Tesis de Magíster en Ingeniería Estructural

CAPACIDAD PORTANTE DE MICROPILOTES EN SUELO CEMENTADO

Tesista: Enrique Daniel Mafud - Ingeniero Civil

Director: Raúl Dámaso Benito - Ingeniero Civil

Institución Académica: Instituto de Estructuras - Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología

Universidad Nacional de Tucumán

Año 2009

Índice Temático **Página**

1. Introducción 14
1.1 El pasado y el presente 15
1.2 Una perspectiva histórica 16
1.3 La proyección hacia el futuro 17
1.4 Objetivos y alcances de la investigación 20
1.5 Metodología de trabajo empleada 22
2. Estado actual del conocimiento 24
2.1 Diseño de fundaciones sobre pilotes 25
2.1.1 Conceptos preliminares 25
2.1.2 Capacidad de carga y carga residual de pilotes 26
2.1.3 Fricción de piel negativa, carga de arrastre y arrastre descendente 38
2.1.4 El diseño unificado 38
2.1.5 Resumen 45
2.2 Cimentaciones sobre pilotes 45
2.2.1 Generalidades sobre micropilotes 46
2.2.2 Comportamiento de pilotes bajo carga 47
2.2.3 Carga de falla en pilotes. Una simplificación adecuada. 49
2.3 Desarrollo de la microestructura en pastas de cemento portland 50
2.3.1 La microestructura en el periodo inicial de hidratación 51
2.3.2 La microestructura en el periodo medio de hidratación 51
2.3.3 La microestructura en el periodo final de hidratación 52
2.3.4 Forma y tamaño de los productos formados en la hidratación del cemento portland 52
2.4 Capacidad soporte de pilotes 53
2.4.1 Cálculo para la capacidad de carga final mediante métodos teóricos de mecánicas de suelos 53
2.4.2 Cálculo para suelos no cohesivos 60
2.4.2.1 Cálculo de cargas finales en pilotes aislados hincados sobre suelos no cohesivos 60
2.4.2.2 Método basado en la prueba de penetración estándar 61
2.4.2.3 Efectos del tiempo 63
2.4.2.4 Cálculo de cargas últimas en pilotes hincados y colados in situ sobre suelo cohesivo 63
2.4.2.5 Cálculo de cargas últimas en pilotes perforados y colados in situ sobre suelo no cohesivo 64
2.4.3 Cálculo para suelos cohesivos 64
2.4.3.1 Fricción superficial a lo largo del pilote 64
2.4.3.2 Cargas últimas en pilotes hincados en suelos cohesivos 68
2.4.3.3 Pilotes hincados y colados in situ en suelos cohesivos 69
2.4.3.4 Pilotes perforados y colados in situ en suelos cohesivos 69
2.4.4 Losa de fundación combinada con pilotes 70
2.4.4.1 Losa de fundación combinadas con pilotes (LFCP) 70

2.4.4.2 Procedimiento de cálculo 72
2.4.4.3 Conceptos de diseño 73
3.Planificación de los Ensayos 75
3.1 Objetivo 76
3.2 Selección del tipo de prueba 76
3.3 Determinación de la capacidad de carga de un pilote perforado y colado in situ en suelo cohesivo, en base a formulas teóricas 79
3.4 Diseño del banco de cargas 80
3.5 Determinación de intervalos de carga 82
3.6 Representación gráfica de resultados 82
4.Realización de ensayos 83
4.1 Ensayo preliminar de infiltración 84
4.2 Construcción del banco de carga 96
4.3 Prueba de carga 125
5.Conclusiones 141
5.1 Contraste entre Modelo Numérico Virtual y Fenómeno Físico Real 141
5.2 Efecto de la Cementación 141
5.3 Efecto de la colaboración del Cabezal 142
5.4 Atenuación de Cedimientos de Edificios 142
6. Apéndice 146
6.1 Propiedades de los Suelos 146
6.1.1 Importancia práctica de las propiedades de los suelos 147
6.1.2 Principales tipos de suelo 147
6.1.3 Tamaño y forma de las partículas de los suelos 149
6.1.4 Propiedades de las fracciones muy finas de los suelos 151
6.1.5 Análisis mecánico o granulométrico de los suelos 156
6.1.6 Clasificación de los suelos en función de sus características granulométricas 158
6.1.7 Agregados de suelo 160
6.1.8 Consistencia y sensibilidad de las arcillas 164
6.1.9 Propiedades hidráulicas y mecánicas de los suelos 168
6.1.10 Permeabilidad de los suelos 168
6.1.11 Compresibilidad de estratos confinados de suelos 172
6.1.12 Resistencia al corte de los suelos 176
6.1.13 Tensiones y deformaciones en los suelos 181
6.2 Mezcla de Agua – Cemento 184
6.2.1 Agua 184
6.2.2 Cemento portland 185
6.2.2.1 Materias primas 185
6.2.2.2 Proceso de fabricación 187
6.2.2.3 Composición 188
6.2.2.4 Densidad, aspecto, forma, y finura 189
6.2.2.5 Fraguado y endurecimiento 190
7. Bibliografía 192

