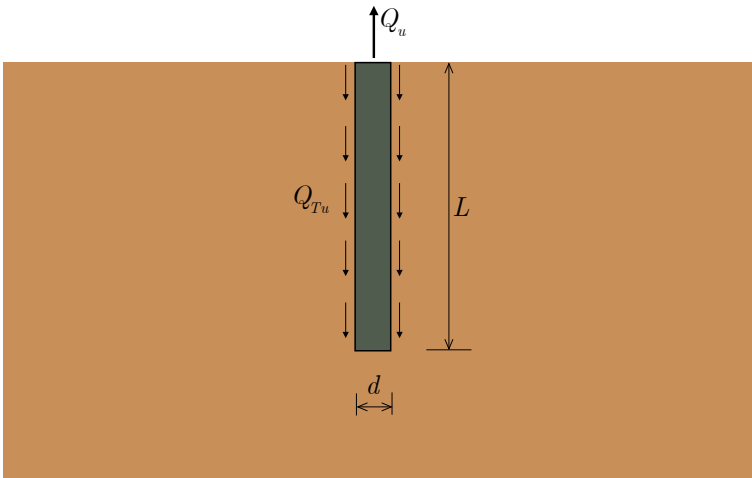


Figura 24.3: Capacidad de carga última vertical a tracción de pilote. Modelo de falla de cilindro vertical para un pilote sin campana

Si el pilote tiene campana la superficie de falla puede adoptar forma cilíndrica también, pero con el diámetro de la punta (Figura 24.4 A). Consideremos un perfil de suelo homogéneo (único estrato). En este caso, la capacidad de carga por fricción estará determinada por la resistencia al corte del suelo,

$$Q_{Tu} = \pi d_p L \cdot s$$

Siendo,

$Q_{Tu}$  : Capacidad de carga última vertical del pilote a tracción

$d_p$  : Diámetro de la punta del pilote.

$s$  : Resistencia al corte del suelo

$$s = c + \sigma' \cdot \tan(\phi)$$

$c$  : Cohesión

$\phi$  : Ángulo de fricción

$\sigma'$  : Presión efectiva normal al plano de corte

$L$  : Longitud pilote

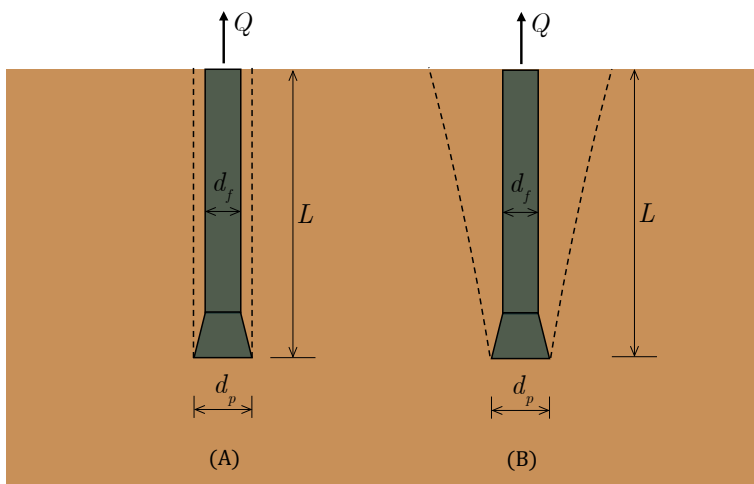


Figura 24.4: Capacidad de carga última vertical a tracción de pilote. Modelos de falla para pilote con campana (A) superficie cilíndrica (B) superficie tronco-cónica

Si el pilote es corto y posee campana, tendrá una resistencia a la tracción adicional debido a la movilización de un volumen de suelo con forma de “tronco de cono invertido” (Figura 24.4 B). En la fórmula de cálculo se aplica un “factor de desconexión” ( $B$ ) que contempla, empíricamente, la superficie de falla tronco-cónica<sup>56</sup>. La configuración de esta superficie de falla tronco-cónica tiene un límite de profundidad. En arenas, este límite se visualiza en la Tabla 24.1. La Tabla presenta los valores de “factor de desconexión” ( $B$ ) para diferentes valores de la relación entre longitud del pilote y diámetro de la punta ( $L/d_p$ ). Los valores de “ $B$ ” se presentan en columnas para diferentes valores del ángulo de fricción del suelo. En cada columna, se marca un límite para la relación ( $L/d_p$ ), denominado relación de longitud crítica ( $(L/d_p)_c$ ) a partir del cual, el valor de “ $B$ ” permanece constante. El valor límite, depende del ángulo de fricción del suelo, y determina un “escalón” de la

<sup>56</sup> Das, B.M. (2001). Principios de ingeniería de cimentaciones. Cuarta Edición. Thomson.

“escalera” de valores, que nos marcan el punto de límite o longitud crítica  $((L/d_p)_c \rightarrow L_c)$ .

Veamos ahora cómo quedaría la formulación, siempre en arenas. En primer lugar, consideremos la superficie de falla desarrollada en forma completa a lo largo de toda la longitud del pilote con campana. Esta sería la típica situación de un pilote corto, donde  $(L/d_p) \leq (L/d_p)_c$  y, por lo tanto,  $L \leq L_c$

$$Q_{tu} = B \cdot \frac{\pi d_p^2}{4} \cdot \gamma \cdot L$$

Siendo,

$Q_{tu}$  : Capacidad de carga última vertical del pilote a tracción

$B$  : Factor de desconexión. (Tabla 24.1).

$\gamma$  : Peso unitario efectivo del suelo sobre la campana.

$d_p$  : Diámetro de la punta del pilote.

$L$  : Longitud del pilote.

Tabla 24.1: Factor de desconexión ( $B$ )

$L/d_p$	Ángulo de fricción del suelo			
	30°	35°	40°	45°
1	2,1	2,3	2,9	3,9
2	3,5	4,8	6,0	8,1
3	5,2	7,7	10,0	13,0
4	$B=7,8$	11	14,0	21,0
5	$(L/d_p)_c=4$	$B=14$	21,0	31,0
6			$(L/d_p)_c=5$	28,0
7		$B=34,0$		$(L/d_p)_c=7$
8			71,0	
9	$B=90,0$	$(L/d_p)_c=9$		
10				

Luego, para el caso de un pilote largo, donde  $(L/d_p) > (L/d_p)_c$  y, por lo tanto,  $L > L_c$ , con campana y en arena, la expresión resultará de una combinación de las expresiones anteriores debido a que la superficie de falla no se extenderá hasta la superficie del suelo.

Tendremos entonces,

$$Q_{Tu} = B \cdot \frac{\pi d_p^2}{4} \cdot \gamma \cdot L + \pi d_f \cdot \int_0^{L-L_c} (\sigma' \cdot K_u \cdot \tan(\delta)) \cdot dz$$

Siendo,

$Q_{Tu}$  : Capacidad de carga última vertical del pilote a tracción

$B$  : Factor de desconexión. (Tabla 24.1).

$\gamma$  : Peso unitario efectivo del suelo sobre la campana.

$d_p$  : Diámetro de la punta del pilote.

$d_f$  : Diámetro de fuste del pilote.

$L$  : Longitud del pilote.

$L_c$  : Longitud crítica.

$K_u$  : Coeficiente igual a 0,9 (para valores de  $\phi$  entre 30° y 45°)

$\delta$  : Ángulo de fricción entre suelo y pilote,  $\delta = \frac{2}{3}\phi$

Para el diseño de pilotes a tracción con campana en arcillas el procedimiento conceptual es similar al presentado para arenas. La longitud crítica, en este caso, está ligada a la cohesión no drenada ( $c_u$ )<sup>57</sup>.

Para cerrar este capítulo, hagamos mención al impacto del peso propio del pilote en la capacidad de carga total del pilote,

$$Q_{TTu} = Q_{Tu} + PP$$

Siendo,

$Q_{TTu}$  : Capacidad de carga total última vertical del pilote a tracción.

$Q_{Tu}$  : Capacidad de carga última vertical del pilote a tracción.

---

<sup>57</sup> Das, B.M. (2001). Principios de ingeniería de cimentaciones. Cuarta Edición. Thomson.

*PP* : Peso propio del pilote.





## 25. Capacidad de carga: parámetros de resistencia al corte

### *Introducción*

La capacidad de carga de pilotes basada en parámetros de resistencia al corte constituye un enfoque ampliamente difundido en textos de geotecnia<sup>58</sup>. A lo largo del tiempo, diferentes autores han aportado variantes sobre la base de estudios teóricos y experimentales. Sin duda, es muy extensa la lista de autores que contribuyeron en esta temática. Podemos citar a Terzaghi, Vesic, Meyerhof y Janbu. Aunque la lista, sin duda, es más extensa.

La determinación de la capacidad por fricción del fuste y la capacidad por presión de la punta van por caminos bien diferenciados. Por lo tanto, vamos a desarrollar el tema con dos subtítulos. Recordemos la expresión general,

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{fu}$$

Siendo,

$Q_u$  : Capacidad de carga última vertical total del pilote a compresión

$Q_{pu}$  : Capacidad de carga última por punta del pilote

$Q_{fu}$  : Capacidad de carga última por fricción del pilote

### *Capacidad de carga unitaria ultima por fricción de fuste*

Si consideramos la componente por fricción de la expresión de capacidad de carga última de un pilote, tenemos,

$$Q_{fu} = \sum_{i=1}^n A_{fi} \cdot q_{fui}$$

---

<sup>58</sup> Das, B. M. (2001). Fundamentos de ingeniería geotécnica. Thomson Learning.

Siendo,

$Q_{fi}$  : Capacidad de carga última por fricción del pilote

$A_{fi}$  : Área del fuste del pilote a lo largo del estrato  $i$ .

$q_{fii}$  : Capacidad de carga unitaria última por fricción del estrato  $i$

Luego, si consideramos un pilote cilíndrico, calcularemos el área del fuste, también denominado área lateral, a partir del diámetro del fuste, su perímetro, y la longitud del estrato en consideración,

$$Q_{fi} = \pi d_f \cdot \sum_{i=1}^n L_{fi} \cdot q_{fii}$$

Siendo,

$d_f$  : Diámetro de fuste del pilote.

$L_{fi}$  : Longitud del tramo de pilote que atraviesa el estrato  $i$

Vayamos ahora a la determinación de la capacidad de carga unitaria última por fricción ( $q_{fi}$ ). Tenemos aquí algunos aspectos a tener en cuenta. Pasemos a mencionarlos. La capacidad por fricción está influenciada por el tipo de suelo y la interacción entre el suelo y el pilote. La forma de interacción entre suelo y pilote depende, fundamentalmente, del procedimiento constructivo. Distinguiremos aquí, básicamente, un pilote excavado de otro hincado. Luego, hay un sin número de subcategorías que también podrían contemplarse. La expresión completa para la capacidad última por fricción resulta,

$$q_{fi} = \alpha \cdot c + K \cdot \sigma_v' \cdot \tan(\delta)$$

Siendo,

$\alpha$  : Factor empírico de adhesión. Es función de la cohesión no drenada (Tabla 25.1)

$c$  : Cohesión (parámetro de resistencia al corte)

$K$  : Coeficiente de empuje del suelo

- $K = 1 - \sin(\phi) \rightarrow$  Pilote excavado
- $K = 1,5 \cdot [1 - \sin(\phi)] \rightarrow$  Pilote hincado

$\delta$ : Ángulo de rozamiento entre suelo y hormigón.  $\delta = \frac{2}{3}\phi$

$\phi$ : Ángulo de Fricción del suelo (parámetro de resistencia al corte)

$\sigma_v'$ : Presión efectiva vertical a la profundidad del punto considerado.

Si estamos analizando la capacidad de un estrato de cierto espesor, la presión efectiva se calculará al centro del estrato.

Tabla 25.1: Factor empírico de adhesión ( $\alpha$ )

$\alpha$	$c_u$ (t/m <sup>2</sup> )
1,00	4
0,75	6
0,50	10
0,25	23
0,20	30

La capacidad por fricción crece linealmente con la profundidad, hasta una profundidad que denominaremos límite. A partir de allí, la capacidad por fricción permanecerá constante. La profundidad límite ( $L_f$ ), es de aproximadamente 15 veces el diámetro del fuste (Figura 25.1),

$$L_f = 15 \cdot d_f$$

En algunos manuales, se adopta,

$$\beta = K \cdot \tan(\delta)$$

La Tabla 25.2, presenta los valores de  $\beta$  en función del tipo de suelo y método constructivo de pilote. Entonces, la capacidad última por fricción, resulta,

$$q_{fu} = \alpha \cdot c + \beta \cdot \sigma_v'$$

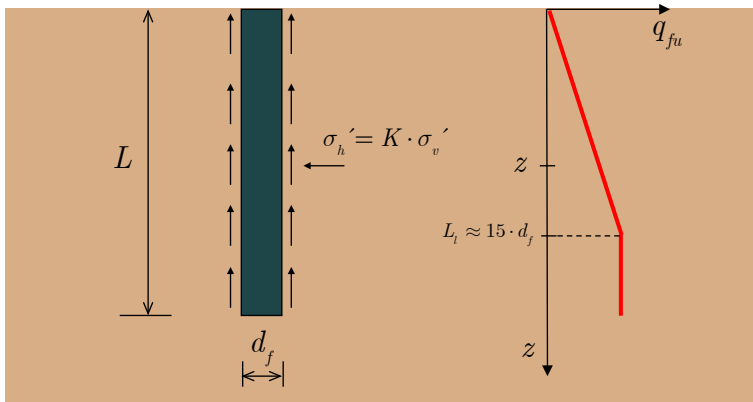


Figura 25.1: Capacidad de carga unitaria última por fricción de fuste

Tabla 25.2: Valores de referencia para el coeficiente " $\beta$ "<sup>(59)</sup>

Tipo de suelo	Pilote Hincado	Pilote excavado
Limo	0,3 - 0,5	0,2 - 0,3
Arena suelta	0,3 - 0,8	0,2 - 0,4
Arena media	0,6 - 1,0	0,3 - 0,5
Arena densa	0,8 - 1,2	0,4 - 0,6
Grava	0,8 - 1,5	0,4 - 0,7

### Capacidad de carga unitaria última por presión de punta

Si consideramos la componente por presión en la punta de la expresión de capacidad de carga última de un pilote, tenemos,

$$Q_{pu} = A_p \cdot q_{pu}$$

Siendo,

$Q_{pu}$  : Capacidad de carga última por punta del pilote

$q_{pu}$  : Capacidad de carga unitaria última por punta

$A_p$  : Área de la punta del pilote

<sup>59</sup> Canadian Geotechnical Society (2006). Canadian Foundation Engineering Manual. 4<sup>th</sup> Edition.

Luego, si consideramos un pilote cilíndrico, calcularemos el área de la punta, a partir del diámetro de la base de apoyo o punta,

$$Q_{pu} = \frac{\pi d_p^2}{4} \cdot q_{pu}$$

Siendo,

$d_p$  : Diámetro de la punta del pilote.

Vayamos ahora a la determinación de la capacidad de carga unitaria última por punta. En general, tenemos,

$$q_{pu} = c \cdot N_c + N_q \cdot \sigma_{vp}'$$

Siendo,

$\sigma_{vp}'$  : Presión efectiva vertical en la punta del pilote.

$c$  : Cohesión (parámetro de resistencia al corte).

$N_q; N_c$  : Factores de capacidad de carga.

Para suelos granulares, tenemos,

$$q_{pu} = N_q \cdot \sigma_{vp}'$$

Siendo,

$\sigma_{vp}'$  : Presión efectiva vertical en la punta del pilote.

$N_q$  : Factor de capacidad de carga

La capacidad unitaria de punta crece con la profundidad, pero no indefinidamente. La profundidad límite ( $L_l$ ), es de aproximadamente 20 veces el diámetro<sup>60</sup> ( $L_l=20 \cdot d_f$ ). Meyerhof propone un valor límite para la capacidad unitaria de la punta igual a,

---

<sup>60</sup> Rodríguez Ortiz, J.M; Serra Gesta, J. y Oteo Mazo, C. (1995). Curso aplicado de cimentaciones. Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid.

$$q_{pul} = 5 \cdot N_q \cdot \tan(\phi)$$

Siendo,

$q_{pul}$  : Capacidad de carga unitaria última límite por punta en (t/m<sup>2</sup>)

El *Canadian Foundation Engineering Manual* presenta una interesante tabla. En ésta, reporta los valores de factor de capacidad de carga,  $N_q$ , en función del tipo de suelo y tecnología constructiva del pilote (hincado y excavado) (Tabla 25.3). La Tabla 25.4 presenta factor de capacidad de carga,  $N_q$ , para suelos arenosos, en función del ángulo de fricción,  $\phi$ , y el número de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT). El factor de capacidad de carga, depende del modelo de rotura adoptado para el desarrollo de la formulación. Así, diferentes autores han obtenido diferentes valores en función del ángulo de Fricción del suelo,  $\phi$  (Tablas 25.5 y 25.6).

Para terminar el capítulo, presentemos algunas consideraciones prácticas y conceptuales:

En primer lugar, podemos notar que la estimación de la capacidad de carga será función del método empleado. Pero, ¿Obtendremos una capacidad de carga diferente para cada método? Sí, es así. Ahora, ¿Cuál es la correcta?, ¿Hay una correcta? Bueno, intentemos responder, al menos en parte, estas preguntas. Los métodos de cálculo parten de una hipótesis principal: la geometría de la superficie de falla. Por lo tanto, es esperable que al considerar diferentes superficies de falla obtengamos diferentes resultados. Pero entonces, ¿Cuál es la superficie de falla que mejor representa mi problema? Bueno, aquí interviene la experticia en geotecnia estructural. La estrategia del proyectista radica en adoptar la solución general que mejor represente la situación particular.

En segundo lugar, recordemos lo que ya hemos hablado sobre las deformaciones: *“El desarrollo o movilización de la resistencia por fricción a lo largo del fuste requiere pequeños movimientos, en general,*

de unos 5 a 10 mm, mientras que la resistencia por punta requiere mayores movimientos para desarrollarse, en general, comprendidos entre un 5% a 10% del diámetro del pilote”. Entonces, el asentamiento necesario para el desarrollo de la superficie de falla de la punta será mayor del que la estructura puede admitir. Es por esto que se aplicará un factor de seguridad desacoplado entre la capacidad última de la punta y la capacidad última de fricción.

En tercer lugar, y ya para terminar, insistimos: “el diseño de cimentaciones está gobernado por los *asentamientos*”. En los próximos capítulos veremos otras metodologías de estimación de capacidad de carga y estudiaremos como incluir un análisis de asentamiento en el diseño de pilotes. Estamos solo en el comienzo del tema.

Tabla 25.3: Valores de referencia<sup>61</sup> para el factor de capacidad de carga “ $N_q$ ”

Tipo de suelo	Pilote Hincado	Pilote excavado
Limo	20-40	10-30
Arena suelta	30-80	20-30
Arena media	50-120	30-60
Arena densa	100-120	50-100
Grava	150-300	80-150

Tabla 25.4: Valores de referencia<sup>62</sup> para el factor de capacidad de carga “ $N_q$ ” en arenas

Estado	Muy suelta	Suelta	Media	Densa	Muy densa
$N_{SPT}$	0 - 4	4 - 10	10 - 30	30 - 50	>50
$\phi$	28°	30°	33°	36°	40°
$N_q$	20	30	70	90	150

Tabla 25.5: Valores de referencia<sup>63</sup> para el factor de capacidad de carga “ $N_q$ ”; “ $N_c$ ”

	Terzaghi I	Vesic I	Meyerhof
--	------------	---------	----------

<sup>61</sup> Canadian Geotechnical Society (2006). Canadian Foundation Engineering Manual. 4<sup>th</sup> Edition.

<sup>62</sup> Rodriguez Ortiz, J.M; Serra Gesta, J. y Oteo Mazo, C. (1995). Curso aplicado de cimentaciones. Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid.

<sup>63</sup> Das, B.M. (2001). Principios de ingeniería de cimentaciones. Cuarta Edición. Thomson.

$\phi$	$N_q$	$N_c$	$N_q$	$N_c$	$N_q$	$N_c$
0	1,00	5,70	1,00	5,14	1,0	9,0
5	1,64	7,34	1,57	6,49	1,8	11,0
10	2,69	9,61	2,47	8,35	2,9	14,0
15	4,45	12,86	3,94	10,98	6,2	20,0
20	7,44	17,69	6,40	14,83	11,0	28,0
25	12,72	25,13	10,66	20,72	22,0	50,0
30	22,46	37,16	18,40	30,14	55,0	100,0
35	41,44	57,75	33,30	46,12	110,0	180,0
40	81,27	95,66	64,20	75,31	310,0	400,0
45	173,28	172,28	134,88	133,88	850,0	850,0
50	415,14	347,50	319,07	266,89	---	---
Superficies de falla						

Nota:

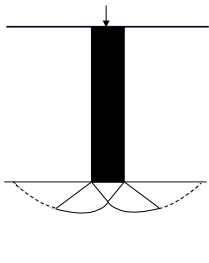
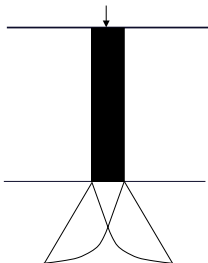
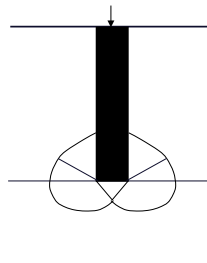
**Terzaghi I:** Falla General por Corte

**Vesic I:** Toma de base superficie de Terzaghi pero corrige el ángulo de inclinación del "triángulo" de falla bajo la zapata.

**Meyerhof:** Los valores se estiman de un gráfico semi-logarítmico



Tabla 25.6: Valores de referencia<sup>64</sup> para el factor de capacidad de carga " $N_q$ "; " $N_c$ "

$\phi$	Terzaghi II		Vesic II		Janbu	
	$N_q$	$N_c$	$N_q$	$N_c$	$N_q$	$N_c$
0	1,00	5,70	---	---	1,0	5,7
5	1,39	6,74	---	---	1,5	6,0
10	1,94	8,02	---	---	2,2	7,0
15	2,73	9,67	---	---	3,0	9,0
20	3,88	11,85	---	---	5,2	11,0
25	5,60	14,80	15,0	30,0	8,0	14,0
30	8,31	18,99	28,0	46,7	13,5	21,0
35	12,75	25,18	58,0	81,4	21,0	30,0
40	20,50	34,87	120,0	141,8	41,0	48,0
45	35,11	51,17	350,0	349,0	80,0	78,0
50	65,60	81,31	---	---		
Superficies de falla						
	<p><b>Nota:</b>  <b>Terzaghi II:</b> Falla Local por Corte  <b>Vesic II:</b> Los valores de <math>N_q</math> se estiman de un gráfico semi-logarítmico. Los valores de <math>N_c</math> se calculan con la ecuación: <math>N_c = (N_q - 1)\cot(\phi)</math>  <b>Janbu:</b> Los valores de se estiman de un gráfico semi-logarítmico sobre la curva menor, de ángulo <math>\eta = 75^\circ</math></p>					

<sup>64</sup> Das, B.M. (2001). Principios de ingeniería de cimentaciones. Cuarta Edición. Thomson.