Índice de Tablas **Página**

1. Introducción
2. Estado actual del conocimiento
Capacidad de soporte de pilotes
Tabla 2.1 Valores de $\overline{K_s}$ y (por Broms) 62
Tabla 2.2 Valores de fricción superficial para pilotes rectos en suelos no cohesivos . 63
Tabla 2.3 Factores de reducción de rigideces ζi 73
3. Planificación de los Ensayos
4. Realización de ensayos
Tabla 4.1 Determinación de la humedad higroscópica y de la plasticidad 86
Tabla 4.2 Determinación de la densidad – profundidad 4m 87
Tabla 4.3 Resultados de los ensayos – Pilote Nº1 125
Tabla 4.4 Resultados de los ensayos – Pilote Nº2 126
Tabla 4.5 Resultados de los ensayos – Pilote Nº3 ..... ……..127
5. Conclusiones
Tabla 5.1 Representación de Ensayos Combinados 143

6. Apéndice
Tabla 6.1 Grado de saturación de las arenas 163
Tabla 6.2 Porosidad, relación de vacíos, y peso unitario de suelos típicos en estado natural 164
Tabla 6.3 Consistencia de las arcillas en función de la resistencia a la compresión simple 165
Tabla 6.4 Valores representativos de Ø en grados para arena seca 179
Tabla 6.5 Límites máximos de componentes perjudiciales en el agua..... 185
Tabla 6.6 Composición tipo de los porcentuales de óxidos de un cemento 188
Tabla 6.7 Proporciones típicas de combinaciones de óxidos en el cemento portland 189

7. Bibliografía

Índice de Ecuaciones **Página**

1. Introducción
Ecuación 1.1 Expresión de la curva q-z (en términos de tensiones) 17
2. Estado actual del conocimiento
Ecuación 2.1 Expresión de la curva q-z (en términos de resistencia)…….. 41
Ecuación 2.2 Ecuación de Brinch Hansen y Meyerhof - Cálculo de la capacidad de profundas Ecuación de Brinch Hansen 54
Ecuación 2.3 Factor de forma s_q 54
Ecuación 2.4 Determinación de ancho equivalente B` (cargas excéntricas) 56
Ecuación 2.5 Determinación de largo equivalente L` (cargas excéntricas) 56
Ecuación 2.6, 2.7, 2.8, 2.9, 2.10, 2.11 Factores de forma para carga inclinada 56
Ecuación 2.12 Factor de profundidad d_q 57
Ecuación 2.13, 2.14, 2.15 Factores de inclinación i_c, i_q, i_γ 58
Ecuación 2.16, 2.17 58
Ecuación 2.18 Capacidad de carga final en cimentaciones basadas en zapatas 59
Ecuación 2.19 Capacidad de carga final en cimentaciones cuadradas o circulares 59
Ecuación 2.20 Capacidad de carga final en cimentación circular profunda 59
Ecuación 2.21 Capacidad de carga final de un pilote 61
Ecuación 2.22 Resistencia unitaria de la base 61
Ecuación 2.23 Fricción total última superficial del pilote 61
Ecuación 2.24, 2.25 Carga de falla del pilote Q_u, Q'_u 62
Ecuación 2.26 Fricción superficial 68
Ecuación 2.27 Capacidad de soporte de los pilotes hincados en arcillas y limos arcillosos 68
Ecuación 2.28 Fricción superficial Q_s 68
Ecuación 2.29, 2.30 Carga de trabajo admisible Q_a 69
Ecuación 2.31 Relación entre la carga que toman los pilotes y la carga total de la fundación 70
Ecuación 2.32 Rigidez equivalente $C_{KPP,i}$ 72
3. Planificación de los Ensayos
Ecuación 3.1 Determinación del área de base 79
Ecuación 3.2 Determinación de la superficie de fricción 79
Ecuación 3.3 Determinación de la resistencia al corte 79
Ecuación 3.4, 3.5, 3.6 Determinación de la capacidad de carga última 79
Ecuación 3.7, 3.8 Determinación de la carga admisible..... 79
4. Realización de ensayos
5. Conclusiones
6. Apéndice
Ecuación 6.1 *Porosidad n*: relación entre el volumen de vacíos y el volumen total del suelo 161
Ecuación 6.2 *Relación de vacíos e*: relación entre el volumen de vacíos y el volumen de los sólidos 162
Ecuación 6.3, 6.4 Relación entre porosidad y relación de vacíos 162

Ecuación 6.5 De*nsidad relativa* D_r 162
Ecuación 6.6 Grado de *saturación* de las arenas 163
Ecuación 6.7 Peso unitario del suelo seco 163
Ecuación 6.8 Peso unitario del suelo saturado 163
Ecuación 6.9 Gradiente de presión (gm/cm^3) 170
Ecuación 6.10 Gradiente hidráulico (adimensional) 170
Ecuación 6.11 *Velocidad de descarga v* en arenas finas saturadas y otros suelos de granos finos también saturados 170
Ecuación 6.12 *Velocidad de descarga v* 171
Ecuación 6.13 Coeficiente de permeabilidad *k* 171
Ecuación 6.14 *Ley de Darcy* 171
Ecuación 6.15 Coef. de permeabilidad *k* en función del tamaño D de las partículas 171
Ecuación 6.16 Coef. de permeabilidad *k* para el caso de arenas muy uniformes 171
Ecuación 6.17 Ecuación de A. Casagrande *k=f(e)* 172
Ecuación 6.18, 6.19 Coef. de compresibilidad α_v dentro del intervalo p_o, $p_o+\Delta_p$ 175
Ecuación 6.20, 6.21, 6.22 Módulo de compresibilidad volumétrica 176
Ecuación 6.23 Tensiones tangenciales en función de tensiones normales 178
Ecuación 6.24 Tensiones tangenciales *s* en una masa de arena situada a una profundidad grande por debajo del nivel de la napa 180
Ecuación 6.25 Resistencia al corte de la arcilla saturada 181
Ecuación 6.26 Módulo de elasticidad E 181
Ecuación 6.27 Coeficiente de Poisson 181
Ecuación 6.28 Cambio unitario de volumen producido por la aplicación de las tres tensiones principales p1, p2, p3 181

7. Bibliografía

Índice de Figuras **Página**

1. Introducción

Figura 1.1 Carga - desplazamiento de cinco zapatas cuadradas en arena 16
Figura 1.2 Tensiones versus desplazamientos relativos (curva q-z ajustada) 17
Figura 1.3 Resultados de Ensayos de células O con simulaciones t-z y q-z 18
Figura 1.4a Distribución de cargas a lo largo del pilote 19
Figura 1.4b Distribución de asentamiento a lo largo del pilote 19
Figura 1.5 Ubicación. Vista superior de la Quinta Agronómica 21
Figura 1.6 Ubicación Inst. de Estructuras de la U.N.T. y del banco de cargas 21