## 26. Capacidad de carga: ensayos de penetración dinámica

Los ensayos de penetración dinámica nos suministran información básica y de gran utilidad para la caracterización geotécnica. Combinado con otras pruebas de identificación de los suelos atravesados por el sondeo, es posible establecer los estratos y trazar gráficos del perfil geotécnico. Se han desarrollado métodos empíricos para estimar las capacidades de carga unitarias de punta y fuste de un pilote, a partir de los resultados de ensayos de penetración dinámica estándar (SPT). En particular, adoptaremos aquí el método de Decourt, descrito en el *Canadian Foundation Engineering Manual* <sup>65</sup>, pero con algunas adecuaciones propias. Por ejemplo, ajustaremos los coeficientes para obtener resultados en toneladas. Entonces, la capacidad de carga unitaria última por punta, en función del número de penetración estándar del ensayo SPT, resulta,

$$q_{pu} = K \cdot N$$

Siendo,

$q_{pu}$  : Capacidad de carga unitaria última por punta, en (t/m<sup>2</sup>)

$K$  : Coeficiente de punta, función del tipo de suelo y método constructivo del pilote (Tabla 26.1)

$N$  : Número de golpes promedio de SPT bajo la punta del pilote. Este promedio se considera desde el plano de apoyo de la punta y se extiende hasta una cierta profundidad. Habitualmente, esta profundidad se adopta igual a 2 veces el diámetro de la punta del pilote.

Tabla 26.1: Coeficiente de punta ( $K$ ) (para unidades: t/m<sup>2</sup>)

Tipo de suelo	Pilote Hincado	Pilote excavado
Arena	32	16
Arena limosa	20	11
Arcilla limosa	16	10
Arcilla	10	8

---

<sup>65</sup> Canadian Geotechnical Society (2006). Canadian Foundation Engineering Manual. 4<sup>th</sup> Edition.

Por otro lado, la capacidad de carga unitaria última por fricción en función del número de penetración estándar del ensayo SPT, resulta,

$$q_{fi} = \alpha \cdot (0,28 \cdot N + 1)$$

$q_{fi}$  : Capacidad de carga unitaria última por fuste, en (t/m<sup>2</sup>)

$\alpha$  : Coeficiente de fuste, función del tipo de suelo y método constructivo del pilote (Tabla 26.2)

$N$  : Número de golpes promedio de SPT a lo largo del fuste del pilote.

La capacidad de carga unitaria última por fuste, se determinará a lo largo de cada estrato de suelo que atraviese el pilote. Así, se calculará el número de golpes promedio del estrato atravesado por el pilote, y se determinará la capacidad unitaria última del pilote para ese tramo. A lo largo del pilote, los tramos estarán diferenciados por cambio en el tipo de suelo y/o en el valor del número de golpes de penetración.

Tabla 26.2: Coeficiente de fuste (  $\alpha$  )

Tipo de suelo	Pilote Hincado	Pilote excavado
Arena	1,0	0,5
Arena limosa	1,0	0,6
Arcilla limosa	1,0	0,8
Arcilla	1,0	1,0

Si se determina la capacidad de carga unitaria última por punta, a partir de los números de golpes de penetración estándar, deberá emplearse un factor de seguridad mínimo de 4,0 para determinar la capacidad de carga unitaria admisible por punta. Pero no nos adelantemos, en un próximo capítulo abordaremos el tema de las capacidades admisibles.

## 27. Capacidad de carga: criterios de verificación

Para determinar la capacidad de carga admisible de trabajo de un pilote, a partir de la capacidad de carga última, pueden seguirse dos criterios<sup>66,67</sup>. En cualquiera de estos dos criterios, estaremos dentro de un análisis de diseño por presiones admisibles (ASD). El primer criterio adopta un Factor de Seguridad único, global. Así, la formulación resulta,

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{FS}$$

También,

$$Q_{adm} = \frac{Q_{pu} + Q_{fu}}{FS}$$

Siendo,

$Q_{adm}$  : Capacidad de carga admisible vertical total del pilote a compresión

$Q_u$  : Capacidad de carga última vertical total del pilote a compresión

$Q_{pu}$  : Capacidad de carga última por punta del pilote

$Q_{fu}$  : Capacidad de carga última por fricción del pilote

$FS$  : Factor de Seguridad

- Si  $Q_u$  fue obtenida de parámetros de resistencia →  $FS = 3$
- Si  $Q_u$  fue obtenida de ensayos de penetración →  $FS = 4$

---

<sup>66</sup> Rodriguez Ortiz, J.M; Serra Gesta, J. y Oteo Mazo, C. (1995). Curso aplicado de cimentaciones. Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid.

<sup>67</sup> Murthy, V. (2007). Advanced Foundation Engineering. CBS Publishers & Distributions. New Delhi, India.

El segundo criterio propone la utilización de Factores de Seguridad parciales, desacoplados, diferentes para fuste y punta. De esta manera, la formulación resulta,

$$Q_{adm} = \frac{Q_{pu}}{FSP} + \frac{Q_{fu}}{FSF}$$

Siendo,

$Q_{adm}$  : Capacidad de carga admisible vertical total del pilote a compresión

$Q_{pu}$  : Capacidad de carga última por punta del pilote

$Q_{fu}$  : Capacidad de carga última por fricción del pilote

$FSP$  : Factor de Seguridad por Punta

- Si  $Q_{pu}$  fue obtenida de parámetros de resistencia  $\rightarrow FSP = 3$
- Si  $Q_{pu}$  fue obtenida de ensayos de penetración  $\rightarrow FSP = 4$

$FSF$  : Factor de Seguridad por Fricción

- Si  $Q_{fu}$  fue obtenida de parámetros de resistencia  $\rightarrow FSF = 1,5$
- Si  $Q_{fu}$  fue obtenida de ensayos de penetración  $\rightarrow FSF = 2,0$

Para pilotes sometidos a tracción, puede aceptarse,

$$Q_{Tadm} = \frac{Q_{Tu}}{FS}$$

Siendo,

$Q_{Tadm}$  : Capacidad de carga admisible vertical total del pilote a tracción

$Q_{Tu}$  : Capacidad de carga última vertical total del pilote a tracción

$FS$  : Factor de Seguridad a tracción. En general,  $FS = 3$

Otro enfoque, sería pensar en un diseño por carga y factor de resistencia (LRFD)<sup>68</sup>. Aquí, las cargas de diseño se mayoran (con factores mayores a uno) y las resistencias de diseño últimas se minoran (con factores menores a uno) multiplicando carga y resistencia por los respectivos factores. Este enfoque, si bien es el que adoptamos para el diseño estructural en la verificación de hormigón armado, no es lo que habitualmente empleamos en la verificación y diseño geotécnico. Bajo este esquema, el planteo sería,

$$\Phi \cdot Q_u \geq \sum_{i=1}^n f_i \cdot P_i$$

Siendo,

$\Phi \cdot Q_u$  : Resistencia geotécnica factoreada

$\Phi$  : Factor de resistencia (Tabla 27.1)

$Q_u$  : Capacidad de carga última

$\sum_{i=1}^n f_i \cdot P_i$  : Combinación de cargas mayoradas

$f_i$  : Factor de carga para un tipo de carga particular

$P_i$  : Tipo de carga específica (Peso propio,  $D$ , Sobrecarga,  $L$ , etc.)

Tabla 27.1: Factor de Resistencia <sup>69</sup>

Descripción	$\Phi$
Zapata a carga vertical	0,5
Zapata a carga horizontal (deslizamiento)	0,8
Pilote a compresión (ensayos de campo y laboratorio)	0,4
Pilote a compresión (ensayo de carga)	0,6
Pilote a tracción (ensayos de campo y laboratorio)	0,3
Pilote a tracción (ensayo de carga)	0,4
Pilote a carga lateral	0,5

<sup>68</sup> Canadian Geotechnical Society (2006). Canadian Foundation Engineering Manual. 4<sup>th</sup> Edition.

<sup>69</sup> Canadian Geotechnical Society (2006). Canadian Foundation Engineering Manual. 4<sup>th</sup> Edition.





## 28. Capacidad de carga a partir de fórmulas dinámicas

Las fórmulas dinámicas son expresiones que se desarrollaron para establecer la capacidad de carga de pilotes hincados, en función de la resistencia a la penetración ofrecida por el suelo durante el proceso de instalación. Estas formulaciones se plantean a partir de relaciones energéticas básicas<sup>70</sup>,

$$W_m \cdot H = Q_u \cdot s$$

Siendo,

$Q_u$  : Capacidad de carga última del pilote a la penetración

$s$  : Penetración del pilote para un golpe

$W_m$  : Peso del martillo de golpeo

$H$  : Altura de caída del martillo de golpeo

En particular, presentaremos una de estas expresiones, la de ENR (*Engineering News Record*),

$$Q_u = \frac{W_m \cdot H}{s + C}$$

Siendo,

$C$  : Constante empírica (2,5 cm para martillos de caída libre)

Revisiones posteriores incluyeron en la expresión la eficiencia del martillo y efectos propios del golpeo. La expresión del ENR modificada, es<sup>71</sup>,

---

<sup>70</sup> Murthy, V. (2007). *Advanced Foundation Engineering*. CBS Publishers & Distributions. New Delhi, India.

<sup>71</sup> Das, B.M. (2001). *Principios de ingeniería de cimentaciones*. Cuarta Edición. Thomson.

$$Q_u = \frac{E \cdot W_m \cdot H}{s + C} \cdot \frac{W_m + n^2 \cdot W_p}{W_m + W_p}$$

Siendo,

$E$  : Eficiencia del martillo (0,7 a 0,9)

$W_p$  : Peso del pilote

$n$  : Coeficiente de restitución (0,2 a 0,5)

A partir de estas expresiones se puede establecer la capacidad de carga admisible de pilotes hincados,

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{FS}$$

Siendo,

$Q_{adm}$  : Capacidad de carga admisible del pilote hincado

$FS$  : Factor de seguridad (  $FS = 6$  )

Puede notarse que el Factor de Seguridad es considerablemente elevado ( $\approx 6$ ) lo cual se debe a las incertidumbres asociadas. En particular podemos destacar los siguientes comentarios generales sobre las formulaciones dinámicas, tomados e interpretados de la referencia <sup>72</sup>;

- La resistencia dinámica del suelo no representa de manera directa la resistencia estática.
- Las formulaciones pueden resultar más confiables en suelos arenosos gruesos con alta capacidad de drenaje de agua.
- En caso de arenas finas, o limos saturados, existe la posibilidad de que el hincado del pilote desarrolle licuación. En este caso,

---

<sup>72</sup> Murthy, V. (2007). Advanced Foundation Engineering. CBS Publishers & Distributions. New Delhi, India.

la expresión dinámica arrojará un valor de capacidad de carga inferior al esperado para condiciones estáticas.

- En suelos cohesivos no se recomienda utilizar este tipo de formulaciones. Aquí, ocurren dos fenómenos contrapuestos a consecuencia de la hincada del pilote: por un lado, la resistencia al hincado crece como consecuencia de un súbito incremento de la presión del agua de poros. Para interpretar esto, pensemos en una analogía muy sencilla. Imaginemos un balde con agua en donde nosotros vamos a introducir la palma de la mano: si introducimos la palma de la mano lentamente, el agua no ofrece resistencia alguna, mientras que, si intentamos hacerlo de un golpe, ahí sí tendremos resistencia. La “viscosidad” del suelo tiende a producir una resistencia aparente, que no estará presente en condiciones estáticas, sino sólo frente a la dinámica del impacto. Por otro lado, tendrá lugar una reducción de la fricción entre suelo y pilote, como consecuencia del incremento de la presión de poros. Estos efectos opuestos de la hincada, hacen muy difícil la interpretación de los resultados para estimar una capacidad de carga estática.

Planteos de consideraciones energéticas en procedimientos dinámicos de hincado, también pueden aplicarse a la interpretación de ensayos de penetración dinámica continua (Tipo DPL o DPSH) para la obtención de expresiones de resistencia dinámica y, a partir de ella, la estimación de la capacidad de carga estática para pilotes hincados o excavados<sup>73,74</sup>. La resistencia dinámica resulta,

$$q_{du} = \frac{W_m^2 \cdot H}{s \cdot (W_m + W_b) \cdot A}$$

---

<sup>73</sup> Martínez Girón, A.; Sánchez, D.; Orbezo Parrao, D. y Fernández Vélez, M. (2014). Los ensayos “in-situ” de penetración dinámica continua y su utilización en México. XXVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica.

<sup>74</sup> Arrúa, P.; Aiassa, P. y Eberhardt, P. (2016). Ensayo de penetración dinámica liviana (PDL) en la ejecución de estudio de suelo para cimentaciones. XXIII Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Santa Fe, Argentina.

Siendo,

$q_{du}$  : Capacidad de carga última dinámica unitaria

$s$  : Penetración de la punta, en “cm”, para un golpe

$W_m$  : Peso del martillo de golpeo

$H$  : Altura de caída del martillo de golpeo, en “cm”

$W_b$  : Peso de las barras de hincado + yunque.

$A$  : Área proyectada de la punta del cono de penetración.

A partir de la resistencia dinámica, podemos obtener la resistencia estática mediante la correlación de Buisson, con el ensayo de cono estático (CPT),

$$q_{eu} = \eta \cdot q_{du}$$

Siendo,

$q_{du}$  : Capacidad de carga última dinámica unitaria

$q_{eu}$  : Capacidad de carga última estática unitaria

$\eta$  : Factor de correlación (Tabla 28.1)

Tabla 28.1: Factor de correlación entre resistencia dinámica y estática

Tipo de suelo	$\eta$
Muy blandos	0,3
Arcillas	0,5
Arenas	0,7
Gravas	1,0

Finalmente, puede estimarse la capacidad de carga admisible, a partir de,

$$q_{adm} = \frac{q_{eu}}{FS}$$

Siendo,

$q_{adm}$  : Capacidad de carga admisible estática unitaria

$FS$  : Factor de seguridad

Así, podemos resumir la expresión como sigue,

$$q_{padm} = \frac{\eta \cdot q_{du}}{FS}$$

Siendo,

$q_{padm}$  : Capacidad de carga unitaria admisible por punta

Pilote hincado →  $\eta = 1$  ;  $FS = 6$  a  $FS = 12$

Pilote excavado →  $\eta = 0,3$  a  $\eta = 1,0$  ;  $FS = 20$  a  $FS = 30$



## 29. Ensayo de carga para estimar asentamiento en pilotes

La ejecución de ensayos de carga sobre pilotes de prueba es la mejor manera de estimar asentamientos para diseñar los pilotes de un proyecto. Los pilotes de prueba se construyen a escala real y se instalan en algún sector próximo al emplazamiento del proyecto. De esta forma, se busca que los resultados sean representativos. El ensayo consiste en aplicar una carga inicial y registrar el desplazamiento de la cabeza del pilote. Luego, se incrementa la carga de manera secuencial y progresiva, registrando el desplazamiento de la cabeza del pilote para cada carga aplicada. En general, existirán tiempos a respetar entre saltos de carga, así como la magnitud de estos incrementos. Se debe alcanzar una carga máxima de ensayo superior a la carga máxima de trabajo esperada para los pilotes del proyecto. Finalmente, con los resultados, se podrá construir una curva carga-asentamiento que representará el comportamiento del pilote a escala real, con los niveles de carga estimados por el cálculo de estructura, y en el sitio propio del proyecto (Figura 29.1). Existen normativas que especifican este procedimiento de ensayo (Ej. ASTM D 1143 <sup>75</sup>).

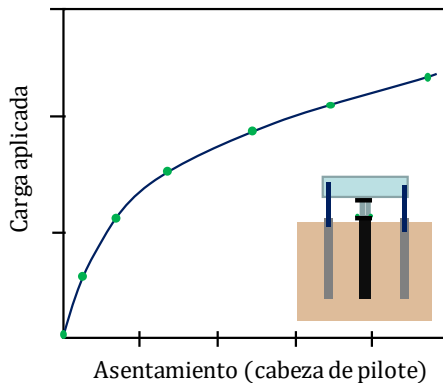


Figura 29.1: Resultado típico de un ensayo de carga sobre un pilote

Cabe aclarar que éste no es un ensayo sencillo de realizar. Requiere de dispositivos hidráulicos para aplicar cargas, celdas de

<sup>75</sup> ASTM D 1143. Standard Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load

carga para registrar la carga aplicada, comparadores para registrar desplazamiento, y elementos de reacción para equilibrar la carga aplicada al pilote. Los elementos de reacción suelen ser una parte complicada de este ensayo, debido a que deben transferir de manera segura cargas muy elevadas. Habitualmente, se constituyen mediante una viga metálica de reacción que descargará, en sus dos extremos, sobre pilotes “de sacrificio” contruidos y diseñados para trabajar a tracción durante el ensayo.



### 30. Curva de asentamiento

La curva carga-asentamiento de un pilote, puede representarse a partir de un conjunto de formulaciones presentadas por Coduto<sup>76</sup>, adaptado de las propuestas por Fellenius. El modelo desacopla el asentamiento puro de la compresibilidad del pilote. Así, tendremos,

$$s_t = s + s_c$$

Siendo,

$s_t$  : Asentamiento total (medido en la cabeza del pilote)

$s$  : Asentamiento del pilote debido a las cargas

$s_c$  : Asentamiento en la cabeza del pilote por compresión elástica (acortamiento) del elemento estructural.

Para la punta, tenemos

$$\frac{q_{pm}}{q_{pu}} = \left( \frac{s}{s_{pu}} \right)^g$$

Siendo,

$q_{pu}$  : Capacidad de carga unitaria última por punta

$q_{pm}$  : Capacidad de carga unitaria movilizada por la punta

$s_{pu}$  : Asentamiento requerido para movilizar la capacidad última por punta.

Para la punta  $\rightarrow s_{pu} = 10\% \cdot \frac{d_p}{100}$

$d_p$  : Diámetro de la punta del pilote.

---

<sup>76</sup> Coduto, D.P. (2001). Foundation Design: Principles and Practices. Second Edition, Prentice Hall.

$s$  : Asentamiento

$g$  : Coeficiente

Suelos Arcillosos  $\rightarrow g = 0,5$  Suelos Arenoso  $\rightarrow g = 1,0$

Para el fuste, tenemos

$$\frac{q_{fm}}{q_{fu}} = \left( \frac{s}{s_{fu}} \right)^h \leq 1,0$$

Siendo,

$q_{fu}$  : Capacidad de carga unitaria última por fricción

$q_{fm}$  : Capacidad de carga unitaria movilizada por la fricción

$s_{fu}$  : Asentamiento requerido para movilizar la capacidad última por fricción.

Para el fuste  $\rightarrow s_{fu} = 10 \text{ mm}$

$s$  : Asentamiento

$h$  : Coeficiente (0,02 – 0,50)

La compresión elástica del pilote resulta,

$$s_c = \frac{P \cdot z}{A_f \cdot E}$$

Siendo,

$A_f$  : Área de la sección transversal del fuste del pilote

$A_p$  : Área de la punta del pilote

$A_{f-lat}$  : Área de la superficie lateral del fuste del pilote

$s_c$  : Asentamiento en la cabeza del pilote por compresión elástica (acortamiento) del elemento estructural.

$E$  : Módulo de elasticidad del pilote

Para pilote de hormigón armado  $\rightarrow E = 4700 \cdot \sqrt{f'_c}$  (MPa)

$P$  : Carga vertical sobre el pilote

$z$  : Profundidad del centro de resistencia del pilote (Se acepta igual a  $0,75D$ )

$D$ : Profundidad de apoyo del pilote

En síntesis, las 3 ecuaciones deben utilizarse en forma combinada, para desarrollar de manera aproximada la curva de respuesta carga-asentamiento de un pilote:

$$\left[ \begin{array}{l} \frac{q_{pm}}{q_{pu}} = \left( \frac{s}{s_{pu}} \right)^g \\ \frac{q_{fm}}{q_{fu}} = \left( \frac{s}{s_{fu}} \right)^h \leq 1,0 \\ s_c = \frac{P \cdot z}{A_f \cdot E} \end{array} \right.$$

¿Cómo funciona? Bueno, hagamos un “paso a paso” que nos ayude a interpretar el método. La Figura 30.1 presenta una sinopsis del procedimiento a través del cual, en 7 pasos, generamos un punto de la curva de asentamiento. Luego, repetimos la secuencia tantas veces como consideremos necesario, adoptando valores que cubran el dominio de la curva. Cuando la curva está representada por los puntos discretos calculados, podemos formular una función continua de aproximación y, así, trabajar sobre la misma de una manera más sencilla y directa,

$$P = f(s_t)$$

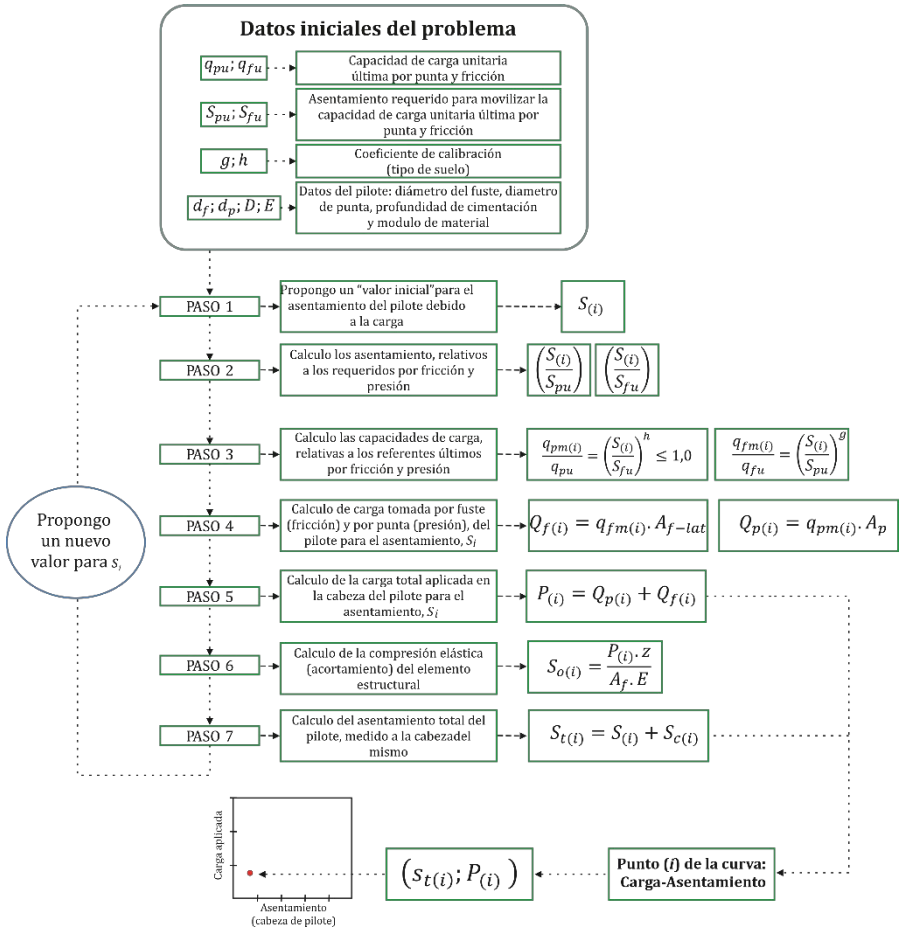


Figura 30.1: Sinopsis del procedimiento para construir la curva carga-asentamiento de un pilote a carga vertical

### 31. Asentamiento: Método de O'Neill y Reese

A partir de estudios experimentales, O'Neill y Reese desarrollaron un método para calcular asentamientos en pilotes mediante el uso de gráficos adimensionales. Nuestra presentación del tema seguirá el tratado realizado por Coduto<sup>77</sup> y Das<sup>78</sup>, con algunas adaptaciones propias. El estudio se realizó mediante ensayos de carga sobre pilotes a escala real. En función de las condiciones bajo las que se realizaron las mediciones, se establecieron límites de validez para la aplicación de este método. Son los siguientes,

- Pilotes Excavados
- Diámetros de fuste comprendidos entre 50 y 120 cm.
- Profundidad de apoyo del pilote entre 5 y 30 m.
- Resistencia a penetración estándar en campo ( $N_{spt}$ ) comprendido entre 5 y 60 golpes.