2. Estado actual del conocimiento

Figura 2.1a Carga – desplazamiento para un 100% capacidad lateral del pilote 26
Figura 2.1b Carga – desplazamiento para un pilote con igual resistencia lateral y de punta 26
Figura 2.2a Tensión vs. desplazamiento para cuatro zapatas 28
Figura 2.2b Tensión vs. Desplazamiento para cinco zapatas 28
Figura 2.3 Curvas Carga – Desplazamiento para pilote afectado y no afectado por cargas residuales) 29
Figura 2.4 Curvas de respuesta t –z laterales y de punta (carga normalizada) 29
Figura 2.5 Curvas carga - desplazamiento usando curvas t-z de deformaciones por ablandamiento, afectadas y no afectadas por las cargas residuales 29
Figura 2.6 Carga desplazamiento para la cabeza, punta y lateral de un pilote instrumentado en arena 30
Figura 2.7 Distribuciones medidas de cargas residuales y cargas verdaderas 30
Figura 2.8 Incremento de carga de un ensayo de carga estático en arena con evaluaciones de distribución de cargas residuales y cargas verdaderas 31
Figura 2.9 Distribución de cargas medida en dos pilotes inmediatamente, 154 días y 496 días después del final del hincado 32
Figura 2.10 Distribución de cargas medida en un ensayo de carga estática sobre un pilote de 45 m de long. en arcilla 33
Figura 2.11a Distribución de la resistencia última y carga residual 34
Figura 2.11b Distribución de la resistencia última verdadera y falsa 34
Figura 2.12 Distribución de cargas / asentamiento en tres pilotes tubo de 672 días .. 36
Figura 2.13 Carga - desplazamiento de la punta del pilote – función q - z 36
Figura 2.14 Ejemplo ilustrativo de aproximación a la carga admisible, carga muerta, carga viva y carga de arrastre 39
Figura 2.15 Ej. de la interdependencia de la long. de la zona de transición, ubicación del plano neutral, y magnitud de la resistencia de punta del pilote 41
Figura 2.16 Principio de análisis de asentamiento de un grupo de pilotes 42
Figura 2.17 Comparación entre tensión total resultante y tensión efectiva resultante 43
Figura 2.18 Pilotes de carga final o pilotes de punta 46
Figura 2.19 Pilote de fricción 46
Figura 2.20 Relación carga-asentamiento para un solo pilote en suelo uniforme sujeto a carga vertical en el punto de falla 47

Figura 2.21 Lecturas de los calibradores de esfuerzos a lo largo de un pilote 47
Figura 2.22 Relación carga-asentamiento. Carga total en el pilote, en el fuste y en la base por separado 48
Figura 2.23 Falla de un grupo de pilotes 49
Figura 2.24 Desarrollo de la microestructura durante la hidratación del cemento portland (esquema sugerido por Scrivener) 51
Figura 2.25 Relación de carga-asentamiento 53
Figura 2.26 Distribución de la carga con la ecuación general de Brinch Hansen 54
Figura 2.27 Factores de la capacidad de carga Nc, Nq y Nγ 55
Figura 2.28 Factores de forma S_c y Sγ 56
Figura 2.29 Transformación de una cimentación de carga-excéntrica para área rectangular equivalente soportando una presión vertical distribuida unif. 56
Figura 2.30 Factor de profundidad d_c (tomado de Brinch Hansen) 57
Figura 2.31 Factores de inclinación i_c, i_q, i_γ (tomado de Brinch Hansen) 58
Figura 2.32 Distribución de la carga de la ecuación general para bases inclinadas 58
Figura 2.33 Factores de capacidad de carga de Terzaghi para cimentaciones poco profundas 59
Figura 2.34 Cimentación profunda 60
Figura 2.35 Angulo de resistencia al corte Ø en función de N (SPT) 62
Figura 2.36 Incremento en la capacidad de carga con el tiempo en pilotes hincados en arcillas blandas 65
Figura 2.37 Factores de adhesión para pilotes hundidos en arcilla 66
Figura 2.38 Factores de adhesión para pilotes de carga pesada hundidos hasta una penetración profunda 67
Figura 2.39 Losa de fundación combinada con pilotes LFCP 71
Figura 2.40 Tipo de fundación y asentamiento promedio de edificios en altura en Frankfurt 71
Figura 2.41 Asentamiento promedio proporcional en función del coeficiente α_{KPP} 72

3. Planificación de los Ensayos

Figura 3.1 Diseño del banco de cargas triangular 78
Figura 3.2 Diseño del banco de cargas – Disposición de elementos de medición 80
Figura 3.3 Diseño del banco de cargas – Conexiones a central de datos 81

4. Realización de ensayos

Figura 4.1 Perfil de la perforación 87
Figura 4.2 Área de excavación para exploración 89
Figura 4.3 Resultados de los ensayos – Pilote Nº1 131
Figura 4.4 Resultados de los ensayos – Pilote Nº2 134
Figura 4.5 Resultados de los ensayos – Pilote Nº3 137

5. Conclusiones

6. Apéndice

Figura 6.1 Fotografías de cristales de minerales arcillosos, obtenidas con el microscopio electrónico 152
Figura 6.2 Diagrama que indica: a) la estructura floculenta, b) la estructura de nidos de abeja, c) la estructura granular 153