El método presenta 4 gráficos. De éstos, 2 son para suelos cohesivos, y los otros 2 son para suelos sin cohesión. Luego, en cada par de gráficos para cada tipo de suelo, un gráfico es para determinar la transferencia de carga lateral al fuste, y el otro para determinar la transferencia de carga a la base o punta del pilote. Los gráficos adimensionales presentan la curva carga-asentamiento en cada caso, representada por una curva media y dos curvas envolventes en función del rango de posible variación. En el eje horizontal, la variable es el asentamiento relativo al diámetro de la punta o fuste, según corresponda. En el eje vertical, la variable corresponde a la relación entre la transferencia de carga y la capacidad de carga última, de punta o fuste según corresponda. Las Figuras 31.2 y 31.3 presentan los gráficos para los suelos cohesivos. Las Figuras 31.4 y 31.5 presentan los gráficos para los suelos sin cohesión. La Figura 31.1 presenta una sinopsis del funcionamiento del método para calcular asentamiento en un pilote a carga vertical.

---

<sup>77</sup> Coduto, D.P. (2001). Foundation Design: Principles and Practices. Second Edition, Prentice Hall.

<sup>78</sup> Das, B.M. (2001). Principios de ingeniería de cimentaciones. Cuarta Edición. Thomson.

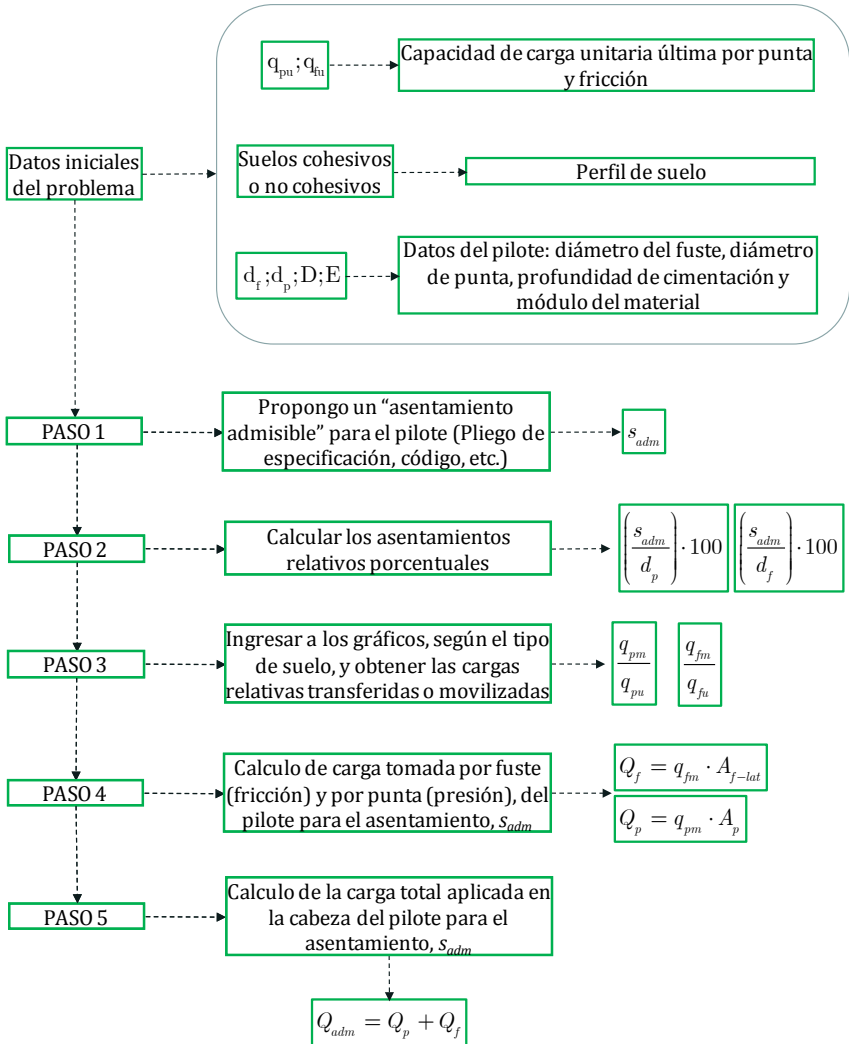


Figura 31.1: Sinopsis del procedimiento para el método de O'Neill y Reese para calcular asentamiento de un pilote a carga vertical

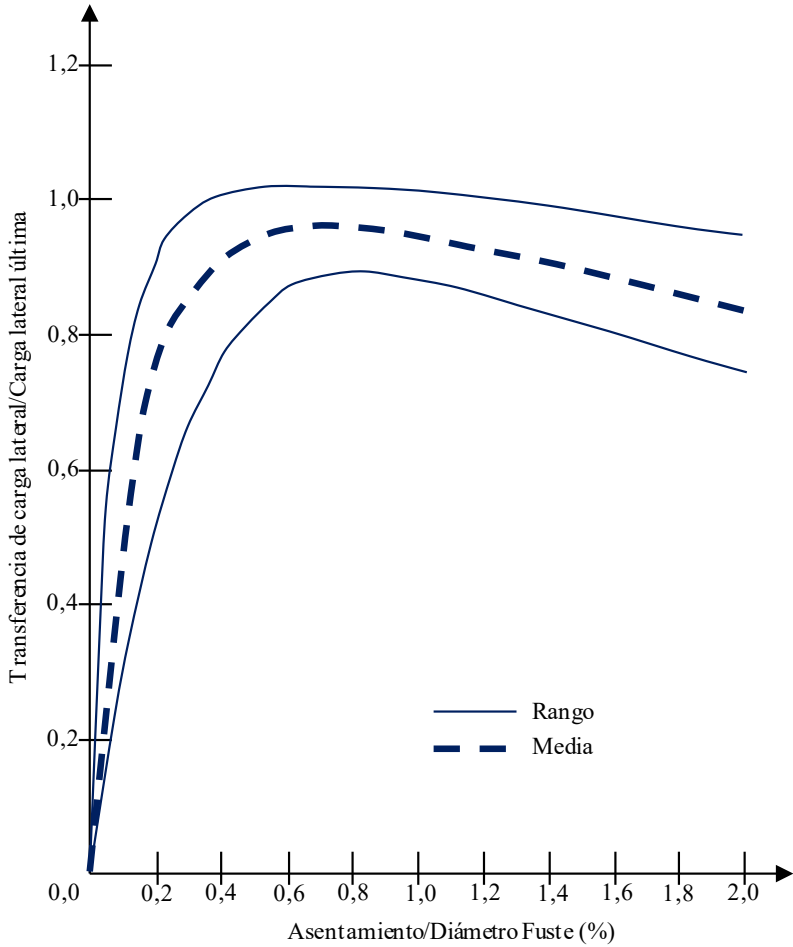
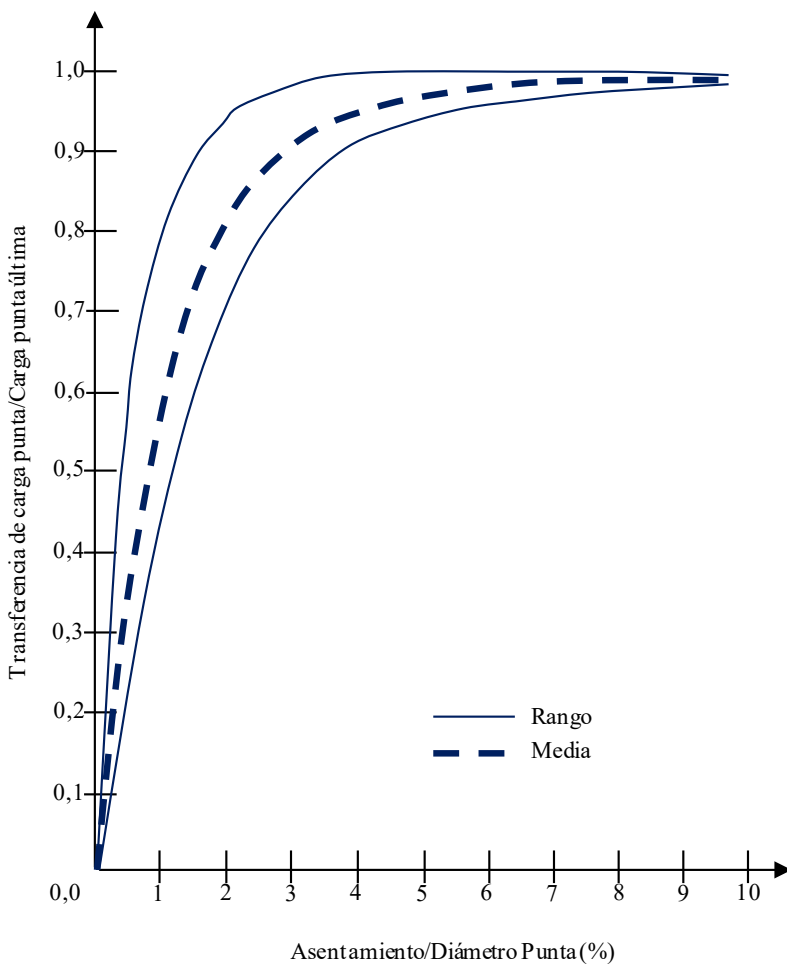


Figura 31.2: Curva normalizada que muestra la transferencia de carga en fricción lateral vs. asentamiento, para pilotes excavados en suelo cohesivo, arcilloso (Método de O'Neill y Reese, Redibujado de <sup>79</sup>)

<sup>79</sup> Coduto, D.P. (2001). Foundation Design: Principles and Practices. Second Edition, Prentice Hall.



Figuras 31.3: Curva normalizada que muestra la transferencia de carga en punta vs. asentamiento, para pilotes excavados en suelo cohesivo, arcilloso (Método de O'Neill y Reese, Redibujado de <sup>80</sup>)

<sup>80</sup> Coduto, D.P. (2001). Foundation Design: Principles and Practices. Second Edition, Prentice Hall.



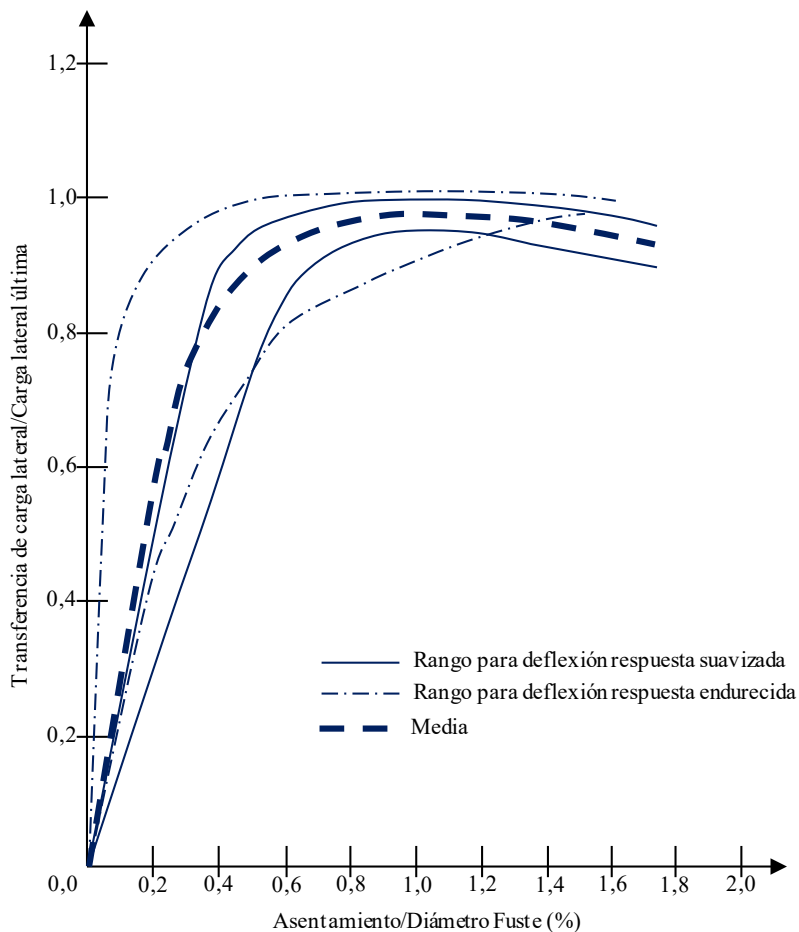


Figura 31.4: Curva normalizada que muestra la transferencia de carga en fricción lateral vs. asentamiento, para pilotes excavados en suelo sin cohesión, arenoso (Método de O'Neill y Reese, Redibujado de <sup>81</sup>)

<sup>81</sup> Coduto, D.P. (2001). Foundation Design: Principles and Practices. Second Edition, Prentice Hall.

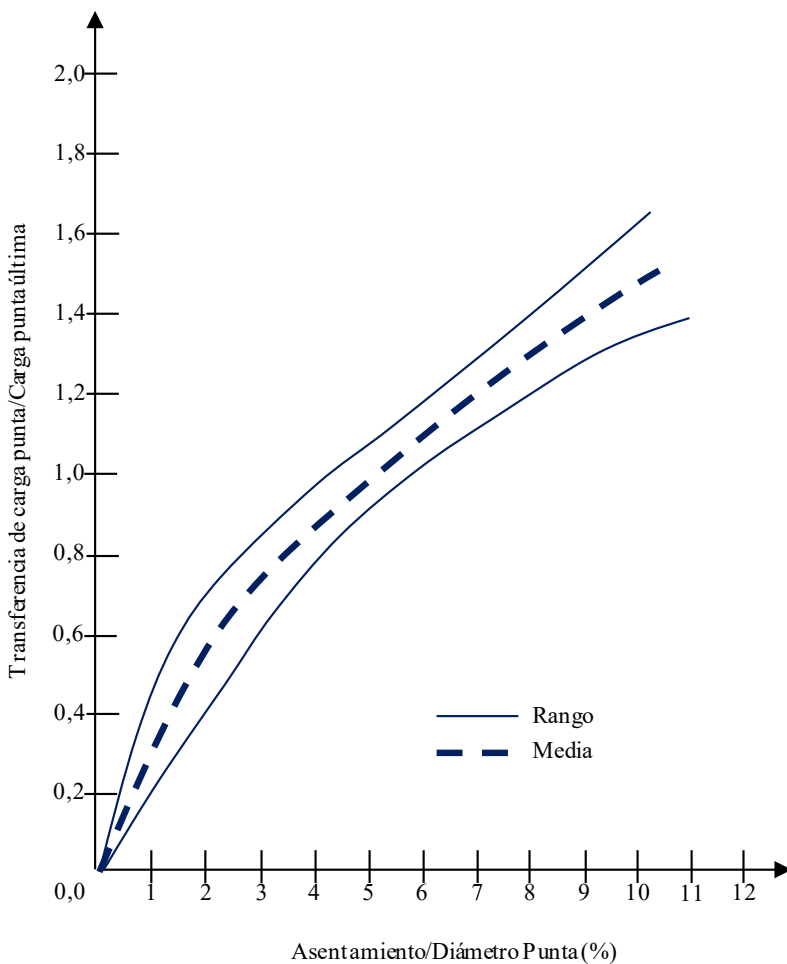


Figura 31.5: Curva normalizada que muestra la transferencia de carga en punta vs. asentamiento, para pilotes excavados en suelo sin cohesión, arenoso (Método de O'Neill y Reese, Redibujado de <sup>82</sup>)

<sup>82</sup> Coduto, D.P. (2001). Foundation Design: Principles and Practices. Second Edition, Prentice Hall.

### 32. Asentamiento: Método de Vesic

El asentamiento de pilotes bajo una carga de servicio vertical, puede también estimarse mediante el método empírico propuesto por Vesic. Nosotros, seguiremos aquí el planteo de este método presentado por el *Canadian Foundation Engineering Manual*<sup>83</sup>. En la formulación, el asentamiento se compone de,

$$s_t = s_p + s_s$$

Donde,

$$s_s = s_{ss} + s_{st}$$

Siendo,

$s_t$  : Asentamiento total en la cabeza del pilote

$s_p$  : Deformación elástica del pilote

$s_s$  : Asentamiento del suelo en el que se instala el pilote

$s_{ss}$  : Asentamiento del pilote causado por la transferencia de carga a lo largo del fuste

$s_{st}$  : Asentamiento del pilote causado por la transferencia de carga a lo punta

La deformación elástica del fuste del pilote es,

$$s_p = (Q_{ta} + \alpha Q_{sa}) \frac{L}{A_f E}$$

---

<sup>83</sup> Canadian Geotechnical Society (2006). *Canadian Foundation Engineering Manual*. 4<sup>th</sup> Edition.

Siendo,

$Q_{ta}$  : Carga actual transmitida a la punta del pilote (debido a la carga de servicio aplicada)

$Q_{sa}$  : Carga actual transmitida por el fuste del pilote (debido a la carga de servicio aplicada)

$\alpha$  : coeficiente de distribución de fricción por el fuste,

Para distribución parabólica o rectangular  $\rightarrow \alpha = 0,5$

Para distribución lineal  $\rightarrow \alpha = 0,67$

$L$  : Longitud real del pilote

$A_f$  : Área del fuste del pilote

$E$  : Módulo de elasticidad del pilote

Alternativamente, la deformación elástica del fuste del pilote puede determinarse como,

$$s_p = 0,75 \cdot \frac{QL}{A_f E}$$

Siendo,

$Q$  : Carga actual de servicio aplicada en la cabeza del pilote

Las componentes de asentamiento debido a la deformación del suelo resultan,

$$s_{ss} = C_s \cdot \frac{Q_{sa}}{Lq_{pu}}$$

$$s_{st} = C_p \cdot \frac{Q_{ta}}{d_p q_{pu}}$$

Siendo,

$d_p$  : Diámetro de la punta del pilote.

$d_f$  : Diámetro del fuste del pilote.

$C_p$  : coeficiente empírico, según Tabla 32.1

$q_{pu}$  : Capacidad de carga unitaria última por punta del pilote

$C_s$  : coeficiente empírico

$$C_s = \left( 0,93 + 0,16 \cdot \sqrt{\frac{L}{d_f}} \right) \cdot C_p$$

Tabla 32.1: Coeficiente de punta ( $C_p$ ) del método de Vesic<sup>84</sup>

<b>Tipo de suelo</b>	<b>Pilote Hincado</b>	<b>Pilote excavado</b>
<b>Arena (densa a suelta)</b>	0,02 - 0,04	0,09 - 0,18
<b>Arcilla (firme a blanda)</b>	0,02 - 0,03	0,03 - 0,06
<b>Limo (denso a suelto)</b>	0,03 - 0,05	0,09 - 0,12

---

<sup>84</sup> Das, B.M. (2001). Principios de ingeniería de cimentaciones. Cuarta Edición. Thomson.



### 33. Pilote a carga lateral

Las cargas laterales sobre pilotes se originan por acciones horizontales producto del viento, sismo, empuje de suelo, empuje hidráulico, impactos, frenado, entre otras posibilidades. Estas acciones pueden estar presentes en todo tipo de estructura. Particularmente, estructuras como muros de sostenimiento, estribos y pilas de puentes, y estructuras aisladas como carteles o antenas, son algunas de las más afectadas por este tipo de solicitación. En edificios en altura, la intensidad de acciones laterales depende de la ubicación geográfica y configuración estructural.

La transferencia de carga al suelo, en un pilote bajo carga lateral, es un problema de interacción suelo-estructura, similar al de plateas flexibles (Figura 33.1). La solución a este problema, nos permite encontrar las solicitaciones en el elemento estructural y la reacción horizontal del suelo. Aquí, la cuestión geotécnica y la estructural se encuentran íntimamente relacionadas. En este análisis, nos interesará determinar la “deformada” o desplazamientos horizontales del pilote, los diagramas de momento y esfuerzo de corte, además de la curva de distribución de presiones o reacción en el suelo.

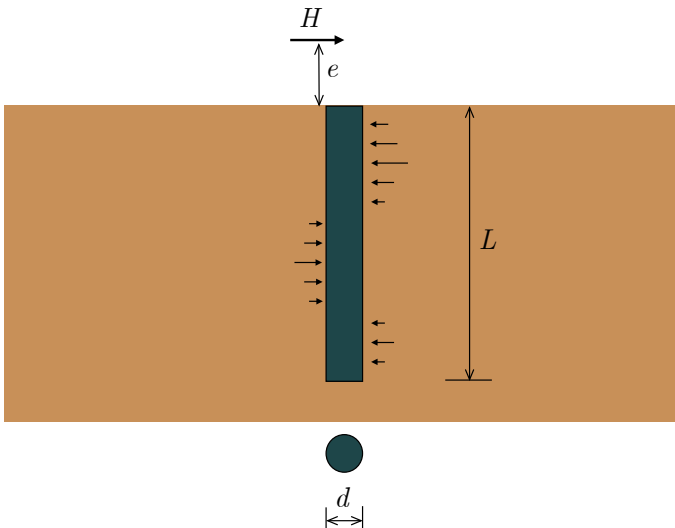


Figura 33.1: Transferencia de carga al suelo para un pilote a carga lateral

La condición de borde en la cabeza del pilote influye en la determinación de diagramas de esfuerzos y deformaciones generados por la carga lateral. En los análisis se plantean dos condiciones posibles: (i) Giro libre, en donde la cabeza del pilote no tiene restricciones de rotación, o (ii) Giro restringido, en donde la cabeza del pilote no puede rotar (Figura 33.2). La situación de giro libre es característica de un pilote aislado o vinculado a estructuras de baja rigidez, mientras que el giro restringido es típico de pilotes empotrados y vinculados a estructuras de gran rigidez.

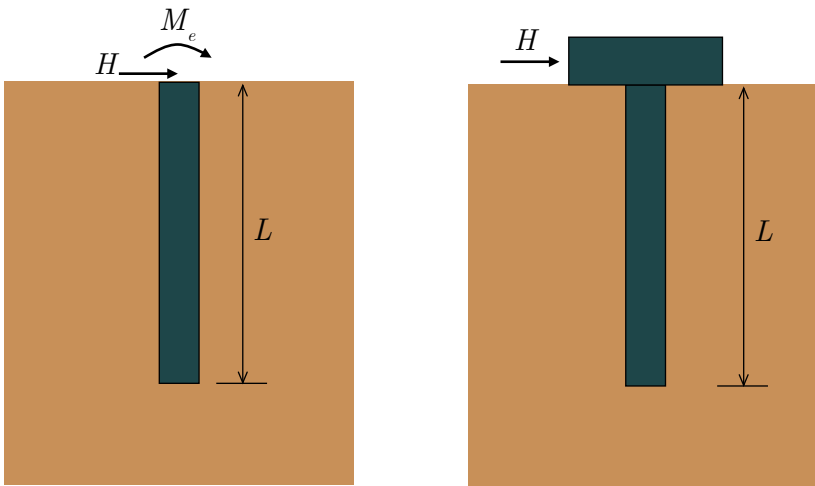


Figura 33.2: Condiciones de borde en pilotes cargados lateralmente: (A) Giro libre, (B) Giro restringido

Presentemos la ecuación diferencial representativa a partir del equilibrio de un elemento diferencial de pilote (Figura 33.3). Por equilibrio de fuerzas horizontales las ecuaciones resultan,

$$\frac{dQ}{dz} = \sigma_h(z)$$



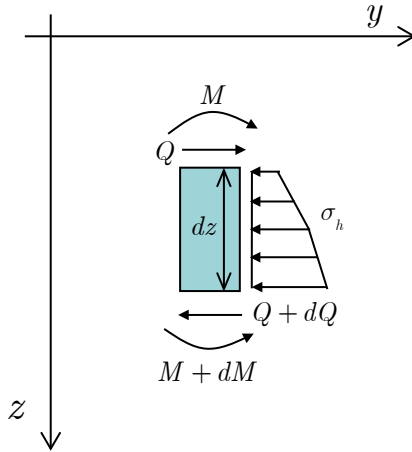


Figura 33.3: Elemento diferencial de un pilote a carga lateral

Luego,

$$Q = \frac{dM}{dz}$$

$$\frac{dQ}{dz} = \frac{d^2M}{dz^2}$$

Entonces,

$$\frac{d^2M}{dz^2} = \sigma_h(z)$$

La ecuación diferencial de la viga es,

$$M = -EI \frac{d^2 y}{dz^2}$$

$$\frac{d^2M}{dz^2} = -EI \frac{d^4 y}{dz^4}$$

Siendo,

$I$  : Momento de inercia de la sección del pilote

$E$  : Módulo de elasticidad del material del pilote

Reemplazando, tenemos,

$$-EI \frac{d^4 y}{dz^4} = \sigma_h(z)$$

En la última ecuación diferencial tenemos dos incógnitas: la deformada,  $y(z)$ , y la reacción del suelo,  $\sigma_h(z)$ . Para eliminar una, vamos a recurrir al modelo de Winkler,

$$\sigma_h(z) = k_{hz} \cdot y(z)$$

Siendo,

$k_{hz}$  : Módulo de reacción horizontal del suelo

Así,

$$-EI \frac{d^4 y}{dz^4} = k_{hz} \cdot y(z)$$

$$EI \frac{d^4 y(z)}{dz^4} + k_{hz} \cdot y(z) = 0$$

El módulo de reacción horizontal del suelo depende de la naturaleza del medio. En ciertos casos puede considerarse constante en profundidad. En suelos granulares (arenosos), podemos aceptar que el módulo de reacción horizontal del suelo varíe linealmente con la profundidad, de la siguiente manera,

$$k_{hz} = k_h \cdot z$$

$k_h$  : Coeficiente de reacción lateral o módulo de balasto horizontal.

No obstante, el módulo de reacción horizontal del suelo,  $k_h$ , debe ser estudiado cuidadosamente en cada caso particular, debido a que su definición es clave para la calidad y representatividad de los resultados obtenidos por los modelos de cálculo y simulación. Localmente, en la zona central de Argentina, abundan los suelos loésicos y colapsables. En el Centro de Investigación y Desarrollo en Geotecnia, Estructuras y Fundaciones (CIGEF) de la Facultad Regional Córdoba, UTN, se han realizado estudios sobre la reacción lateral de estos suelos y su impacto en el diseño de pilotes a carga lateral<sup>85</sup>.

Así, tenemos,

$$EI \frac{d^4 y(z)}{dz^4} + k_h \cdot z \cdot y(z) = 0$$

La integración de esta ecuación diferencial nos permitirá encontrar la ecuación de la “deformada”  $y(z)$ . Una vez determinada la deformada, que corresponde al asentamiento de la platea, obtenemos la solicitaciones y presiones de trabajo. Una solución numérica a este problema fue propuesta por Matlock y Reese<sup>86</sup>. ¿En qué consiste? Bueno, el método se aplica en suelos granulares y considera la longitud del pilote, la carga lateral y el momento impuesto en la cabeza del pilote en rotación libre (Figura 33.2A),

$$M_e = H \cdot e$$

Siendo,

$M_e$  : Momento aplicado en la cabeza del pilote

$H$  : Carga lateral aplicada en la cabeza del pilote

---

<sup>85</sup> Arrúa P. (2013). Pilotes instalados en limos loésicos bajo solicitaciones laterales. Universidad Tecnológica Nacional, Buenos Aires, Argentina.

<sup>86</sup> Reese, L.; Isenhower, W. and Wang, S. (2006). Analysis and design of shallow and deep foundations. John Wiley & Sons, US.

Para pilotes con cabeza sin restricciones de rotación, la solución se presenta mediante las siguientes ecuaciones,

$$y(z) = A_y \frac{HT^3}{EI} + B_y \frac{M_e T^2}{EI}$$

$$S(z) = A_s \frac{HT^2}{EI} + B_s \frac{M_e T}{EI}$$

$$M(z) = A_M HT + B_M M_e$$

$$Q(z) = A_Q H + B_Q \frac{M_e}{T}$$

$$\sigma(z) = A_\sigma \frac{H}{T} + B_\sigma \frac{M_e}{T^2}$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{k_h}}$$

$$Z = \frac{z}{T}; \quad Z_{\max} = \frac{L}{T}$$

Siendo,

$M_e$  : Momento aplicado en la cabeza del pilote

$H$  : Carga lateral aplicada en la cabeza del pilote

$y(z)$  : Deformada del pilote en función de la profundidad

$S(z)$  : Pendiente del pilote en función de la profundidad

$M(z)$  : Momento flector del pilote en función de la profundidad

$Q(z)$  : Esfuerzo de corte del pilote en función de la profundidad

$\sigma(z)$ : Reacción lateral del suelo al empuje del pilote en profundidad

$T$ : Longitud elástica característica del sistema suelo-pilote

$L$ : Longitud real del pilote

$I$ : Momento de inercia de la sección del pilote

Pilote de sección circular  $\rightarrow I = \frac{\pi d^4}{64}$

$d$ : Diámetro del fuste del pilote

$E$ : Módulo de elasticidad del material del pilote

$k_h$ : Coeficiente de reacción lateral o módulo de balasto horizontal del suelo

$Z$ : Coordenada relativa de longitud de pilote (adimensional)

$Z_{\max}$ : Coordenada relativa de longitud de pilote máxima, que ocurre cuando  $z$  es igual a la longitud del pilote.

$z$ : Coordenada vertical (Unidad de longitud: ej.: metros)

$A_y; B_y; A_s; B_s; A_m; B_m; A_q; B_q; A_\sigma; B_\sigma$ : Coeficientes del método de Matlock y Reese en función de  $Z$  y  $Z_{\max}$  (Figuras 33.4 y 33.5)

En caso de pilotes con restricción del giro, por ejemplo, debido al empotramiento o arriostrado estructural, podemos adecuar las formulaciones presentadas de la siguiente manera. Al estar impedida de rotar la cabeza del pilote, tenemos,

$$S(0) = 0$$

$$A_s \frac{HT^2}{EI} + B_s \frac{M_e T}{EI} = 0$$

$$-\frac{A_s}{B_s} = \frac{M_e}{HT}$$

De esta forma, podemos adecuar la ecuación de la deformada,

$$y(z) = A_y \frac{HT^3}{EI} + B_y \frac{M_e T^2}{EI}$$

$$y(z) = \frac{HT^3}{EI} \left( A_y + B_y \frac{M_e}{TH} \right)$$

$$y(z) = \frac{HT^3}{EI} \left( A_y - \frac{A_s}{B_s} B_y \right)$$

Y la ecuación de momento flector,

$$M(z) = A_M HT + B_M M_e$$

$$M(z) = HT \left( A_M + \frac{M_e}{HT} B_M \right)$$

$$M(z) = HT \left( A_M - \frac{A_s}{B_s} B_M \right)$$

Los coeficientes del método se expresan en función de curvas por cada valor de coordenada relativa de longitud de pilote máxima ( $Z_{\max}$ ), y en función de la coordenada relativa de longitud de pilote. En las Figuras 33.4 y 33.5, se presentan los coeficientes para el cálculo de las funciones de deformada y de momento flector, para dos valores de  $Z_{\max}$ , representativas de un pilote largo ( $Z_{\max}=10$ ) y un pilote corto ( $Z_{\max}=2$ ). La Figura 33.6 presenta los coeficientes de la reacción lateral del suelo y pendiente del pilote en profundidad para un pilote largo. Similares curvas se pueden encontrar en la bibliografía, para otros valores de ( $Z_{\max}$ ) y para el resto de los coeficientes.

Para el caso de pilotes instalados en suelos cohesivos, Davisson y Gill<sup>87</sup>, desarrollaron ecuaciones similares con sus respectivos

---

<sup>87</sup> Das, B.M. (2001). Principios de ingeniería de cimentaciones. Cuarta Edición. Thomson.

coeficientes, que se representan en gráficos en función de  $Z$  y  $Z_{\max}$ . En la bibliografía, pueden encontrarse los gráficos para la determinación de estos coeficientes.

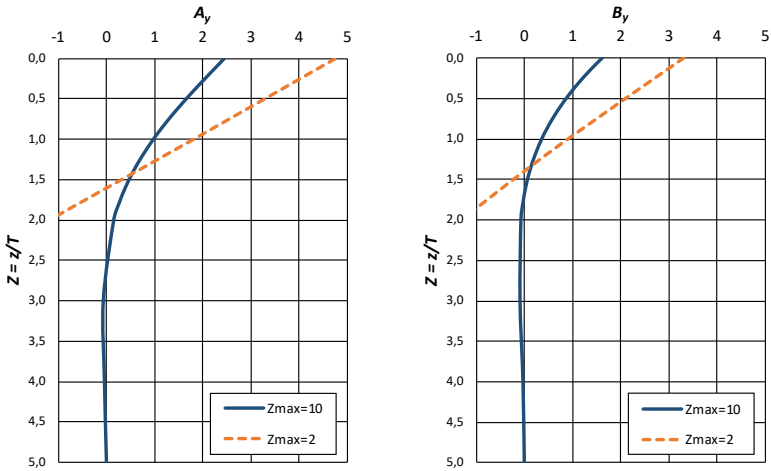


Figura 33.4: Coeficientes  $A_y$ ,  $B_y$  del método de Matlock y Reese

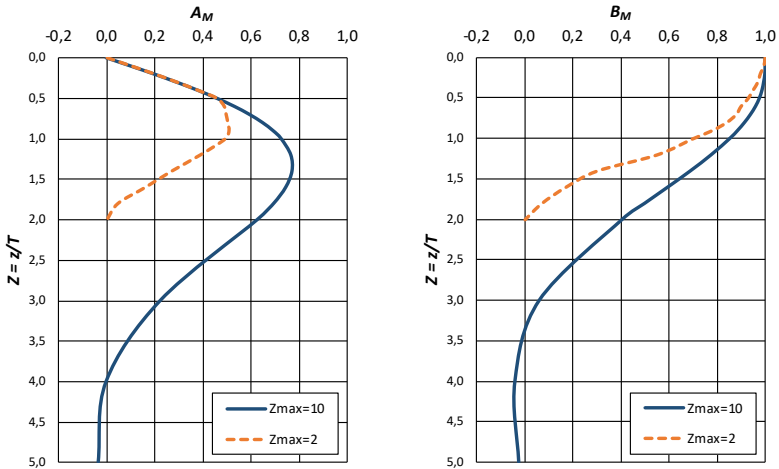


Figura 33.5: Coeficientes  $A_M$ ,  $B_M$  del método de Matlock y Reese

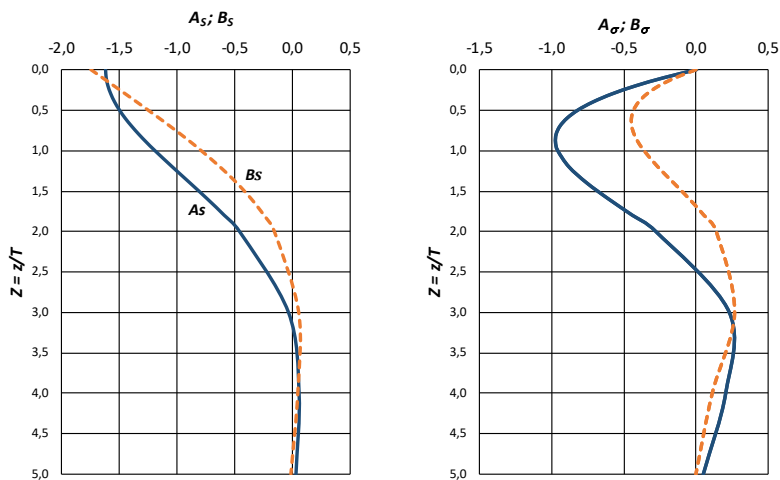


Figura 33.6: Coeficientes  $A_s$ ;  $B_s$  y  $A_\sigma$ ;  $B_\sigma$  del método de Matlock y Reese para pilote largo

El método de Broms es uno de los más difundidos en el análisis de pilotes a carga lateral<sup>88,89</sup>. Aquí se busca determinar un valor de carga lateral última por rotura del suelo y compararlo con la carga lateral que actúa en la cabeza del pilote. En su análisis, Broms distinguió diferentes grupos combinados de escenarios: (i) Tipo de suelo (suelos granulares o cohesivos), (ii) Longitud del pilote (pilotes cortos o largos), (iii) Rigidez de la cabeza del pilote (pilote empotrado, arriostrado con giro restringido, o de giro libre). Si los pilotes son cortos, se comportan de manera rígida y, la falla, se produce por empuje y rotura del suelo lateral de soporte. Para clasificar los pilotes por su longitud, se propone una longitud característica,

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h d}{4 E I}}$$

<sup>88</sup> Rodríguez Ortiz, J.M; Serra Gesta, J. y Oteo Mazo, C. (1995). Curso aplicado de cimentaciones. Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid.

<sup>89</sup> Murthy, V. (2007). Advanced Foundation Engineering. CBS Publishers & Distributions. New Delhi, India.



Siendo,

$I$  : Momento de inercia de la sección del pilote

Pilote de sección circular  $\rightarrow I = \frac{\pi d^4}{64}$

$d$  : Diámetro del fuste del pilote

$E$  : Módulo de elasticidad del material del pilote

$k_h$  : Coeficiente de reacción lateral o módulo de balasto horizontal del suelo

$L$  : Longitud real del pilote

- Pilotes de cabeza con giro libre:

Pilotes largos  $\rightarrow L \cdot \beta > 2,5$

Pilotes cortos  $\rightarrow L \cdot \beta < 2,5$

- Pilotes de cabeza con giro restringido o empotrada:

Pilotes largos  $\rightarrow L \cdot \beta > 1,5$

Pilotes cortos  $\rightarrow L \cdot \beta < 1,5$

En primer lugar, vamos a describir el análisis de Broms para suelos granulares. En este caso, se establecen dos posibilidades de falla: por el suelo o por formación de rótula plástica en el pilote. En suelos granulares, Broms asume que la resistencia lateral última del suelo es igual a tres veces el empuje pasivo de Rankine. De esta forma, a una profundidad  $z$ , tenemos,

$$p_{hu} = 3d_f K_p \gamma z$$

Siendo,

$p_{hu}$  : Resistencia última del suelo, por unidad de longitud

$z$  : Coordenada vertical (Unidad de longitud: ej.: metros)

$d_f$  : Diámetro del fuste del pilote

$K_p$  : Coeficiente de empuje pasivo de Rankine,  $K_p = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$

$\phi$  : Ángulo de fricción del suelo

$\gamma$  : Peso unitario del suelo

La Tabla 33.1 presenta los esquemas de falla y los valores de resistencia lateral última ( $H_u$ ) para pilotes cortos en suelos sin cohesión.

Para suelos cohesivos, Broms simplifica la distribución de presiones en un diagrama de valor cero entre la superficie y una profundidad de 1,5 veces el diámetro del pilote, y luego adopta un diagrama rectangular, constante, e igual 9 veces  $c_u$  (resistencia al corte no drenado). La Tabla 33.2 presenta el esquema el caso de pilote corto con giro restringido. El resto de las posibilidades, pueden resolverse mediante el uso de diagramas reportados en la bibliografía de referencia.

Finalmente, cerraremos este capítulo con una consideración práctica simplificada. Al igual que en otros temas de la ingeniería de cimentaciones, tenemos algunas expresiones sencillas formuladas en base a experiencia, que nos permiten estimar un valor de momento flector máximo para el caso de un pilote a carga lateral aplicada en la cabeza. Si bien este tipo de expresiones no sustituye los análisis de mayor complejidad y rigor, siempre es bueno tenerlas presentes a los fines de contar con un valor orientativo, de referencia. La ecuación que nos permite estimar el momento flector en un pilote a carga lateral es,

$$M_{\max r} = 3 \cdot d_f \cdot H$$

Siendo,

$M_{\max r}$  : Momento flector máximo de referencia solicitante en el pilote

$d_f$  : Diámetro del fuste del pilote

$H$  : Fuerza horizontal aplicada en la cabeza del pilote

Tabla 33.1: Deformación del pilote y reacción del suelo para pilote corto en suelos sin cohesión (Método de Broms)

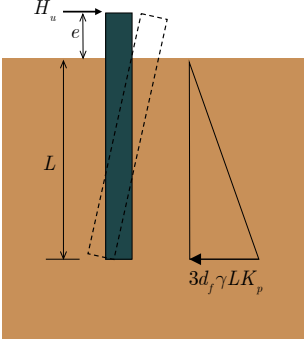
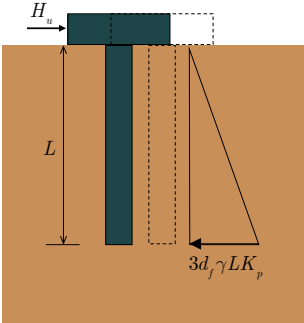
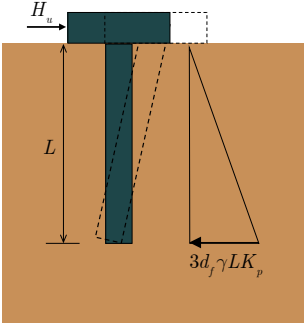
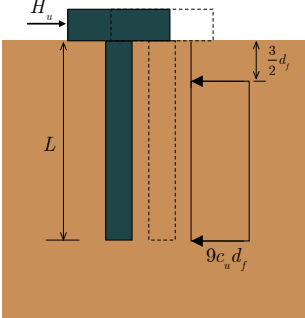
Resistencia lateral última ( $H_u$ )	Esquema de instalación y deformación
$H_u = \frac{\gamma L^3 K_p d_f}{2(e+L)}$	
$H_u = \frac{3}{2} \gamma L^2 K_p d_f$	
$H_u = \frac{1}{2} \gamma L^2 K_p d_f - \frac{M_u}{L}$	
<p>Siendo:</p> <p><math>d_f</math> : Diámetro del fuste del pilote</p> <p><math>M_u</math> : Momento último del pilote, <math>M_u = \Phi M_n</math></p>	

Tabla 33.2: Deformación del pilote y reacción del suelo para pilote corto en suelos cohesivos (Método de Broms)

Resistencia lateral última ( $H_u$ )	Esquema de instalación y deformación
$H_u = 9c_u d_f \left( L - \frac{3}{2} d_f \right)$	
<p>Siendo:</p> <p><math>d_f</math> : Diámetro del fuste del pilote</p>	

### 34. Diseño estructural de un pilote

Hasta aquí, hemos planteado los aspectos de diseño geotécnico. Es momento de hacer referencia al aspecto estructural. No olvidemos que los pilotes, además de transferir la carga al suelo bajo condiciones admisibles de capacidad y asentamiento, son una pieza más del conjunto estructural del proyecto. Por lo tanto, es necesario diseñar y verificar bajo las solicitaciones a las que encuentre sometido.

Los pilotes hincados pueden construirse de madera, metálicos o de hormigón premoldeados. En general, son elementos prefabricados en plantas elaboradoras y, posteriormente, instalados en el lugar. Los pilotes excavados se construyen de hormigón armado. En todos los casos debe realizarse la verificación estructural. Cada material particular, como el acero o la madera, conlleva aspectos específicos de diseño y reglamentaciones. En el caso de los pilotes prefabricados e hincados, también deben contemplarse solicitaciones propias del traslado, manipulación e instalación.

Nosotros nos centraremos en los pilotes excavados de hormigón armado y elaborados in-situ, por ser los de mayor utilización en nuestro medio. Ya hemos mencionado previamente, pero lo hagamos nuevamente, que un pilote es un elemento estructural similar a una columna enterrada. Es decir, a los fines de su diseño estructural consideraremos los criterios propios de este tipo de elemento. No obstante, debido a la mayor incertidumbre y la hostilidad potencial del ambiente, algunos criterios de diseño serán más conservadores. Recordemos que tenemos dos grandes escuelas para el diseño de miembros estructurales,

- El método ASD o de las presiones admisibles. Aquí se comparan las presiones de trabajo, calculadas con cargas de servicio, con las presiones admisibles de diseño. Las presiones admisibles surgen de aplicar un factor de seguridad a la resistencia última o de rotura.
- El método LRFD o de los factores en cargas y resistencia. Aquí, se incrementan las cargas mediante

factores parcializados y se compara con valores de resistencia última reducida por un factor.

Entremos en los aspectos de diseño. Las reglamentaciones internacionales recomiendan diseñar el diámetro del fuste de los pilotes de hormigón armado con el 25% de la resistencia nominal a compresión del hormigón. Tenemos así,

$$f_c = \frac{f'_c}{4}$$

Siendo,

$f_c$  : Resistencia de diseño para pilotes de hormigón a la compresión.

$f'_c$  : Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

Luego,

$$f_c = \frac{P}{A_f}$$

Siendo,

$f_c$  : Resistencia de diseño para pilotes de hormigón a la compresión.

$P$  : Carga de servicio (sin mayorar) vertical de compresión.