Figura 6.3 Representación semilogarítmica de los res. del análisis granulométrico.. 156
Figura 6.4 Curvas granulométricas típicas 157
Figura 6.5 Clasificación de suelos basada en la granulometría 159
Figura 6.6 Grafico del Public Roads para la clasificación de suelos 160
Figura 6.7 Corte de la taza para determinar el límite líquido con la pasta de suelo .. 166
Figura 6.8 Grafico de las plasticidades 167
Figura 6.9 Diagrama que indica el significado de carga hidráulica y de altura o carga piezométrica para el caso del escurrimiento lineal del agua a través de una muestra de suelo 169
Figura 6.10 Relación entre la permeabilidad y la relación de vacios de una arena graduada y de un suelo con elementos escamosos 172
Figura 6.11 Aparato para realizar ensayos de compresión lateralmente confinada sobre muestras de suelo 173
Figura 6.12[a] Curvas e-p típicas 174
Figura 6.12[b] Curvas e-log(p) típicas 174
Figura 6.13[a], 6.13[b] Relación entre e y p para ensayos a la compresión lateralmente confinada de arenas 175
Figura 6.14 Aparato de corte directo 176
Figura 6.15 Resistencia al corte de la arena seca 178
Figura 6.16 Diagrama de tensiones – deformaciones para el suelo 182

7. Bibliografía

Índice de Fotos **Página**

1. Introducción
2. Estado actual del conocimiento
3. Planificación de los Ensayos
4. Realización de ensayos
Foto 6.1 Perforación realizada con barreno manual 84
Foto 6.2 Movimiento sobre el vástago (torsión) para introducir la pala 84
Foto 6.3 Vista de la perforación desde la superficie 85
Foto 6.4 Muestra de suelo inalterado cubierta con parafina..... 85
Foto 6.5 Mezcla de lechada de agua – cemento en hormigonera..... 88
Foto 6.6, 6.7, 6.8 Se vierte la lechada desde la hormigonera 88/89
Foto 6.9 Trípode de puntales de madera sobre la excavación 90
Foto 6.10 Hueco superficial de la perforación 90
Foto 6.11 Costra perimetral del pozo próxima a la superficie 91
Foto 6.12 Costra perimetral a una profundidad de 3.50m..... 91
Foto 6.13 Vista superior del tubo de lechada endurecida..... 92
Foto 6.14 Discontinuidades en el espesor de la costra en profundidad..... 92
Foto 6.15 Un operario mide la profundidad máxima de la costra perimetral..... 93
Foto 6.16 Se indaga a mayor profundidad..... 93
Foto 6.17 Textura superficial entre los 3.50m y los 5.00m de profundidad 94
Foto 6.18 Un operario indica que se alcanzaron los 5.00m de profundidad 94
Foto 6.19 Se llegó hasta los 6.00m de profundidad y se extrajeron muestras del macizo 95
Foto 6.20 Foto tomada desde el fondo de la perforación 95
Foto 6.21, 6.22 Foto de una muestra extraída del macizo endurecido 96
Foto 6.23 Predio donde se construirá el banco de cargas 97
Foto 6.24 Operarios limpian la zona de trabajo, y la delimitan mediante el uso de puntales y alambres 97
Foto 6.25, 6.26 Delimitación de la zona de trabajo 98
Foto 6.27 Colocación de media sombra y cinta de peligro 99
Foto 6.28 Un operario replantea la ubicación de los pilotes 99
Foto 6.29 Se inicia la perforación de los pozos donde se llenaran los pilotes de tracción y compresión 100
Foto 6.30 El esfuerzo de torque se intensifica mientras se avanza en profundidad .. 100
Foto 6.31, 6.32 Se arma el encofrado para realizar un cabezal sobre los pilotes de tracción 101
Foto 6.33 Armadura del pilote..... 102
Foto 6.34 Armadura de uno de los pilotes antes de introducirla en el hueco de la perforación 102
Foto 6.35 Anclaje de la barra que transmite la tracción al cuerpo del pilote. Se soldaron 3 barras de 25 mm de diámetro y se introdujeron las mismas aprox. 1000mm en el cuerpo del pilote 103
Foto 6.36 Último tramo de la armadura longitudinal del pilote de tracción con la