$A_f$  : Área del fuste del pilote

Reemplazando,

$$\frac{f'_c}{4} = \frac{P}{\frac{\pi \cdot (d_f)^2}{4}}$$

Despejando,

$$d_f = \sqrt{\frac{16 P}{\pi f_c}}$$

Siendo,

$d_f$  : Diámetro del fuste del pilote

El diámetro obtenido por cálculo se adecuará, por criterio constructivo básico, a un valor inmediato superior múltiplo de 5 cm (Ej.: 40; 45; 50; 55; 60; etc). Así adoptaremos el diámetro del fuste del pilote “estructuralmente necesario”.

Si adoptamos el criterio de diseño de columnas cortas a compresión del reglamento CIRSOC 201<sup>90</sup>, tenemos,

$$P_u = \phi \cdot P_{n-\max}$$

Siendo,

$P_u$  : Resistencia requerida calculada para cargas mayoradas.

$$P_{n-\max} = 0,80 \cdot P_n$$

$P_n$  : Resistencia nominal o real de la sección.

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot (A_f - A_s) + f_y \cdot A_s$$

$A_f$  : Área del fuste del pilote

$f'_c$  : Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

$f_y$  : Tensión de fluencia especificada de la armadura de acero.

$A_s$  : Área de armadura longitudinal

$\phi$  : Coeficiente de reducción de resistencia

Columnas simples  $\rightarrow \phi = 0,65$

---

<sup>90</sup> CIRSOC 201 (2005). Reglamento argentino de estructuras de hormigón. INTI.

Columnas zunchadas  $\rightarrow \phi = 0,70$

Tenemos entonces,

$$P_u = \phi \cdot 0,80 \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot (A_f - A_s) + f_y \cdot A_s)$$

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot (A_f - A_s) + f_y \cdot A_s$$

$$P_u = \phi \cdot 0,80 \cdot P_n$$

$$P_n = \frac{P_u}{0,80 \cdot \phi}$$

Siendo  $P_u$  el máximo valor resultante de las cargas mayoradas. A modo de ejemplo, podría ser,

$$P_u = 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L$$

Siendo,

$D$ : Cargas permanentes

$L$ : Sobrecargas

Tenemos entonces, la sección de fuste de un pilote de hormigón armado diseñada por requerimiento estructural. Si el requisito geotécnico demandara el uso de una mayor sección, será este el factor dominante y, por lo tanto, se adoptarán mayores diámetros por la condición de diseño geotécnico. Pasemos ahora a la armadura de acero. Comencemos definiendo el concepto de cuantía geométrica,

$$\rho = \frac{A_s}{A_f} \cdot 100$$

Siendo,

$\rho$ : Cuantía geométrica porcentual



Cuantía mínima en columnas  $\rightarrow \rho_{\min} = 1\%$

$A_s$  : Área de armadura longitudinal

$A_f$  : Área del fuste del pilote

La cuantía mínima es del 1%, pero ya veremos algunas consideraciones al respecto. Veamos ahora algunos puntos básicos reglamentarios:

- El diámetro mínimo de barras longitudinales es 12 mm
- La cantidad mínima de barras longitudinales es 6 ud.
- Cuantía geométrica mínima 1%
- Cuantía geométrica máxima 8%
- Los diámetros mínimos de los estribos dependen de los diámetros de las barras longitudinales.
- Recubrimiento mínimo es de 5 cm

En elementos de hormigón *sobredimensionados estructuralmente por condición geotécnica*, como es frecuente en pilotes, la aplicación de la cuantía mínima indicada del 1% puede resultar excesiva. En estos casos, es posible adoptar por armadura longitudinal el *área de acero que resulte mayor de las siguientes condiciones*:

- Adoptar una cuantía mínima del 1,0%, pero del área del fuste efectivamente necesaria desde el punto de vista del diseño estructural ( $A_{f-en}$ ):

$$\rho_{\min} = 1,0\%$$

$$A_s = \frac{1,0 \cdot A_{f-en}}{100}$$

- Adoptar una cuantía mínima del 0,5% del área real del fuste:

$$\rho_{\min} = 0,5\%$$

$$A_s = \frac{0,5 \cdot A_f}{100}$$

Si el pilote está sometido a efectos combinados de carga normal, en compresión o tracción, y de momento flector, vamos a recurrir a los diagramas de interacción previstos en el reglamento. Estos diagramas, se ordenan según el recubrimiento, la resistencia especificada del hormigón y la geometría de la sección<sup>91</sup>. Para ingresar, debemos realizar los cálculos que especifican los ejes. Hay que respetar las unidades indicadas. Luego, en el diagrama obtendremos el valor de la cuantía geométrica con la que calcularemos la sección de acero. La distribución de la armadura se realiza según el esquema de la sección que el diagrama presenta.

En caso de pilotes a tracción pura, dimensionamos la armadura mediante el procedimiento adoptado para elementos tipo “tensores”. En este caso, resulta,

$$P_u \leq \phi \cdot P_n$$

Siendo,

$P_u$  : Solicitación por tracción calculada para cargas mayoradas.

$\phi$  : Coeficiente de reducción de resistencia

Para rotura dúctil (tracción)  $\rightarrow \phi = 0,90$

$P_n$  : Resistencia nominal de a tracción

$$P_n = A_{st} \cdot f_y$$

$A_{st}$  : Área de armadura longitudinal

$f_y$  : Tensión de fluencia especificada de la armadura de acero

---

<sup>91</sup> CIRSOC 201 (2005). Ejemplos de aplicación del reglamento argentino de estructuras de hormigón. INTI.

Entonces, reemplazando y despejando, podemos obtener la armadura longitudinal de acero necesaria,

$$P_u = \phi \cdot A_{st} \cdot f_y$$

$$A_{st} = \frac{P_u}{\phi \cdot f_y}$$

La armadura transversal o espiras de acero, deberá cumplir con los requisitos propios del diseño por “corte”, así como el requerimiento de refuerzo transversal mínimo que se determinará con la siguiente ecuación,

$$\rho_s \geq 0,45 \cdot \left( \frac{A_f}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

Siendo,

$\rho_s$  : Relación entre el volumen de la armadura de espira ( $Ve$ ) y el volumen total de núcleo de hormigón,  $Vnh$  (área interior al diámetro que define la cara exterior de las espiras de acero, por el paso entre espiras)

$$\rho_s = \frac{Ve}{Vnh} = \frac{\pi \cdot d_e \cdot A_e}{\frac{\pi \cdot (d_e)^2}{4} \cdot s}$$

$d_e$  : Diámetro del círculo definido desde la cara exterior de las espiras

$A_e$  : Área de la espira

$s$  : Separación o paso de las espiras

$A_f$  : Área del fuste del pilote

$A_{ch}$  : Área del núcleo de hormigón (área interior al diámetro que define la cara exterior de las espiras de acero,  $d_e$ )

$f'_c$  : Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

$f_y$  : Tensión de fluencia especificada de la armadura de acero.

El manual de FHWA<sup>92</sup> presenta un resumen de los pasos a seguir para el diseño estructural de pilotes excavados. Contempla la verificación de la resistencia al corte de la sección de hormigón y, así, confirmar si es, o no, suficiente la sección de armadura y separación adoptada para las espiras. Resumamos el análisis por corte para una sección circular,

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$V_u$ : esfuerzo de corte mayorado en la sección considerada, en N

$V_n$ : resistencia nominal al corte, e igual a la suma de la resistencia al corte proporcionada por el hormigón,  $V_c$ , y la resistencia la corte proporcionada por la armadura de corte,  $V_s$ , en N

$\phi$ : factor de reducción de resistencia

Por otro lado, en las espiras debe verificarse el esquema de fuerzas que se presenta en la Figura 34.1. Esta verificación contempla el cambio de sección que ocurre en la transferencia de columna a pilote. En este esquema, tiene lugar una fuerza horizontal  $F_u$  que provoca tracción en el hormigón de la zona de transición columna-pilote.

---

<sup>92</sup> FHWA (2010). Drilled Shafts: Construction Procedures and LRFD Design Methods. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. Publication No. FHWA-NHI-10-016.

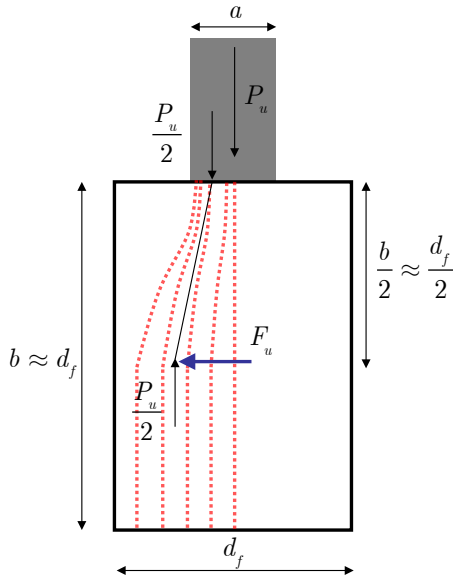


Figura 34.1: Transferencia de columna a pilote. Verificación de espiras

La profundidad,  $b$ , de análisis se adopta igual al que resulte mayor entre un diámetro de fuste, o 1,0 metro. Las formulaciones para este esquema son,

$$\frac{F_u}{\frac{P_u}{2}} = \frac{\left(\frac{d_f}{4} - \frac{a}{4}\right)}{\frac{d_f}{2}}$$

De aquí, obtenemos,

$$F_u = \frac{P_u}{4} \left(1 - \frac{a}{d_f}\right)$$

Luego, determinamos la armadura por condición de tracción,

$$F_u \leq \phi \cdot F_n$$

Siendo,

$F_u$  : Solicitación por tracción calculada para cargas mayoradas.

$\phi$  : Coeficiente de reducción de resistencia  $\phi = 0,90$  rotura dúctil (tracción).

$F_n$  : Resistencia nominal a tracción

$$F_n = A_{stt} \cdot f_y$$

$A_{stt}$  : Área total transversal de armadura de acero

$f_y$  : Tensión de fluencia especificada de la armadura de acero

Entonces, reemplazando y despejando, podemos obtener la armadura de acero necesaria,

$$F_u = \phi \cdot A_{stt} \cdot f_y$$

$$A_{stt} = \frac{F_u}{\phi \cdot f_y}$$

Finalmente, se distribuye la armadura en la zona de profundidad crítica, que hemos definido hasta la profundidad "b". El resto del pilote continuará con el espiral de estribo en toda su longitud, pero en cuantía mínima, según el paso máximo, s, permitido.

## 35. Construcción de pilotes

Las variadas condiciones geotécnicas alrededor del mundo han dado origen al desarrollo de ingeniosas metodologías constructivas de pilotes capaces de sortear las vicisitudes en cada sitio. Por otro lado, la demanda de elevadas capacidades de carga en obras de envergadura, ha impulsado el avance de métodos para lograr pilotes de grandes diámetros y a mayores profundidades. No es nuestro objetivo hacer un revisionismo detallado sobre este tema. Ya existe abundante bibliografía y “videografía” en la red sobre esto. Para quienes deseen profundizar, recomendamos la lectura de los manuales de FHWA<sup>93,94,95</sup>, donde podrán encontrar clasificaciones, descripciones, acompañadas de fotografías e imágenes en color. Nosotros en este capítulo vamos a describir sucintamente los principales métodos de la práctica local.

En una clasificación general, básica, hablamos de pilotes “excavados” e “hincados”. Pero en cada uno de estos dos grandes grupos nos encontramos con numerosas posibilidades. ¿Qué define el método constructivo que adoptaremos? Bueno, citemos algunos factores. En primer lugar, el perfil de suelo, en segundo lugar, las dimensiones del pilote, que se relaciona directamente que la magnitud de la obra y cargas transmitidas. Pero también son determinantes la accesibilidad del equipo al lugar de trabajo y la tecnología disponible en el medio. Vamos a realizar una descripción “básica” de algunos de los procedimientos utilizados hoy con mayor frecuencia en nuestro medio. Hablamos del centro de Argentina, en la mediterránea Provincia de Córdoba. El pilote excavado es uno de los sistemas más utilizado. Comúnmente se lo denomina pilote excavado en “seco”, lo que significa que el perfil geotécnico es estable, no saturado y sin presencia de agua

---

<sup>93</sup> FHWA (2010). Drilled Shafts: Construction Procedures and LRFD Design Methods. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. Publication No. FHWA-NHI-10-016.

<sup>94</sup> FHWA (2016). Design and Construction of Driven Pile Foundations – Volume I. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. Publication No. FHWA-NHI-16-009.

<sup>95</sup> FHWA (2016). Design and Construction of Driven Pile Foundations – Volume II. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. Publication No. FHWA-NHI-16-009.

subterránea en la profundidad afectada por los pilotes. Los pasos constructivos de un pilote excavado los podemos resumir así: *Replanteo*. Definimos la posición del centro del pilote. *Posicionamiento*. El equipo maniobra hasta dejar el “útil” de excavación en línea vertical con el punto replanteado (Figura 35.1). *Perforación*. El “útil” que se utiliza para perforar dependerá del perfil geotécnico. Por ejemplo, en suelos estables, finos y no saturados, es decir, sin presencia de agua subterránea, se utiliza una mecha helicoidal como la que observamos en la Figura 35.2. Los diámetros van desde 40 cm, con pasos de 5 cm, hasta valores máximos de 80 cm. Para mayores diámetros se emplean equipos de mayor porte. Durante el avance de la perforación se debe controlar la verticalidad. Por otro lado, es importante efectuar estudios de construcción, con los objetivos de completar la información geotécnica del proyecto, verificar las hipótesis asumidas para el diseño, y detectar posibles anomalías geotécnicas no previstas por los estudios e investigaciones de factibilidad y proyecto. *Campana*. Al llegar a la profundidad de proyecto y verificar el suelo de apoyo, es posible realizar la campana del pilote. Para esto, se debe sustituir el útil en la punta de la pilotera. Se reemplaza la mecha helicoidal por un cilindro expansor o, como se lo denomina habitualmente, simplemente “campanero” (Figura 35.3). En caso de que el pilote no tenga campana, este paso no es necesario. Luego de terminada la excavación de cada pilote, se deberá verificar que el suelo detectado en la punta se corresponda con el indicado para fundar. Además, es necesario garantizar una completa limpieza de la excavación terminada, previo al llenado de hormigón e instalación de armadura, eliminando todo tipo de material suelto (terrones, bloques, etc.) que pudiera quedar en la punta. *Armadura*. La estructura interior de acero, compuesta por barras longitudinales y espiras transversales, se confecciona en el banco de armado. Se deberá verificar la disposición de las barras y el paso de la espira. Es muy importante colocar “separadores” en las barras longitudinales, con el propósito de garantizar el recubrimiento lateral mínimo. *Instalación*. La armadura completa es izada por el equipo y dispuesta en posición vertical. Posteriormente, es introducida cuidadosamente en la perforación. Se debe colocar en posición centrada, colgada, bien sostenida. Las barras longitudinales deben



asegurar su recubrimiento inferior y lateral. *Hormigón*. El hormigón es vertido en forma continua con el empleo una tubería central, usualmente de 150 o 200 mm, que llegue al fondo del pilote. A medida que ingresa el hormigón, y el pozo comienza a llenarse, la tubería se retira progresivamente. Se debe controlar el volumen de hormigón que ingresa al pozo y verificar que se corresponda con el volumen de excavación ejecutada.



Figura 35.1: Excavadora de pilotes. Posición de inicio con mecha helicoidal (GEF: *Consultoría en Geotecnia, Estructuras y Fundaciones*)

Si el perfil de suelo es inestable, se desmorona, la excavación convencional descrita ya no resulta factible. En estos casos, es necesario utilizar camisas de sostenimiento de los empujes laterales que eviten el desmoronamiento del suelo en la excavación. Estas

camisas pueden ser recuperables o perdidas. Las camisas perdidas reducen la capacidad por fricción del pilote. En caso de presencia de agua subterránea e inestabilidad del suelo de la excavación, también es frecuente el uso de los denominados “lodos de perforación”. Comúnmente se lo denomina pilote excavado en condición “húmeda”. Una mezcla, debidamente dosificada de agua y bentonita sódica, conforma el denominado “lodo bentonítico”, que cumple la función de estabilizar la cavidad durante la excavación. La bentonita es una arcilla con alto límite líquido. La dosificación del “lodo” debe estudiarse en cada caso pero, a título ilustrativo y como noción general, se requieren unos 50 Kg de bentonita sódica en 1 m<sup>3</sup> de agua, para lograr una mezcla con una densidad aproximada de 1,05 t/m<sup>3</sup>. El material formado es tixotrópico. En reposo adquiere estabilidad para contener la cavidad pero, al ser agitado, se comporta como un fluido, como un líquido. En la excavación, el lodo actúa sobre las paredes de la cavidad según la permeabilidad del medio, y conforma el denominado “*cake*” o “capa delgada”, de unos 5 mm de espesor, sobre el que actúa la presión hidrostática y mantiene la cavidad estable. El lodo bentonítico requiere una correcta dosificación, preparación, mezclado y tiempo de hidratación a fin de adquirir sus propiedades. Se debe controlar la viscosidad, densidad y contenidos de partículas arenosas. Una buena mezcla no debe contener partículas arenosas. En el hormigonado hay que ser muy cuidadoso para prevenir discontinuidades en el pilote. Los lodos requieren una adecuada gestión tecnológica y ambiental en su uso, reutilización y disposición en sitios controlados y autorizados. Siempre se deberá consultar a la autoridad de aplicación ambiental correspondiente los requisitos que deben cumplirse.

En suelo inestable, bajo nivel freático, la mecha helicoidal no permite avanzar. El suelo desliza por la mecha y no es posible extraerlo. Para solucionar este problema, se reemplaza el útil de la punta de la pilotera por un “balde” con abertura inferior. La Figura 35.4 muestra una imagen fotográfica de un balde de perforación con su abertura inferior.



Figura 35.2: Excavadora de pilotes. Excavación de primer tramo (*GEF: Consultoría en Geotecnia, Estructuras y Fundaciones*)



Figura 35.3: Útil expansor o “campanero”



Figura 35.4: “Balde de perforación

Los pilotes excavados pueden presentar defectos constructivos tales como: pequeñas cavidades, formación de “panal de abejas”, huecos, discontinuidades, pérdida de recubrimiento de armadura, entre otros. La probabilidad de ocurrencia de estos defectos se incrementa en pilotes construidos dentro de suelos inestables y bajo agua subterránea (condición húmeda). A diferencia de lo que ocurre en otros elementos estructurales, los desperfectos constructivos quedarán ocultos, no resultarán visibles. Para el control, recurrimos a ensayos tipo no destructivos. Los ensayos de integridad permiten evaluar la calidad de un pilote luego de su construcción. Por supuesto que no sustituyen a todos los controles e inspecciones que deben realizarse durante la construcción. Sino todo lo contrario, las pruebas de integridad son ensayos complementarios para el control del producto terminado. Debemos tener claro que las pruebas de integridad por sí misma no previenen la ocurrencia de fallas constructiva y tampoco las remedia. Las pruebas de integridad son un “diagnóstico” de la obra terminada, de utilidad para detectar anomalías. Estos ensayos no destructivos, pueden realizarse de dos formas: integridad interna, mediante *Cross-hole Sonic Logging*, e integridad externa mediante *Sonic Echo and*

*Impulse Response*. Para la “integridad interna”, debe preverse la instalación de pequeñas tuberías longitudinales en el pilote durante la etapa de instalación de armadura. Permite evaluar el pilote tramo por tramo y sus resultados son más simples de interpretar. La “integridad externa” es más sencilla de realizar, simplemente desde la cabeza del pilote. Pero, nos brinda resultados globales más difíciles de interpretar.

Presentemos ahora una alguna alternativa de pilote hincado. Nos referiremos concretamente a micropilotes hincados e inyectados (MHI)<sup>96</sup>. Los micropilotes, en general, son pilotes de pequeños diámetros, usualmente menor a 30 cm. La cimentación de estructuras mediante micropilotes hincados e inyectados, propone una solución tecnológica interesante para terrenos con suelos limosos blandos, o medianamente compactos, y con presencia de agua subterránea a bajas profundidades. ¿Qué es un Micropilote Hincado e Inyectado? es un pilote de pequeño diámetro que se construye en dos etapas: Primero, se hinca una sección tubular ranurada de acero, guiada por una punta cónica de mayor diámetro. La Figura 35.5 muestra la punta y la tubería de hinca. Esto constituirá la armadura central del MHI. La dimensión típica de la sección tubular de acero es de 73 mm de diámetro, con 7 mm de espesor de pared. La punta cónica es de 120 mm de diámetro. La hinca se realiza con un pequeño equipo de impactos dinámicos aislados (Figura 35.6) fácilmente operable en lugar de acceso dificultoso. Segundo, se construye un tampón en la cavidad anular, comprendida entre el tubo y el suelo, y se inyecta lechada de cemento a presión desde la cabeza de la sección tubular. Esta lechada de cemento a presión tiene por objeto llenar la cavidad, comprimir e inyectar el suelo circundante a lo largo del fuste del micropilote. La lechada de cemento se compone de agua y cemento en dosificaciones que deben estudiarse. La mezcla deberá presentar la resistencia a compresión requerida, ser estable y bombeable. Una relación agua-cemento (a/c) de 0,50 está dentro de los límites recomendados. La Figura 35.7 presenta la bomba de inyección de lechada, y la Figura 35.8 imagen de un MHI en proceso de inyección.

---

<sup>96</sup> Arrúa P., Aiassa Martínez G., Eberhardt M., Azelart, D. y Baldoncini R. (2018). Fundamentos del comportamiento de micropilotes hincados en suelos limo-arenoso de Córdoba. XXIV CAMSIG Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Días 17, 18 y 19 de octubre 2018, Salta, Argentina. ISBN 978-950-623-154-5



Figura 35.5: Tubos ranurados y punta de hinca



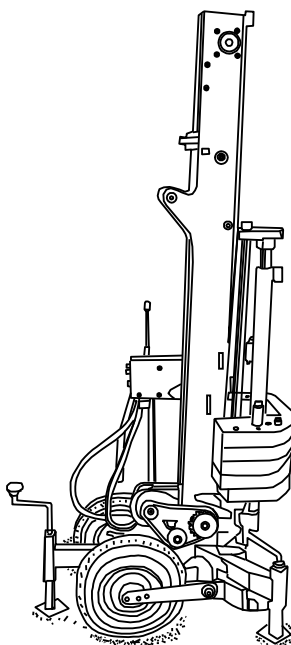


Figura 35.6: Equipo de hinca mediante impactos dinámicos



Figura 35.7: Mezclador y bomba de inyección de lechada de cemento (GEF: Consultoría en Geotecnia, Estructuras y Fundaciones)



Figura 35.8: MHI en proceso de inyección

El procedimiento constructivo de un MHI se resume en la secuencia gráfica que presenta la Figura 35.9. Es importante controlar las presiones de inyección y el volumen de lechada que ingresa. Como todo sistema de cimentación, en el diseño se debe verificar su capacidad geotécnica y estructural. Finalmente, destacamos que el MHI es una alternativa muy usada en proyectos de remediación estructural.