barra roscada asegurada sobre el eje del mismo 103
Foto 6.37 Puesta a plomo, y alineación de la armadura en el último tramo 104
Foto 6.38 Detalle de anclaje de la barra roscada central con la armadura longitudinal del pilote 104
Foto 6.39 Vista lateral del encofrado previo al llenado del pilote..... 105
Foto 6.40 Vista superior del encofrado donde se llenará el cabezal 105
Foto 6.41 Vibrado durante el llenado del pilote 106
Foto 6.42 Bomba de accionamiento manual 106
Foto 6.43 Gato hidráulico 106
Foto 6.44 Celda de carga 107
Foto 6.45 Central de procesamiento de datos 107
Foto 6.46 Disco de acero utilizado para uniformizar y centrar la carga sobre el pilote 108
Foto 6.47 Placa de acero utilizada como suplemento para alcanzar la altura necesaria para la aplicación de la carga 108
Foto 6.48 Vista Superior de la placa de acero 108
Foto 6.49 Ubicación de cada componente para la aplicación de carga sobre el pilote 109
Foto 6.50 Extensómetro mecánico 109
Foto 6.51 Sistema de sujeción de los extensómetros mecánicos a los tubos paralelos al banco de cargas 110
Foto 6.52 Tubo paralelos al banco de cargas, donde se sujetan los extensómetros mecánicos de un lado eléctricos del otro 110
Foto 6.53 Detalle de unión de dos tubos 110
Foto 6.54 Estacas adicionales de sujeción de tubos horizontales, para reducir al mínimo las distorsiones en la medición 111
Foto 6.55 Extensómetro mecánico apoyado sobre planchuelas vinculadas a la cabeza del pilote 111
Foto 6.56 Extensómetro mecánico sobre pilote de tracción 111
Foto 6.57 Extensómetro mecánico sobre planchuela vinculada al cabezal del pilote 112
Foto 6.58 Extensómetro eléctrico sobre planchuela del otro lado del cabezal del pilote 112
Foto 6.59 Sujeción del potenciómetro al tubo redondo 112
Foto 6.60 Disposición final de los instrumentos de medición y de los tubos de sujeción de los mismos, paralelos al banco de carga 113
Foto 6.61 Un operario vierte la lechada, mientras otro sostiene el tubo de PVC que permite llegar con la lechada al fondo de la perforación 114
Foto 6.62 Se observa la fluidez de la mezcla 114
Foto 6.63 Se incrementa la velocidad de aporte de lechada 115
Foto 6.64 Se produce el primer rechazo, es decir el suelo deja de absorber 115
Foto 6.65 Se inicia el bombeo de la lechada que quedo en el interior de la perforación sin infiltrar. Se carga con agua la cañería de impulsión..... 116
Foto 6.66 Comienza a trabajar la bomba y se expulsa de la perforación la lechada

que no infiltro 116
Foto 6.67 Un operario sostiene y guía la cañería de aspiración 117
Foto 6.68 Ingreso de la armadura del pilote en el hueco de la perforación 118
Foto 6.69 Se logra introducir la misma hasta el fondo con mayor esfuerzo 119
Foto 6.70 El uso del vibrador durante el llenado de los pilotes fue permanente 119
Foto 6.71 Se observa la consistencia del pastón de hormigón 120
Foto 6.72 Se observa la salida de la lechada (fluida) en la superficie, mientras ingresa el hormigón 120
Foto 6.73 Se concluye el llenado del pilote 120
Foto 6.74 Se excava el hueco donde las paredes del mismo servirán de encofrado del cabezal 121
Foto 6.75 Las dimensiones elegidas (75 x 75cm) responden a generar un área de dimensiones que resulten ser tres veces el diámetro 121
Foto 6.76 Armadura del cabezal..... 122
Foto 6.77 Ingreso de la armadura del pilote. Se observa que esta vez no se impregna la superficie del hueco con lechada 122
Foto 6.78 Un operario prepara la armadura, antes de iniciarse el hormigonado 123
Foto 6.79 Se observa la armadura del pilote que sobresale para ser llenada con el cabezal 123
Foto 6.80 Se coloca la armadura de base en el cabezal 123
Foto 6.81 Se separa la armadura de base de la tierra para el recubrimiento 124
Foto 6.82 Se completa el llenado del cabezal 124
Foto 6.83 Hierros del 16 mm soldados sobre planchuelas 128
Foto 6.84, 6.85, 6.86 Disposición final del banco de cargas y su correspondiente sistema de instrumentos de medición de deformaciones 128/129

5. Conclusiones
6. Apéndice
7. Bibliografía

RESUMEN

En los problemas de ingeniería estructural, se hace día a día más evidente la necesidad de modelar más ajustadamente al fenómeno físico real a partir de modelos virtuales numéricos.