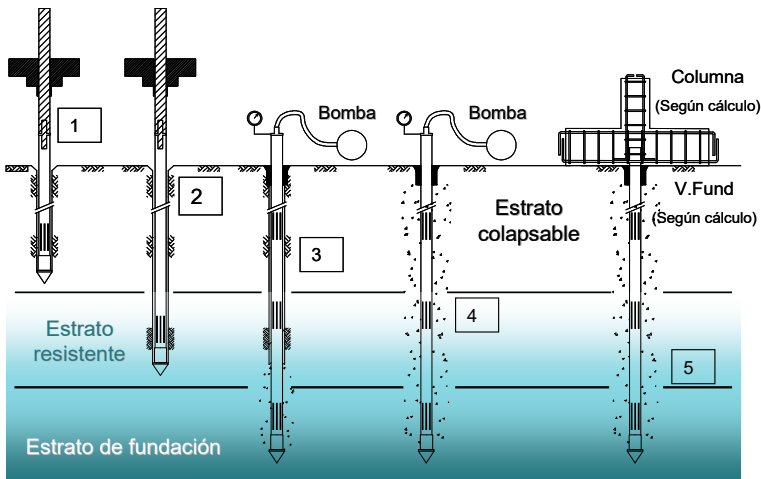


Figura 35.9: MHI en proceso de inyección



### 36. Inyección y precarga en punta de pilotes

La inyección de lechada de cemento es una conocida técnica de mejoramiento de suelos. La implementación de esta técnica en la punta de un pilote excavado permite mejorar su desempeño<sup>97</sup>. Se produce cementación del suelo, compactación del medio y precarga del pilote. Lo que buscamos es incrementar la capacidad de carga del pilote. Describamos esta estrategia desde la práctica local, con sus elementos y equipos constructivos, aplicada a obras medianas y pequeñas. El procedimiento de inyección y precarga en un pilote excavado puede resumirse así: (i) Se excava el pilote, de manera convencional, hasta llegar al estrato de cimentación establecido. (ii) Se realiza la campana con el útil de expansión, solo si corresponde. (iii) Se efectúa la limpieza de la excavación terminada y se coloca, en el fondo, una base de grava seleccionada (Figura 36.1). (iv) Se prepara la cañería de inyección. Consiste en un cuadrilátero de caños perforados e interconectados, que se cubren con una membrana para evitar el retorno del fluido de inyección. Este sistema se conecta y vincula con la superficie mediante, al menos, dos caños. De estos dos caños, uno servirá para inyectar, el otro para vaciar el aire de la cañería y controlar la presión del sistema. En pilotes de diámetro superior a 40 cm, se procurará colocar cuatro caños, en lugar de dos. En los extremos de terminación superior, los caños tendrán válvulas de cierre. (v) Se prepara la armadura del pilote y se vincula con la cañería de inyección (Figura 36.2). (vi) Se introduce la armadura con la cañería de inyección en la perforación del pilote. Se coloca sobre la cama de gravas (Figura 36.3). (vii) Se completa con una segunda capa de grava para cubrir el “cuadrilátero” de inyección de la punta. (viii) El colado de hormigón debe realizarse con especial cuidado para no dañar las cañerías. (ix) Una vez que el hormigón del pilote ya ha endurecido con propiedades estructurales, está en condiciones de ser inyectado. En general, para efectuar la inyección, es recomendable esperar la construcción de la estructura de hormigón armado. Esto es a los fines de incrementar el peso propio de la estructura y facilitar la reacción del pilote. La lechada de inyección se

---

<sup>97</sup> Bolognesi, A.; Moretto, O. (1973). Stage grouting preloading of large piles on sand. VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, USSR.

prepara con agua y cemento en un mezclador especial (Figura 36.4). La dosificación debe definirse en el diseño. Como referencia general, hablamos de una proporción 1:1 en volumen. No obstante, debe estudiarse la dosificación en cada caso para cumplir condiciones de resistencia, estabilidad y factibilidad de ser bombeada. (x) Se procede a inyectar la lechada de cemento a la presión especificada por proyecto. En general, oscilan entre un rango de 5 a 20 kg/cm<sup>2</sup>. La presión dependerá de la profundidad, tipo de suelo y capacidad de carga de diseño del pilote. Se utilizan bombas especiales (Figura 36.5). Durante la inyección, la lechada de cemento a presión circula por las cañerías. En la punta del pilote la lechada desplaza la membrana, sale por las perforaciones, satura el espacio vacío de la cama de gravas y, finalmente, comienza a actuar sobre el suelo y el pilote. La lechada se infiltra en el suelo y eleva la presión de contacto en la punta (Figura 36.6). Se produce una compactación e inyección del suelo de apoyo, en función de la presión aplicada y las características del medio. La reacción vertical es equilibrada por el peso propio del pilote, la fricción lateral del fuste y el peso que transmite la estructura existente. Durante el proceso de inyección, mediante un manómetro, se controla la presión en el sistema (Figura 36.7). También se debe controlar el volumen de lechada inyectada. Al finalizar, la lechada de cemento a presión busca retornar a la cañería. Pero no podrá, ya que la membrana es empujada contra la cañería y la obtura. Genera un cierre anti-retorno. Además, se utilizarán válvulas de bloqueo en los extremos superiores de las cañerías. De esta forma, se conserva la presión inferior hasta el fraguado de la lechada de cemento. La mejora en la capacidad de carga se expresa a partir de un factor de multiplicación que depende de la presión de inyección, el tipo de suelo, y el asentamiento admisible del pilote<sup>98</sup>. La Figura 36.8 resume el esquema general del sistema. Representa nuestra descripción, una “versión sencilla” del método, aplicable a pequeñas obras, con bajas cargas y reducido compromiso estructural. Aclaramos que esta práctica tiene muchas variantes y es más sofisticada cuando se aplica a grandes obras.

---

<sup>98</sup> Mullins, G.; Winters, D. and Dapp, S. (2006). Predicting end bearing capacity of post-grouted drilled Shaft in cohesionless soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132, 4, April 2006, ASCE.



Figura 36.1: Grava para para colocar en la punta del pilote



Figura 36.2: Pilote excavado con inyección de precarga. Cañerías vinculadas a la armadura, previo a la instalación.



Figura 36.3: Pilote excavado con inyección de precarga. Armadura y cañerías instaladas en la perforación.



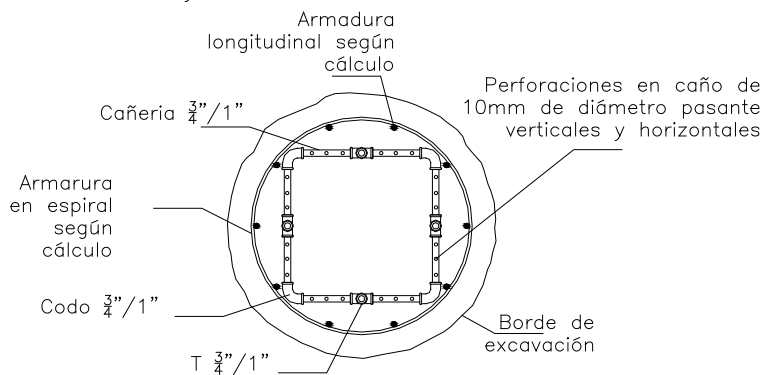


Figura 36.6: Inyección de precarga en un pilote excavado

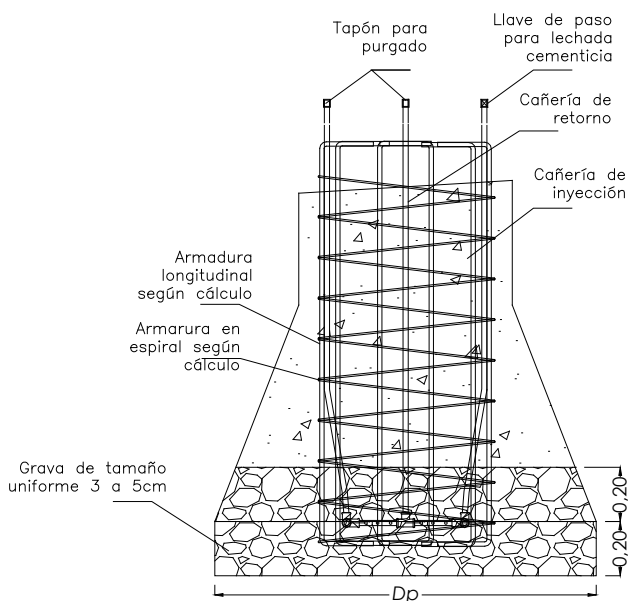


Figura 36.7: Manómetro para el control de presión de inyección

## Planta de inyección



(A)



(B)

Figura 36.8: Esquema de sistema para inyección y precarga de pilotes excavados (A) Corte transversal y vista del "cuadrilátero" de cañería perforada instalada en la punta del pilote, (B) Corte longitudinal del pilote, con el sistema instalado





### 37. Grupo de pilotes

Un grupo de pilotes es un conjunto conformado por dos o más pilotes vinculados mediante un cabezal. El cabezal es una pieza rígida de hormigón armado, que recibe la carga de la columna y la transfiere hacia los pilotes que vincula. ¿Por qué usaríamos un grupo de pilote en un proyecto estructural? Bueno, presentemos las posibilidades que esta alternativa ofrece y algunas de las causas que nos llevarían a su adopción. Primero, *“Incrementar la capacidad de carga”*: en situaciones en que la carga transmitida por una columna, o una estructura en general, sea muy elevada, es posible que un solo pilote no tenga capacidad suficiente. En estos casos, podrá optarse por la utilización de un conjunto de dos o más pilotes. Es importante mencionar que, utilizar tres pilotes, no significa necesariamente que la capacidad se vaya a multiplicar por tres. Ya volveremos sobre este aspecto. ¿Cuándo una carga es elevada?, bueno estamos frente a un problema relativo entre carga transmitida por la estructura o “demanda” y la capacidad de carga de un pilote en ese perfil de suelo “disponible”. Es decir, está altamente relacionado con el tipo de suelo. *“Optimizar el diseño”*: en ocasiones, un grupo de pilotes nos permite mejorar la respuesta de las cimentaciones frente a las acciones, aun cuando no sea estrictamente necesario utilizarlo por demanda de capacidad. Nos referimos aquí a la elección del grupo en función del tipo de sollicitación que la estructura transmita a la cimentación. Por ejemplo, en estructuras con momentos de vuelco, como antenas o carteles, la utilización de un grupo de pilotes permite distribuir las cargas de manera eficiente, con pilotes a compresión y a tracción.

Mencionamos que “utilizar tres pilotes, no significa necesariamente que la capacidad se vaya a multiplicar por tres”. Esto nos introduce al concepto de eficiencia del grupo. La eficiencia del grupo de pilotes se define como,

$$\eta = \frac{Q_{gu}}{\sum_{i=1}^n Q_{ui}}$$

Siendo,

$\eta$  : Eficiencia del grupo de pilotes

$Q_{gu}$  : Capacidad de carga última del grupo de pilotes

$n$  : Cantidad de pilotes del grupo

$Q_{ui}$  : Capacidad de carga última del pilote individual

Los pilotes de un grupo, por lo general, están muy cerca uno de otro, lo cual provoca interacción y reducción en sus capacidades de carga individuales. En conclusión, la capacidad de carga del grupo resultará menor a la suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales. Para reducir este efecto y mejorar la eficiencia, se opta por incrementar la separación entre los pilotes del grupo. Así, se reduce la interacción y la eficiencia tiende a la unidad. Separar los pilotes lleva a cabezales de grandes dimensiones. Por lo tanto, en el diseño se busca separarlos lo justo y necesario. La separación mínima entre pilotes es de 2,5 veces el diámetro del fuste del pilote ( $d_f$ ), medido entre centros de pilotes, y, en general, se adoptan separaciones máximas de hasta 4,0 veces el diámetro ( $d_f$ ). La Figura 37.1 presenta un esquema típico de grupo de pilotes, con su cabezal, separaciones y profundidad de apoyo.

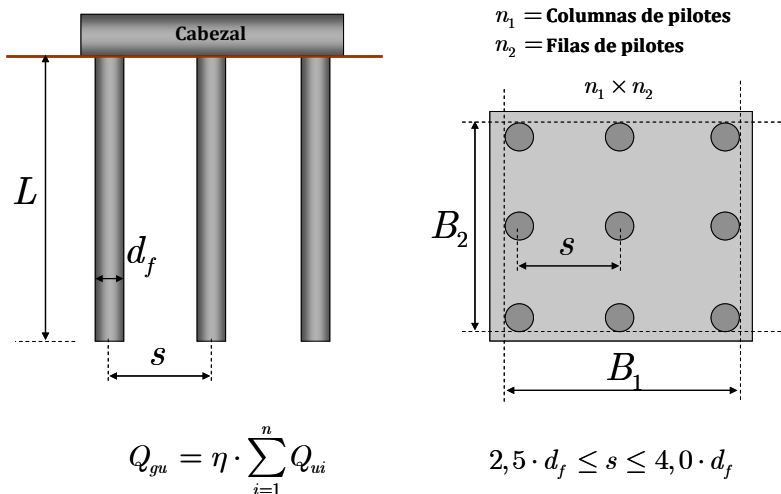


Figura 37.1: Grupo de pilotes

Para determinar la eficiencia del grupo de pilotes existen diferentes ecuaciones. Una de las de mayor aceptación es la que considera al grupo funcionando como un bloque de dimensiones  $B_1$  por  $B_2$  en planta y  $L$  de profundidad<sup>99</sup>. Planteando la expresión, basados en la Figura 37.1, tenemos,

$$\eta = \frac{Q_{gu}}{\sum_{i=1}^n Q_{ui}}$$

Los lados del cabezal en planta, son,

$$B_2 = (n_2 - 1) \cdot s + 2 \cdot \frac{d_f}{2}$$

$$B_1 = (n_1 - 1) \cdot s + 2 \cdot \frac{d_f}{2}$$

El “bloque” del conjunto, tendrá un volumen,  $V$ , y una superficie lateral  $S_l$ , igual a,

$$V = B_1 \cdot B_2 \cdot L$$

$$S_l = (2B_1 + 2B_2) \cdot L$$

La capacidad última por fricción del grupo es,

$$Q_{gfu} = q_{fu} \cdot S_l = q_{fu} \cdot (2B_1 + 2B_2) \cdot L$$

Siendo,

$q_{fu}$  : Capacidad por fricción última unitaria del pilote individual.

---

<sup>99</sup> Das, B.M. (2001). Principios de ingeniería de cimentaciones. Cuarta Edición. Thomson.

$L$ : Longitud de los pilotes

Reemplazando y simplificando, tenemos,

$$Q_{gfu} = q_{fu} \cdot [2 \cdot s \cdot (n_1 + n_2 - 2) + 4 \cdot d_f] \cdot L$$

La capacidad última por punta del grupo es,

$$Q_{gpu} = q_{pu} \cdot A_{pb} = q_{pu} \cdot (B_1 \cdot B_2)$$

Siendo,

$A_{pb}$ : Área de la punta del bloque

$q_{pu}$ : Capacidad por punta última unitaria del pilote individual.

Reemplazando y simplificando, tenemos,

$$Q_{gpu} = q_{pu} \cdot ((n_2 - 1) \cdot s + d_f) \cdot ((n_1 - 1) \cdot s + d_f)$$

$$Q_{gpu} = q_{pu} [s^2(n_1 n_2 - n_1 - n_2 + 1) + s d_f (n_1 + n_2 - 2) + d_f^2]$$

Luego,

$$Q_{gu} = Q_{gpu} + Q_{gfu}$$

$$Q_{gu} = q_{pu} [s^2(n_1 n_2 - n_1 - n_2 + 1) + s d_f (n_1 + n_2 - 2) + d_f^2] + q_{fu} [2s(n_1 + n_2 - 2) + 4d_f] L$$

La capacidad de carga de un pilote individual del grupo será,

$$Q_{ui} = q_{pu} \cdot A_p + q_{fu} \cdot A_{f-lat}$$

Siendo,

$A_p$  : Área de la punta del pilote individual

$A_{f-lat}$  : Área lateral del fuste del pilote individual.

Entonces,

$$Q_{ui} = q_{pu} \cdot \frac{\pi(d_p)^2}{4} + q_{fu} \cdot \pi d_f L$$

Siendo,

$d_p$  : Diámetro de la punta del pilote individual

$d_f$  : Diámetro del fuste del pilote individual

$L$  : Longitud de los pilotes

Si recordamos, la ecuación de eficiencia del grupo, tenemos,

$$\eta = \frac{Q_{gu}}{\sum_{i=1}^n Q_{ui}}$$

Reemplazando, obtenemos,

$$\eta = \frac{q_{pu} [s^2(n_1 n_2 - n_1 - n_2 + 1) + s d_f (n_1 + n_2 - 2) + d_f^2] + q_{fu} [2s(n_1 + n_2 - 2) + 4d_f] L}{n_1 n_2 \left( q_{pu} \frac{\pi(d_p)^2}{4} + q_{fu} \pi d_f L \right)}$$

Así evaluamos la eficiencia del grupo de pilotes. Si analizamos la última expresión, notaremos que si la separación entre pilotes,  $s$ , es lo suficientemente grande, la eficiencia resultará igual o, incluso, mayor a uno. En este caso, el grupo funcionará como pilotes individuales y adoptaremos una eficiencia unitaria. Los resultados mayores a uno son descartados en virtud de que el máximo valor posible de eficiencia es

uno. Por el contrario, si la separación entre pilotes,  $s$ , se reduce, la eficiencia adoptará valores inferiores a la unidad y, en el conjunto, prevalecerá el efecto de grupo. Entonces, para el cálculo de la capacidad de carga última del grupo, tenemos,

$$\eta \geq 1 \text{ Adoptamos eficiencia unitaria} \rightarrow Q_{gu} = \sum_{i=1}^n Q_{ui}$$

$$\eta < 1 \text{ Adoptamos eficiencia calculada} \rightarrow Q_{gu} = \eta \cdot \sum_{i=1}^n Q_{ui}$$

Ahora bien, ¿Cómo se distribuye la carga que proviene de la estructura entre los pilotes? En el caso de una carga vertical, centrada con respecto al centro de reacción, la distribución se realizará de manera igualitaria entre todos los pilotes. Es decir, la carga total se dividirá por la cantidad de pilotes y esa será la carga que tomará cada pilote individual. Por otro lado, si el centro de reacción no coincide con el centro de acción, o bien la estructura transmite carga vertical más momentos de vuelco en una o dos direcciones, tendremos que plantear ecuaciones para establecer lo que toma cada pilote individual. La Figura 37.2, muestra un grupo de pilotes sometidos a una carga vertical no centrada,  $P$ , que equivale a la misma carga centrada con momentos de vuelco en ambas direcciones. La carga vertical, generará compresión o tracción según sea su sentido, mientras que los momentos de vuelco generarán tracciones y compresiones a partir del eje neutro. La formulación para estimar la carga vertical transferida a cada pilote individual de área  $A_i$ , en un cabezal con  $n$  pilotes, se plantea sobre la base de la fórmula de flexión compuesta oblicua. Tenemos,

$$M_y = P \cdot x_0$$

$$M_x = P \cdot y_0$$

$$\sigma_i = \frac{P}{n \cdot A_i} \pm \frac{M_x}{W_{xi}} \pm \frac{M_y}{W_{yi}}$$

$$W_{xi} = \frac{I_x}{y_i}$$

$$W_{yi} = \frac{I_y}{x_i}$$

$$I_x = \sum_{i=1}^n (I_{xi} + A_i \cdot y_i^2)$$

$$I_y = \sum_{i=1}^n (I_{yi} + A_i \cdot x_i^2)$$

Luego, puede despreciarse la componente propia de la sección,

$$I_{yi} \approx I_{xi} \approx 0$$

Así,

$$I_x = \sum_{i=1}^n A_i \cdot y_i^2$$

$$I_y = \sum_{i=1}^n A_i \cdot x_i^2$$

$$W_{xi} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \cdot y_i^2}{y_i}$$

$$W_{yi} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \cdot x_i^2}{x_i}$$

Reemplazando,

$$\sigma_i = \frac{P}{n \cdot A_i} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n A_i \cdot y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n A_i \cdot x_i^2}$$

Finalmente, multiplicando la última expresión, por el área del fuste de un pilote individual ( $A_i$ ), llegamos a la expresión general que permite calcular el valor de la carga vertical, de compresión o tracción, que se transmite a cada pilote individual ( $P_i$ ),

$$P_i = \frac{P}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Esta carga  $P_i$ , será empleada para la verificación estructural y geotécnica de cada uno de los pilotes individuales. Las solicitaciones transmitidas por la columna, se aplicarán en la última expresión en forma mayoradas, o sin mayorar, a fin de obtener el valor de carga vertical última ( $P_{ui}$ ) o de servicio ( $P_i$ ) sobre cada pilote. La Figura 37.2 presenta un cabezal con cuatro pilotes, no obstante, esta expresión es aplicable a cualquier cantidad de pilotes ( $n$ ) y puede adecuarse a diferentes configuraciones geométricas para la distribución de los pilotes en la planta del cabezal.

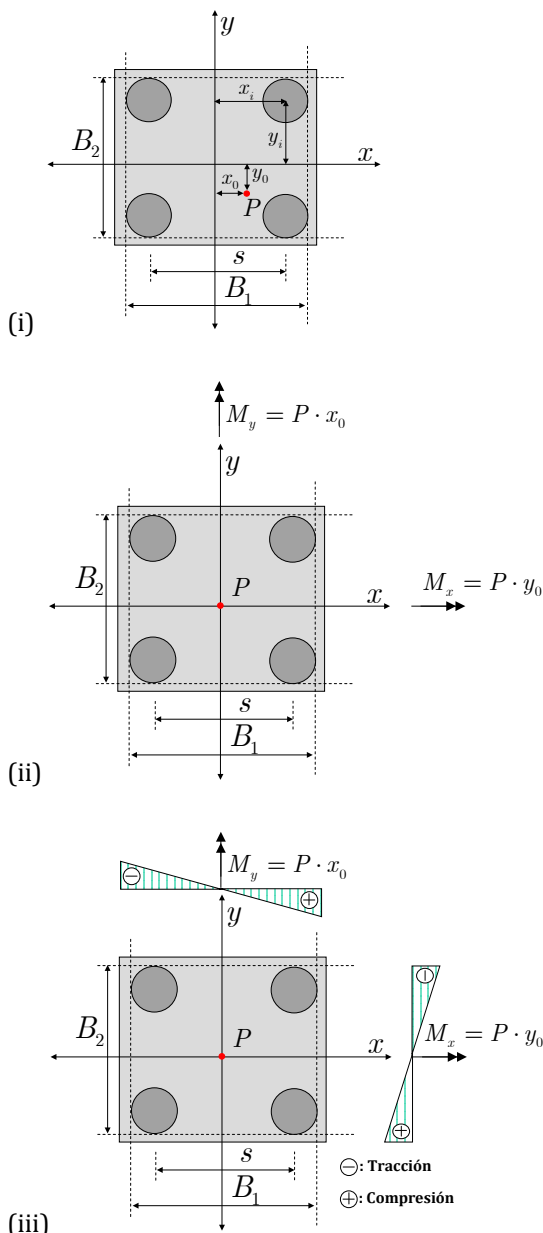


Figura 37.2: Grupo de pilotes bajo carga vertical y momentos de vuelco en dos direcciones (i) carga vertical excéntrica, (ii) equivalente carga vertical centrada + momentos de vuelco, (iii) análisis de compresión y tracción en pilotes por momentos de vuelco



### 38. Diseño estructural de cabezales

El cabezal de un grupo de pilotes es una pieza de hormigón armado de gran rigidez que debe diseñarse y verificarse para los elevados esfuerzos a los que estará sometido. Para una carga externa dada, la separación entre pilotes será una de las variables de mayor impacto en el diseño de la geometría del cabezal. El reglamento<sup>100</sup> establece para los cabezales una altura mínima de 30 cm sobre la armadura inferior. Mientras mayor sea esta separación entre pilotes, mayor será la altura necesaria. Los cabezales rígidos, y con poca cantidad de pilotes, pueden dimensionarse de acuerdo al mecanismo de bielas comprimidas inclinadas de hormigón y tensores horizontales de acero. Las bielas comprimidas tendrán lugar entre la columna y los pilotes, mientras que los tensores horizontales se ubicarán sobre la cabeza de los pilotes. Estos tensores se materializan con armadura de acero. Este mecanismo resulta válido en cabezales rígidos, cuando el ángulo formado por las bielas comprimidas diagonales y los tensores horizontales es mayor a 45°. Cuando la inclinación es menor, o el cabezal tiene una gran cantidad de pilotes, se procede a dimensionar por flexión y verificar por corte y punzonado<sup>101</sup>.