Es el caso de la modelación de interacciones suelo-estructura, donde se trata de predecir el comportamiento de fundaciones de tipo pilotes excavados en el lugar con diferentes tipos de mejoramientos en la interfaz suelo-hormigón (como es el caso de los pilotes suelo cementados), o cuando se combinan estructuras de fundación de tipo profundo y superficial, como es el caso de los nuevos desarrollos en Piled Raft Foundations (PRF), o como se las conoce en habla hispana, Losas de Fundación Combinadas con Pilotes (LFCP).

Los ensayos experimentales realizados en el Instituto de Estructuras de la UNT, confirmaron las ventajas que arroja el uso de micropilotes mejorados mediante el uso de técnicas como la de cementar la interfaz suelo-hormigón del pilote, donde el cemento es hidratado y reacciona con las partículas del suelo, formando eventualmente un conglomerado rocoso sólido con muy buenas características mecánicas. El empleo de esta técnica permite:

- Aumentar significativamente la carga máxima esperada para este tipo de fundación, y
- Reducir hasta valores cercanos a la décima parte los asentamientos esperados para un pilote común excavado y llenado posteriormente in situ.

En el presente trabajo se llevan a cabo tres ensayos de carga estática sobre micropilotes en distintas condiciones estructurales y se analizan sus resultados particulares.

Estos resultados, son muy alentadores para continuar investigando el comportamiento de estas técnicas de mejoramiento de desempeño, dado el relativo bajo costo que entraña su uso.

ABSTRACT

Solving problems related with structural engineering increasingly demand the needs of more reliable accordance of numerical with real physical modeling.

Specially in soil-structure interaction, when predicting behavior of different improvements in concrete with soil interfase (as using fluid cement-water mixs) in drilling piles, or when using new developments as combined shallow with deep foundations as Piled Raft Foundations (CPRF, mixed concrete plates and piles), or in Spanish “Losas de Fundación Combinadas con Pilotes (LFCP)”.

Experimental tests taken at UNT Instituto de Estructuras, confirmed the advantages of using improved micro-piles with soil-concrete cement interfase, where the cement is hydrated and reacts with the soil particles forming eventually a solid rocky conglomerate with very good mechanical characteristics. The use of this technique allow:

- Increasing load bearing capacity of these improved foundations, and
- Near one tenth reduction in settlements measurements compared with standard concrete drilling piles.

In the present view, three static loading test are performed on micropiles with different structural conditions and the particular results are studied.

These results encouragingly lead to further investigation in using improved piled foundations, specially based on relative low cost involved in performing these technologies.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1. Introducción

1.1 El pasado y el presente

Los antecedentes sobre el uso de pilotes nos remiten a 12.000 años atrás. En esos tiempos los habitantes neolíticos de Suiza hincaron postes de madera en los blandos fondos de lagos poco profundos para construir sus casas sobre ellos y con alturas suficientes para protegerlos de los animales que merodeaban y de los guerreros vecinos. Estructuras similares están actualmente en uso en las junglas del sudeste de Asia y de América del Sur.

Venecia fue construida sobre pilotes de madera en el delta pantanoso del río Po, para proteger a los primeros italianos de los invasores del este de Europa y, al mismo tiempo, para estar cerca del mar y de sus fuentes de subsistencia.

Antes del siglo XIX, casi todos los edificios se construían sobre zapatas continuas. Los pilotes se utilizaban solamente cuando el aspecto del terreno indicaba que era incapaz de soportar las presiones que ejercían las zapatas. Como la madera era abundante y la mano de obra barata, se hincaban tantos pilotes como resultaba posible instalar en el terreno. El asentamiento no causaba inquietud alguna, pues el tipo de estructura más en boga podía experimentar un asentamiento diferencial muy grande sin sufrir daño alguno.

Durante el siglo XIX, el desarrollo industrial creó una demanda de estructuras pesadas y económicas, situadas en lugares en que había terreno blando, de modo que el costo de las fundaciones sobre pilotes se transformó en un ítem de importancia y los ingenieros se vieron en la necesidad de especificar un número de pilotes que no fuese mayor del necesario para proporcionar soporte adecuado a los edificios. No podía cumplirse el requisito, sin tener por lo menos algún conocimiento de la carga máxima o de falla que un pilote podía soportar.