#### *Diseño por mecanismo biela y tensor*

El esquema de este mecanismo, se presenta en la Figura 38.1, para el caso de un cabezal rígido con dos pilotes<sup>102</sup>. Sobre la base de la Figura, se presentan los elementos geométricos de cálculo,

$$45^{\circ} \leq \alpha \leq 55^{\circ}$$

---

<sup>100</sup> CIRSOC 201 (2005). Reglamento argentino de estructuras de hormigón. INTI.

<sup>101</sup> Orlor, R. y Donini, H. (2011). Introducción al cálculo de hormigón armado. 2d.E. Nobuko

<sup>102</sup> Rodriguez Ortiz, J.M; Serra Gesta, J. y Oteo Mazo, C. (1995). Curso aplicado de cimentaciones. Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid.

$$\tan(\alpha) = \frac{d_c}{\frac{1}{2}\left(s - \frac{c}{2}\right)}$$

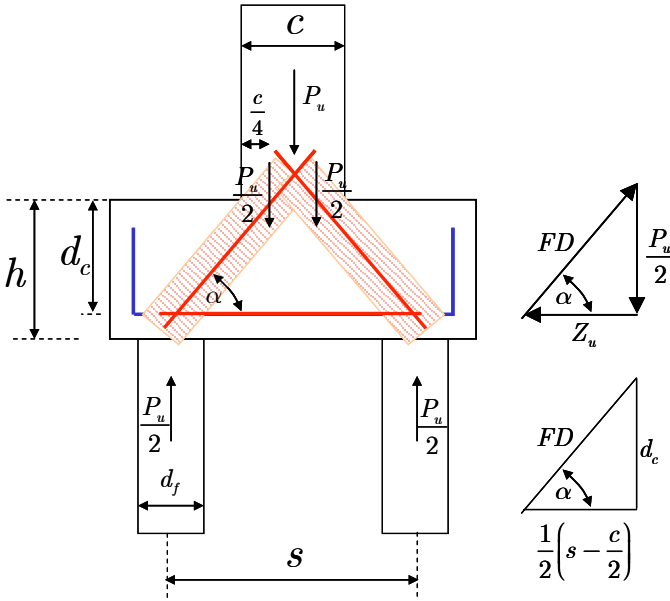


Figura 38.1: Cabezal para dos pilotes. Mecanismo biela y tensor

Si planteamos el polígono de fuerza de este “reticulado”, tenemos

$$\tan(\alpha) = \frac{\frac{P_u}{2}}{Z_u}$$

$$Z_u = \frac{\frac{P_u}{2}}{\tan(\alpha)}$$

Reemplazando por la identidad geométrica, nos queda,

$$Z_u = \frac{\frac{P_u}{2}}{\frac{d_c}{\frac{1}{2}\left(s - \frac{c}{2}\right)}}$$

Simplificando, obtenemos,

$$Z_u = \frac{P_u}{4d_c} \left( s - \frac{c}{2} \right)$$

En los cálculos, incrementaremos este valor obtenido en un 20%,

$$Z_u = 1,2 \cdot \frac{P_u}{4d_c} \left( s - \frac{c}{2} \right)$$

El ángulo  $\alpha$ , en general lo adoptaremos en  $50^\circ$ . Deben realizarse verificaciones de la biela comprimida de hormigón y del esfuerzo de corte. La fuerza de compresión en la diagonal será,

$$FD = \frac{P_u}{2 \cdot \sin(\alpha)}$$

Con las fuerzas últimas determinadas, se deberá verificar que<sup>103</sup>,

$$F_u \leq \phi \cdot F_n$$

Siendo,

$F_u$ : Solicitación por compresión en el hormigón (“puntal”), o de tracción en el acero (“tensor”)

$\phi$ : Coeficiente de reducción de resistencia  $\phi = 0,75$ .

$F_n$ : Resistencia nominal en el “puntal” o “tensor”.

---

<sup>103</sup> CIRSOC 201 (2005). Reglamento argentino de estructuras de hormigón. INTI.

La resistencia de un puntal de hormigón (sin armadura) se calcula, en ambos extremos del mismo, con la siguiente ecuación,

$$F_{ns} = A_{cs} \cdot f_{ce}$$

Siendo,

$F_{ns}$  : Resistencia nominal en el “puntal”

$A_{cs}$  : Sección transversal en el extremo en estudio

$f_{ce}$  : Resistencia efectiva a la compresión del puntal de hormigón

$$f_{ce} = \beta_s \cdot 0,85 \cdot f'_c$$

$f'_c$  : Resistencia especificada a la compresión del hormigón

$\beta_s$  : Factor que depende del puntal. Varía entre 0,4 y 1,0

La resistencia del tensor (solo con armadura no tesa) se calcula con la siguiente ecuación,

$$F_{nt} = A_{ts} \cdot f_y$$

Siendo,

$F_{nt}$  : Resistencia nominal en el “puntal”

$A_{ts}$  : Área de la armadura no tesa

$f_y$  : Tensión de fluencia especificada de la armadura no tesa

Finalmente, se distribuye la armadura sobre la base del cabezal, por sobre la cabeza de ambos pilotes. El resto, serán armaduras mínimas o bien con la sollicitación que le corresponda. El diseño, debe realizarse lo suficientemente rígido, como para que no sea necesario colocar armadura por corte. Los estribos colocados serán de armado mínimo, y actuarán de “cama” de esta armadura principal.

*Diseño por mecanismo de flexión con verificación a corte y punzonado*

La explicación de este mecanismo de diseño de cabezales, la realizaremos sobre la base de la Figura 38.2, para un cabezal de planta cuadrada ( $B=B_1=B_2$ ) y con cuatro pilotes distribuidos simétricamente. El esquema de cálculo general es similar al presentado para la zapata aislada. En el esquema, tenemos una columna que transmite una carga vertical  $P_u$ , y se aplica con una excentricidad  $x_o$ , de manera que genera un momento de vuelco de  $M_{uy}=P_u \cdot x_o$ . Determinemos las cargas últimas sobre los pilotes,

$$P_{ui} = \frac{P_u}{4} \pm \frac{M_{uy} \cdot X_i}{\sum_{i=1}^n X_i^2}$$

En este caso, tendremos

$$P_{ui} = \frac{P_u}{4} \pm \frac{M_{uy}}{2 \cdot s}$$

Así, podremos obtener las fuerzas sobre cada uno de los cuatro pilotes,

$$P_{u1} = P_{u4} = \frac{P_u}{4} + \frac{M_{uy}}{2 \cdot s}$$

$$P_{u2} = P_{u3} = \frac{P_u}{4} - \frac{M_{uy}}{2 \cdot s}$$

Ahora, determinemos las sollicitaciones para el diseño del cabezal. El momento flector último en el cabezal ( $M_{uc}$ ), se calcula a partir del producto entre la carga de reacción de los pilotes 1 y 4, y la distancia entre el centro de los pilotes y la cara externa de la columna,

$$M_{uc} = 2P_{u1} \cdot \left( \frac{s}{2} - \frac{c_x}{2} \right)$$

O sea,

$$M_{uc} = P_{u1} \cdot (s - c_x)$$

La sollicitación por corte en el cabezal, resulta,

$$V_{uc} = 2P_{u1}$$

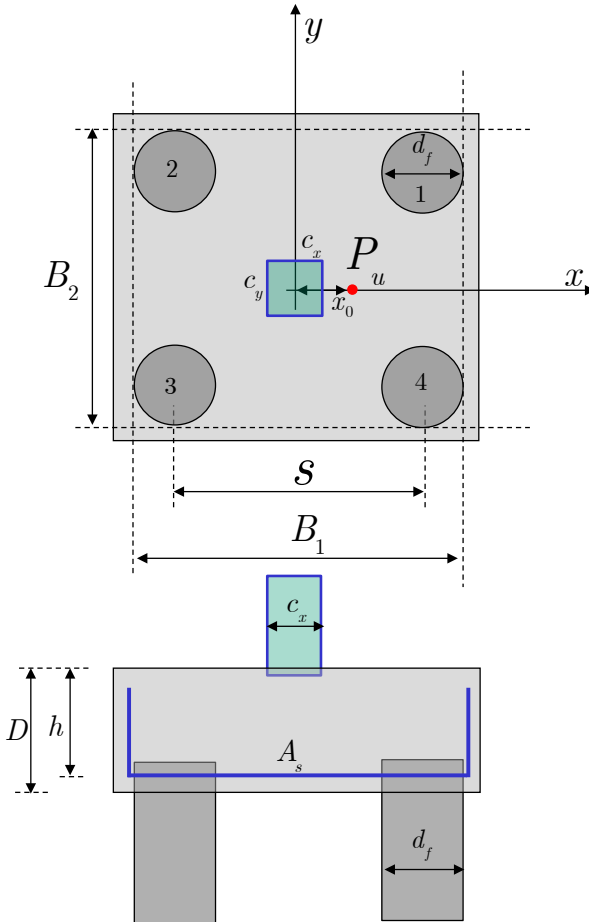


Figura 38.2: Cabezal para cuatro pilotes. Mecanismo de flexión

La altura del cabezal se diseña para que verifique corte y punzonado, sin la necesidad de colocar armadura, similar a como

diseñamos las zapatas individuales. Incluso, podemos predimensionar altura con las mismas fórmulas empíricas.

$$D = \frac{(B_1 - c_x)}{3}$$

Luego, En la verificación por corte, se plantea que,

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

$V_u$  : esfuerzo de corte mayorado en la sección considerada, en N

$V_n$  : resistencia nominal al corte, en N

$\phi = 0,75$  : factor de reducción de resistencia

Por otro lado, la resistencia a corte suministrada por el hormigón que, en este caso, al no tener armadura de corte será igual a la resistencia nominal, resulta,

$$V_n = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot B \cdot h$$

Siendo,

$f'_c$  : resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa

$B$  : ancho del alma del elemento estructural, en mm

$h$  : distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal de tracción, altura útil, en mm.

Debe verificarse que,

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

$$2P_{u1} \leq \phi \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot B \cdot h$$

Debemos también verificar punzonado, generado por la columna y por los pilotes individuales. Para la determinación de los perímetros críticos, seguiremos los esquemas típicos de zapatas individuales, adecuados a la ubicación de la columna, generalmente centrada, y los pilotes en posiciones centradas o extremas (Figura 38.3). En la Figura  $c_1$  y  $c_2$  corresponden a las dimensiones de la columna en la dirección de  $x$  e  $y$  respectivamente.

Verificación de punzonado por columna,

$$P_u \leq \phi \cdot F \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (4h + 2 \cdot (c_x + c_y)) \cdot h$$

Verificación de punzonado por pilote más comprimido,

$$P_{u1} \leq 0,50 \cdot \phi \cdot F \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (h + 2 \cdot d_f \cdot 0,78) \cdot h$$

El factor de 0,50 es debido de la condición esquinera del pilote, el de 0,78 es de reducción por geometría circular del pilote. El factor  $F$ , puede, simplifícadamente, adoptarse igual a 2.

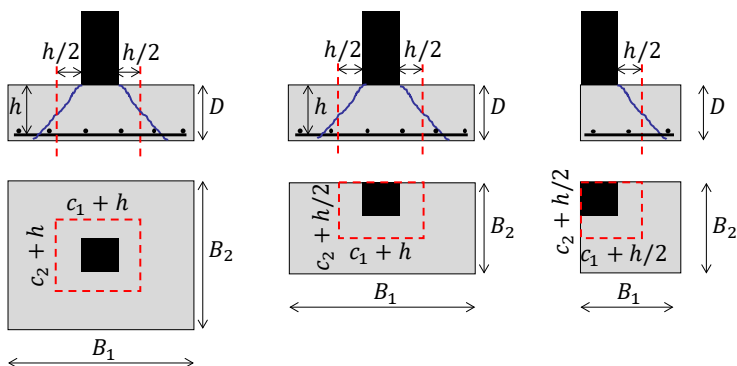


Figura 38.3: Cabezales – Esquema para verificación de PUNZONADO

Luego de verificadas las condiciones de corte y punzonado, pasamos al dimensionado por flexión,



$$M_{uc} \leq \phi \cdot M_{nc}$$

$M_{uc}$  : Momento resistente requerido calculado con cargas mayoradas.

$M_{nc}$  : Momento resistente nominal “real” de la sección.

$\phi = 0,90$  : Coeficiente de reducción de resistencia en función del tipo de rotura.

Así,

$$M_{uc} = P_{u1} \cdot (s - c_x)$$

$$M_{nc} = \frac{P_{u1} \cdot (s - c_x)}{\phi}$$

Con este momento,

$$m_n = \frac{M_{nc}}{0,85 \cdot f'_c \cdot B \cdot h^2}$$

$f'_c$  : resistencia especificada a la compresión del hormigón en MPa

$B$  : ancho del alma del elemento estructural según el eje de cálculo

$h$  : distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal de tracción, altura útil.

De aquí, se desprende,

$$k_a = 1 - \sqrt{1 - 2m_n}$$

Este valor, deberá estar comprendido entre los límites máximo y mínimo reglamentario y, finalmente, la cantidad de acero necesaria resulta,

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot B \cdot k_a \cdot h}{f_y}$$

La sección de armadura calculada se repartirá a lo largo del ancho del cabezal, en función del diámetro de varilla y la separación entre las mismas, respetando las reglas de armado específicas para este tipo de pieza y las cuantías mínimas reglamentarias. Se reforzará el armado, especialmente en la vinculación entre pilotes.

### 39. Construcción de cabezales

La construcción del cabezal es posterior a la de los pilotes que agrupa. En primer lugar se construyen los pilotes del grupo. Esto incluye la perforación, instalación de armadura y llenado de hormigón. Luego se excava el recinto del cabezal, se elimina terrones y restos de suelo suelto, y se limpia la armadura de los pilotes de “anclaje” en el cabezal. Posteriormente, se instala el “canasto” de acero y se verifican los recubrimientos de diseño en todas las caras del cabezal. Se colocan las armaduras de vinculación a la columna. Se revisan las disposiciones y reglas de armado y, finalmente, el cabezal ya está listo para el colado de hormigón. Esta secuencia se ilustra en las Figuras 39.1 y 39.2.

Presentemos un ejemplo de obra. El edificio de ingeniería civil de la Facultad Regional Córdoba, Universidad Tecnológica Nacional. Actualmente, se desarrollan allí todas las actividades académicas de la carrera. La estructura es de 5 niveles (subsuelo, planta baja y 3 pisos). Para las cimentaciones, se adoptaron grupos con dos y tres pilotes excavados. La Figura 39.3 presenta fotografías de las armaduras de cabezales y pilotes durante la construcción del edificio. En este caso, corresponden a cabezales rectangulares para grupos de dos pilotes. La Figura 39.4 nos muestra un esquema de armado para un grupo de tres pilotes. En este caso el cabezal es de forma triangular. Se observa también una vista general de la planta de cimentación de la estructura con la excavación de las vigas de vinculación entre cabezales de grupos y pilotes.

La Figura 39.5, muestra un plano típico de un conjunto de dos pilotes agrupados mediante un cabezal. Se observa que el cabezal, debe disponer de la altura necesaria para el anclaje de las barras de armado del pilote y la columna. El esquema muestra planta y corte del cabezal, en conjunto con la vista general de los pilotes del grupo.



(i)



(ii)



(iii)

Figura 39.1: Construcción de cabezal. Secuencia: (i) pilotes del grupo terminados, (ii) inicia excavación del recinto del cabezal, (iii) excavación de cabezal terminada



(i)



(ii)



(iii)

Figura 39.2: Construcción de cabezal. Secuencia: (i) limpieza, (ii) instalación de armadura, (iii) canasto



Figura 39.3: Fotografías de armadura de pilotes y cabezal para grupo de dos pilotes. Edificio de la carrera de ingeniería civil, UTN FRC (septiembre, 2016)





Figura 39.4: Fotografías de armadura de cabezal triangular para grupo de tres pilotes. Planta de cimentación. Edificio de la carrera de ingeniería civil, UTN FRC (octubre, 2016)

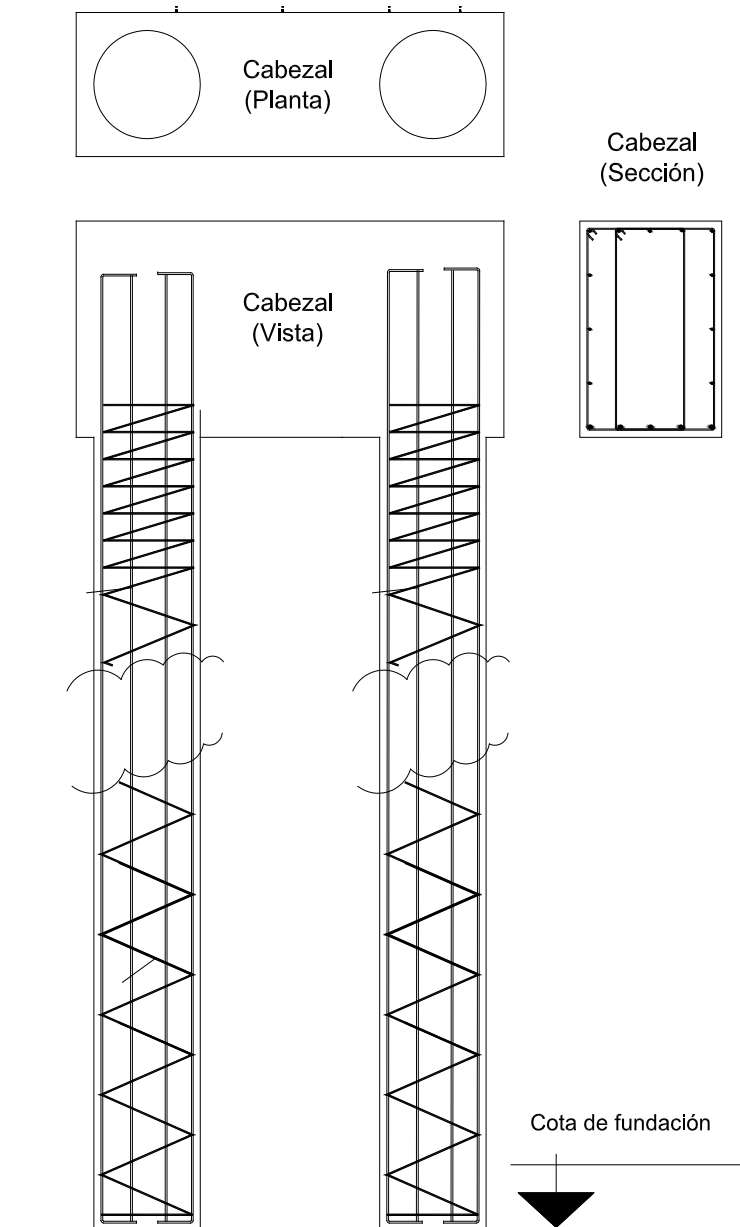


Figura 39.5: Plano típico de un grupo de dos pilotes y cabezal



## 40. Patología

Comencemos por el significado de la palabra. Si buscamos la definición de “*patología*” en el diccionario<sup>104</sup> encontraremos que dice: “conjunto de síntomas de una enfermedad” (RAE). Sigamos con significado de palabras. La definición de síntoma es: “señal o indicio de algo que está sucediendo o va a suceder” (RAE). Finalmente, enfermedad: “alteración más o menos grave de la salud” (RAE). Es claro que, en general, estas definiciones se orientan hacia la medicina. Pero, entonces, dentro de la ingeniería civil ¿a qué nos referimos cuando hablamos de patología? Intentaremos responder la pregunta en el siguiente párrafo.

Una estructura podría padecer algún tipo de anomalía y manifestarse a través de síntomas. Esa anomalía, al igual que una enfermedad, puede revestir diferentes grados de gravedad. Los síntomas son el “aviso”, el indicio de que algo no está bien. Estudiar los síntomas e interpretarlos nos permite encontrar las causas. Finalmente, luego de que tenemos entendido el origen del problema, nuestro objetivo será remediar y restaurar las condiciones de funcionalidad original.

Cualquier tipo de estructura puede requerir un estudio patológico. El estudio de patologías en ingeniería civil es muy amplio. Nosotros aquí centraremos el análisis a problemas ocasionados por asuntos de geotecnia y cimentaciones los cuales, frecuentemente, se encuentran relacionados entre sí. Realizar estudios de patología de cimentaciones implica: (i) *Investigar el daño*. El daño puede referirse a pequeños deterioros o el colapso de una estructura. Muchas veces la intervención para estudio ocurre cuando la estructura ya falló, al nivel de colapso. De allí la referencia en muchas bibliografías como ingeniería forense<sup>105</sup>. (ii) *Interpretar síntomas*. El análisis e interpretación de los síntomas permite al ingeniero experto formular hipótesis y vincularlos a posibles causas. (iii) *Determinar la causa*. Seguir síntomas, observar su evolución y ejecutar estudios de apoyo, permite desestimar hipótesis

---

<sup>104</sup> Real Academia Española. Diccionario de la lengua española: <https://dle.rae.es>

<sup>105</sup> Day, R. (2011). *Forensic Geotechnical and Foundation Engineering*. McGraw-Hill. Second Edition.

primarias y converger en la determinación de la causa. (iv) *Remediar*. Determinada la causa se procede a la remediación. Remediar implica solucionar aquello que originó el daño. (v) *Restaurar*. Implica llevar adelante todas las acciones necesarias para poner a la estructura en el estado que tenía previo a la aparición del daño. De esta manera, se le busca restituir su funcionalidad estructural o estética. Finalmente, (vi) *Monitorear*. Es necesario programar un seguimiento estratégico para confirmar que todo funcione bien. Es una etapa de prueba de conformidad sobre la intervención. Ante la mínima advertencia que el monitoreo revele, es necesario iniciar de inmediato una nueva investigación.

Presentemos un recorrido fotográfico de estructuras que han manifestado algún tipo de síntomas. En todos los casos, nos vamos a referir a síntomas cuyas causas se vinculan a problemas de geotecnia y/o cimentaciones (Figuras 40.1 a 40.5).



Figura 40.1: Fisuras en mampostería portante de una vivienda familiar cimentada con bases superficiales sobre suelos limosos “colapsables”



Figura 40.2: Daños moderados de erosión, deterioro y deslizamientos parciales en una excavación sobre suelo limoso "loess"



Figura 40.3: Formación inicial de una cuña de falla, con riesgo potencial de deslizamiento de talud, en un camino de montaña



Figura 40.4: Daños importantes de erosión en un canal abierto sobre suelo limoso (*loess*) sin revestimiento y sin defensa



Figura 40.5: Deslizamientos parciales en bloque en un canal abierto sobre suelo limoso (*loess*) sin revestimiento y sin defensa

Ya mencionamos que los daños pueden revestir diferentes grados de gravedad. Por esto, podemos presentar una clasificación simple que nos permita diferenciarlos. (i) *Daños estéticos*. Son aquellos que afectan la apariencia, pero no la funcionalidad. Tampoco afectan la seguridad estructural. (ii) *Daños funcionales*. Estos afectan el uso. Generalmente, este tipo de daño, también se asocia con reducción en la seguridad estructural, aunque no de forma significativa. (iii) *Daños estructurales*. Aquí estamos frente a situaciones en donde se ha reducido considerablemente la seguridad estructural y, por lo tanto, es alto el riesgo de inestabilidad o colapso. (iv) *Colapso*. Fallo o pérdida de la estabilidad estructural. Puede abarcar toda la construcción o algún sector específico.

Los daños pueden originarse en diferentes etapas de la vida de una estructura. Hagamos un resumen. (i) *Originados en Proyecto*: se puede deber a fallas en el diseño, cálculo, falta de estudio de suelo, entre otras posibilidades. (ii) *Originados en la construcción*: errores constructivos, falta de correspondencia entre lo “proyectado” y lo finalmente “ejecutado”, falla en los materiales, etc. (iii) *Originados en el uso*: producto de modificación del destino original, aplicación de sobrecargas superiores a las previstas, daños estructurales por golpes o productos agresivos, etc. (iv) *Originados por agentes externos*: se refieren a daños inducidos desde “afuera” de la propiedad. Por ejemplo, excavaciones en propiedades linderas sin un proyecto adecuado de estabilización. (v) *Originados por mantenimiento*: más precisamente por falta o mal mantenimiento. Por ejemplo, falta de impermeabilizaciones, no reparación de cañerías dañadas, y podríamos seguir con la lista. (vi) *Originados por desastres naturales*: Fenómenos naturales que superan los límites previstos.

¿Cuáles son los principales síntomas que nos advierten de un problema de cimentación? Bueno, en general hablamos de ciertas configuraciones de fisuras o grietas. También pueden identificarse hundimientos, asentamientos e inclinaciones. Existen casos en que los síntomas no se visibilizan, sino que permanece oculto hasta manifestarse problemas severos. Aquí es necesaria una urgente intervención del ingeniero. Se deberá adoptar todas las medidas que resulten necesarias para garantizar la seguridad.

Las consecuencias de daños tienen diferentes dimensiones. (i) *Humana*: lesiones o pérdida de vida. (ii) *Social*: conflictos, afectaciones psicológicas, morales. (iii) *Económicas*: costos de obras, depreciación del valor de la propiedad.

La metodología de intervención debe adecuarse en cada caso en función del tipo de estructura y magnitud de los daños. A modo general podemos mencionar los siguientes pasos: (i) *Inspección*: relevamiento de daños e identificación de síntomas. Por ejemplo, podría tratarse de un cuadro de fisuras. Se deberá relevar su ubicación, configuración y orientación. En ciertas situaciones, es posible que resulte necesario adoptar medidas de urgencia, como recomendar apuntalamiento inmediato y diagnosticar la estructura como “no segura para su uso”. (ii) *Antecedentes*: Búsqueda de antecedentes. Consultar toda la documentación de proyecto como planos, memorias, pliegos, estudios, normativa y reglamentación vigente, etc. (iii) *Medición*: identificar una línea de base de estos síntomas y realizar un seguimiento. Para el seguimiento de fisuras se deben establecer puntos de control estratégicos para el monitoreo de su evolución en el tiempo. En estos puntos se instalan instrumentos testigos diseñados para registrar movimientos bidireccionales de la estructura. Por ejemplo, los testigos desarrollados por el CIGEF (UTN, FRC) son de acrílicos y se componen de dos partes: una base cartesiana y una base punto. La base cartesiana constituye un plano con ejes centrales y de referencia ortogonales. Es de color blanca y opaca, con marcación cuadrículada negra, graduada en 5,0 mm de paso. La base punto, es transparente y lleva inscrita un punto guía que se ubicada al origen del sistema de coordenadas de la base cartesiana. Esta base lleva la inscripción que identifica el punto de control. La Figura 40.6 presenta los componentes del testigo y la Figura 40.7 muestra la instrumentación de una fisura. El seguimiento se realiza en el tiempo y se registra el ancho de fisura. Los resultados se reportan en una gráfico espesor-tiempo (Figura 40.8) (iv) *Estudios*: los más frecuentes son estudio de suelo e inspección de cimientos (Figura 40.9), pruebas hidráulicas (Figura 40.10), mediciones topográficas, estudio de materiales, extracción de testigos, ensayos no destructivos como pruebas de integridad, esclerómetros, pachómetro, etc. (v) *Gabinete*: el análisis de la información relevada en los estudios,

seguimiento de síntomas, modelos de simulación computacional y cálculos permitirá al ingeniero experto determinar las causas del daño, o bien, proponer nuevas acciones de investigación en pos de encontrarlas. Por ejemplo, en la Figura 40.8 se presenta la interpretación de diferentes tendencias en el seguimiento de fisuras, y la Tabla 40.1 nos orienta sobre la relación entre nivel de daño y “ancho” de fisura o grieta, asentamiento relativo y distorsión angular. (vi) *Recomendaciones*: se proyectan medidas de remediación, restauración y reparaciones menores. Aquí la solución no resulta única o trivial. Dependerá de la estructura, tipo de suelo, el nivel de daño, accesibilidad, tecnología disponible, entre otros factores. Por ejemplo, el sistema de micropilote hincado e inyectado (MHI) resulta interesante alternativa de recalce debido a su facilidad constructiva en lugares de difícil acceso.

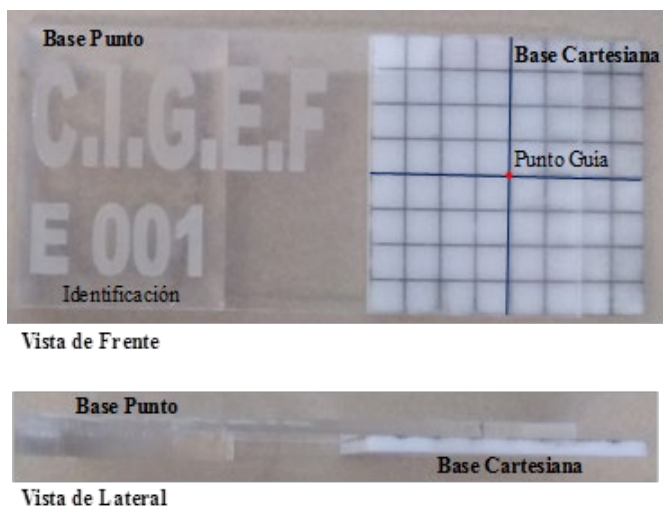


Figura 40.6: Elementos componentes de los testigos desarrollados por CIGEF (UTN, FRC)

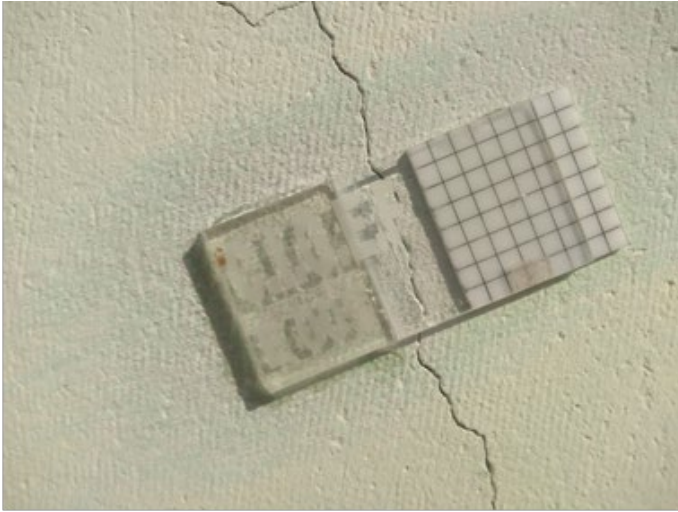


Figura 40.7: Bases de un testigo montadas en ambos márgenes de una fisura

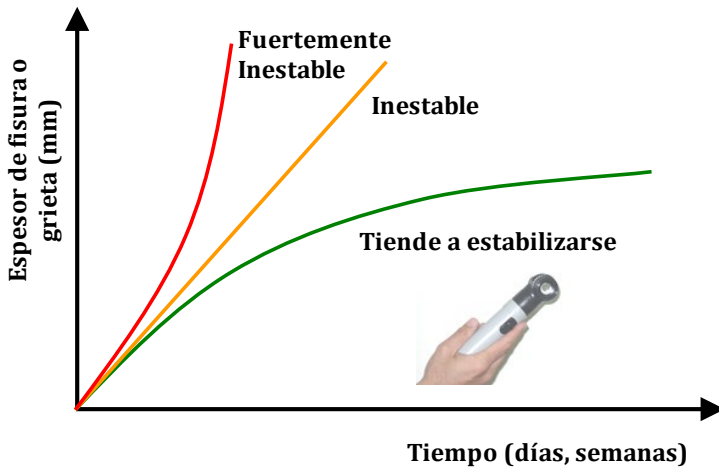


Figura 40.8: Seguimiento de fisuras. Evolución como: tendiente a estable, inestable y fuertemente inestable



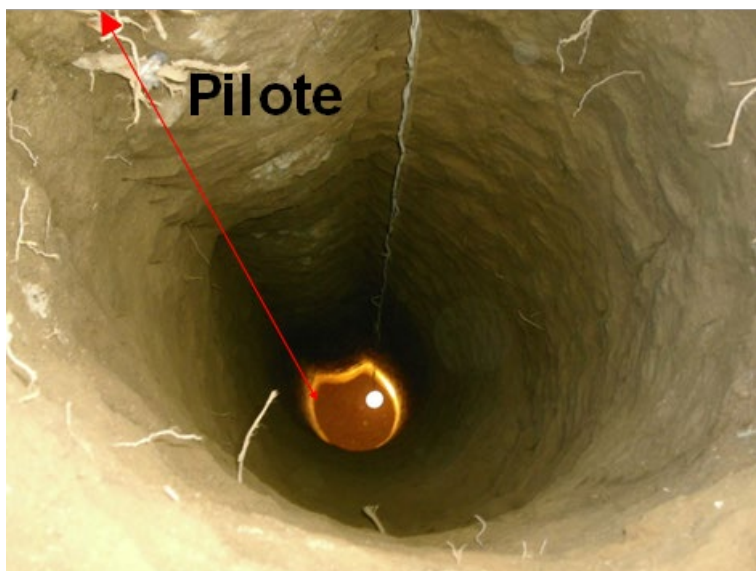


Figura 40.9: Inspección de un pilote. Ausencia de campana prevista en proyecto

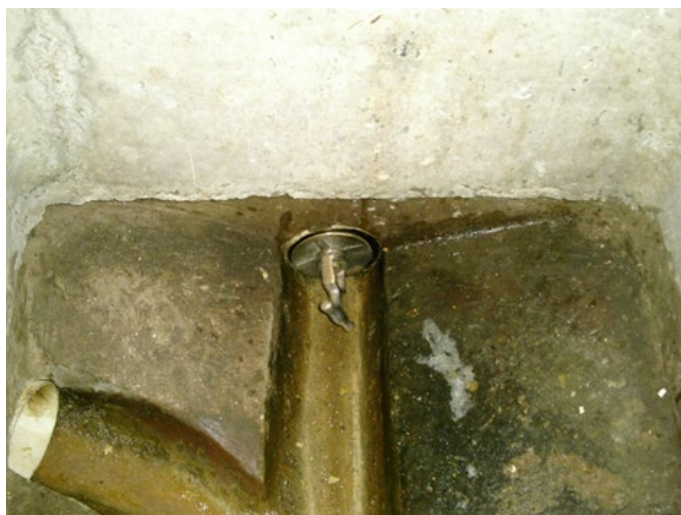


Figura 40.10: Tapón para prueba de estanqueidad en cañería de cloaca

Tabla 40.1: Relación entre Nivel de Daño y “ancho” de fisura o grieta, asentamiento relativo y distorsión angular<sup>106</sup>

<b>Nivel</b>	<b>Descripción</b>	<b>Lf (mm)</b>	<b>Sr (cm)</b>	<b>d/L</b>
<b>Despreciable</b>	Grietas apenas visibles	<0,1	<3	<1/300
<b>Muy leve</b>	Daños muy leves, finas grietas. Fácil reparación estética	1	3 a 4	1/300 a 1/240
<b>Leve</b>	Daños menores, pequeñas fracturas visibles internas y externas, dificultad en puertas y ventanas.	3	4 a 5	1/240 a 1/175
<b>Moderado</b>	Grietas que requieren reparación mayor, reparación de ladrillos, dificultad en puertas y ventanas, fractura de cañerías,	5 a 15	5 a 8	1/175 a 1/120
<b>Severo</b>	Grandes grietas que requieren grandes trabajos de reparación, reemplazo de mampostería, particularmente en sectores de puerta y ventanas, distorsiones en aberturas, ondulaciones en el piso, destrucción de cañerías, daños estructurales serios.	15 a 25	8 a 13	1/120 a 1/70
<b>Muy severo</b>	Requieren trabajos de reparación mayores, reconstrucción parcial o completa, aberturas totalmente fuera de operación, daño estructural grave e inestabilidad.	>25	>13	>1/70

Lf (mm): Ancho de fisura o grieta

Sr (cm): Asentamiento relativo máximo de la cimentación

d/L: Distorsión angular máxima

<sup>106</sup> Day, R. (2011). Forensic Geotechnical and Foundation Engineering. McGraw-Hill. Second Edition.

## Bibliografía

- ACI 224 (1997). Fisuración en miembros de hormigón en tracción directa.
- ACI 336.2R-88 (Reapproved 2002). Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats.
- Aiassa G.; Arrúa P. y Eberhardt M. (2019). *Hermenéutica del CIRSOC 401 Una mirada contextualizada del Reglamento Argentino de Estudios Geotécnicos*. Editorial edUTecNe, Ciudad Autónoma de Buenos Aires, Argentina.
- Arrúa P. (2013). *Pilotes instalados en limos loésicos bajo sollicitaciones laterales*. Universidad Tecnológica Nacional, Buenos Aires, Argentina.
- Arrúa P., Aiassa Martínez G., Eberhardt M., Azelart, D. y Baldoncini R. (2018). *Fundamentos del comportamiento de micropilotes hincados en suelos limo-arenoso de Córdoba*. XXIV CAMSIG Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Días 17, 18 y 19 de octubre 2018, Salta, Argentina. ISBN 978-950-623-154-5
- Arrúa, P.; Aiassa, P. y Eberhardt, P. (2016). *Ensayo de penetración dinámica liviana (PDL) en la ejecución de estudio de suelo para cimentaciones*. XXIII Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Santa Fe, Argentina.
- ASTM D 1143. Standard Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load
- Bolognesi, A. and Moretto, O. (1973). *Stage grouting preloading of large piles on sand*. VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, USSR.
- Canadian Geotechnical Society (2006). *Canadian Foundation Engineering Manual*. 4th Edition.
- CIRSOC 101 (2005). *Reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras*. INTI.
- CIRSOC 102 (2005). *Reglamento argentino de acción del viento sobre las construcciones*. INTI.
- CIRSOC 104 (2005). *Reglamento argentino de acción de la nieve y del hielo sobre las construcciones*. INTI.
- CIRSOC 108 (2007). *Reglamento argentino de cargas de diseño para estructuras durante su construcción*. INTI.
- CIRSOC 201 (2005). *Ejemplos de aplicación del reglamento argentino de estructuras de hormigón*. INTI.
- CIRSOC 201 (2005). *Reglamento argentino de estructuras de hormigón*. INTI.
- CIRSOC 401 (2018). *Reglamento argentino de estudios geotécnicos*. Editado por INTI.
- Coduto, D.P. (2001). *Foundation Design: Principles and Practices*. Second Edition, Prentice Hall.
- Das, B. M. (2001). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. Thomson.
- Das, B.M. (2001). *Principios de ingeniería de cimentaciones*. Cuarta Edición. Thomson.
- Day, R. (2011). *Forensic Geotechnical and Foundation Engineering*. McGraw-Hill. Second Edition.
- Day, R.W. (2010). *Foundation Engineering Handbook: Design and Construction with the 2009 International Building Code*, Second Edition. The McGraw-Hill Companies, Inc.
- Fellenius, B.H. (2020). *Basics of Foundation Design*. Electronic Edition. British Columbia. Canada.

- FHWA (2010). Drilled Shafts: Construction Procedures and LRFD Design Methods. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. Publication No. FHWA-NHI-10-016.
- FHWA (2016). Design and Construction of Driven Pile Foundations – Volume I. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. Publication No. FHWA-NHI-16-009.
- FHWA (2016). Design and Construction of Driven Pile Foundations – Volume II. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. Publication No. FHWA-NHI-16-009.
- Fliess, E.D. (1974). Estabilidad. Segundo curso. Editorial Kapelusz.
- INPRES-CIRSOC 103 (2018). Reglamento argentino para construcciones sismorresistentes. INTI.
- Maciejewski, T. (1964). Cálculo de fundaciones para líneas de transmisión de energía eléctrica con el método de Sulzberger. Revista Electrotécnica. Marzo-Abril, p. 59-69.
- Martínez Girón, A.; Sánchez, D.; Orbezo Parrao, D. y Fernández Vélez, M. (2014). Los ensayos “in-situ” de penetración dinámica continua y su utilización en México. XXVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica.
- McCormac J. (2002). Diseño de Concreto Reforzado. 4ta. Edición. Alfaomega, México.
- Mullins, G.; Winters, D. and Dapp, S. (2006). Predicting end bearing capacity of post-grouted drilled Shaft in cohesionless soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132, 4, April 2006, ASCE.
- Murthy, V. (2007). Advanced Foundation Engineering. CBS Publishers & Distributions. New Delhi, India.
- Oler, R. y Donini, H. (2011). Introducción al cálculo de hormigón armado. 2d.E. Nobuko
- Poulos, H.G. and Davis, E.H. (1974). Elastic solutions for soil and rock mechanics. Centre for Geotechnical Research. University of Sydney. Australia.
- RAE. Real Academia Española. Diccionario de la Lengua Española. <https://dle.rae.es>
- Reese, L.; Isenhower, W. and Wang, S. (2006). Analysis and design of shallow and deep foundations. John Wiley & Sons, US.
- RFEM 5 (2016). Modelos espaciales calculados según el método de los elementos finitos. Descripción del programa. Dlubal Software.
- Rodríguez Ortíz, J.M.; Serra Gesta, J. y Oteo Mazo, C. (1995). Curso Aplicado de Cimentaciones. Sexta Edición. Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid.
- Santos Miñón, J. (1980). Interacción estática suelo-estructura. Modelos de suelos empleados. Revista de Obras Públicas. Editada por el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de España. Febrero-Marzo 1980. 127, (3178): 181-191.
- Terzaghi, K. (1955). Evaluation of coefficients of subgrade reaction. Géotechnique. Volume 5, Issue 4, December 1955, pp. 297-326.

## Acerca de los autores

### **Gonzalo M. Aiassa Martínez**



- Doctor en Ciencias de la Ingeniería (UNC<sup>107</sup>).
- Magíster en Ciencias de la Ingeniería Mención en Estructuras y Geotecnia (UNC).
- Especialista en Docencia Universitaria (UTN<sup>108</sup>).
- Ingeniero Civil (UTN).
- Prof. de Cimentaciones (UTN-FRC<sup>109</sup>).
- Director del CIGEF, Centro de Investigación y Desarrollo en Geotecnia, Estructuras y Fundaciones (UTN).
- Director del Departamento de Ingeniería Civil (UTN-FRC).
- Asesor en GEF Geotecnia, Estructuras y Fundaciones.

### **Pedro A. Arrúa**



- Doctor en Ciencias de la Ingeniería (UNC).
- Magíster en Ciencias de la Ingeniería Mención en Estructuras y Geotecnia (UNC).
- Especialista en Docencia Universitaria (UTN).
- Ingeniero Civil (UTN).
- Prof. de Geotecnia, (UTN-FRC).
- Vicedirector del CIGEF, Centro de Investigación y Desarrollo en Geotecnia, Estructuras y Fundaciones (UTN).
- Director de GEF Geotecnia, Estructuras y Fundaciones.

---

<sup>107</sup> Universidad Nacional de Córdoba, Argentina

<sup>108</sup> Universidad Tecnológica Nacional, Argentina

<sup>109</sup> Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Córdoba, Argentina



## **Marcelo G. Eberhardt**

- Master en Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones (CEDEX, España).
- Ingeniero Civil (UTN).
- Prof. de Geotopografía, (UTN-FRC).
- Investigador del CIGEF, Centro de Investigación y Desarrollo en Geotecnia, Estructuras y Fundaciones (UTN).
- Ingeniero jefe de GEF Geotecnia, Estructuras y Fundaciones.



Gonzalo M. Aiassa Martínez

Pedro A. Arrúa

Marcelo G. Eberhardt

# Entre el Suelo y la Estructura Cimentaciones

*Al pensar el diseño estructural de un proyecto, naturalmente se deriva en la pregunta sobre ¿qué tipo de cimentación adoptar? Intentar responder nos conduce a nuevas preguntas, por ejemplo ¿cuál es el tipo de suelo del lugar de construcción?, ¿cuánto se puede asentar la obra? El propósito de este libro es proporcionar instrumentos que ayuden a responder estas preguntas. Una filosofía de diseño integral del sistema de cimentación debe contemplar aspectos geotécnicos, estructurales, tecnológicos y constructivos. Se describen los principales sistemas de cimentación, se detallan los criterios empleados para su selección y las metodologías de análisis, diseño y cálculo. Se presentan las principales técnicas constructivas utilizadas en nuestro medio, con ejemplos concretos de proyectos y obras fruto de nuestra propia experiencia en la actividad. El libro está pensado como una propuesta situada, conceptual y pragmática, redactado en un estilo desestructurado, con una escritura fresca y espontánea, típica de una clase. En contra de todo sentido común, nos propusimos presentar un libro que hable de "estructura" en forma "desestructurada". Definitivamente, esto nos motivó para asumir el desafío de intentarlo.*



ISBN 978-987-4998-54-5



9 789874 998545