Los esfuerzos hechos para obtener la información necesaria con un mínimo de gasto y de trabajo, condujeron a especulaciones teóricas que dieron como resultado un enorme surtido de fórmulas de hinca. Más, poco a poco se fue notando que las fórmulas de hinca padecían de defectos intrínsecos y se hizo más y más usual, en las obras de alguna importancia, determinar la carga admisible por pilote, ejecutando ensayos de carga en pilotes de prueba.

El número de pilotes necesarios para soportar una estructura dada, se determinaba por el procedimiento simple de dividir la carga total por la admisible del pilote. Muchas de las fundaciones proyectadas en esta forma resultaron satisfactorias, pero de vez en cuando alguna estructura sufrió asentamientos inesperados y excesivos. Estas circunstancias evidenciaron que el asentamiento de una fundación no estaba, necesariamente relacionado con el asentamiento del pilote único de prueba, aún en el caso de que la carga por pilote fuese igual a la de prueba.

Naturalmente, estos hechos llevaron a la conclusión de que el conocimiento de la capacidad de carga de un pilote único es sólo una parte de la información necesaria para el proyecto de una buena fundación sobre pilotes. Para determinar si el asentamiento de una fundación sobre pilotes permanecerá dentro de límites tolerables, el proyectista debe considerar, además, las tensiones producidas en el suelo por toda la carga transmitida por la fundación, y calcular el asentamiento que originarán dichas tensiones. Este cálculo requiere un conocimiento de los principios fundamentales de la mecánica de suelos. Si los resultados de esta investigación indican que el asentamiento puede exceder un valor aceptable, el proyecto debe cambiarse.

En diversos diseños ejecutados, se observó que los asentamientos respondían a la carga. Luego, algunos trabajos publicados desde 1920 hasta 1940 definieron a la geotecnia como el campo que usando el cálculo y el análisis, arriba al diseño de fundaciones económicas y seguras. El factor de seguridad de capacidad de carga, llega a ser un “concepto mágico”.

Durante casi un siglo, un largo período desde los años 20, los profesionales refinaron los métodos de análisis, y actualmente, programas de computación transforman a cada uno de ellos en expertos en el análisis de la respuesta de la fundación al aplicar una carga. Milagrosamente, ha habido muy poco avance en lo que contienen estos programas.

El ensayo de penetración estándar (SPT), es todavía la herramienta de exploración que domina el campo. La tensión total por esfuerzo de corte, es aún el parámetro más común del suelo utilizado como dato de entrada para calcular la capacidad, y el módulo elástico lineal es adoptado para el cálculo de desplazamientos.

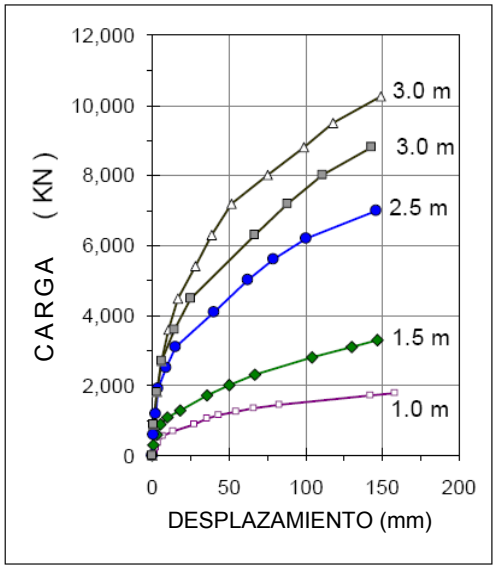
1.2 Una perspectiva histórica

Terzaghi presentó en 1943 la fórmula conocida como "Triple N" para calcular la capacidad de zapatas simples de aproximadamente 1m de ancho en terrenos arenosos. Otros ingenieros refinaron los originales coeficientes "N" usando valores de resistencias últimas de ensayos de modelos de zapatas. El rango de los valores publicados para el coeficiente Nq oscilaba en más de un orden de magnitud.

Este amplio rango de parámetros clave alertó a los profesionales que quizás el propósito de la fórmula podría ser cuestionable.

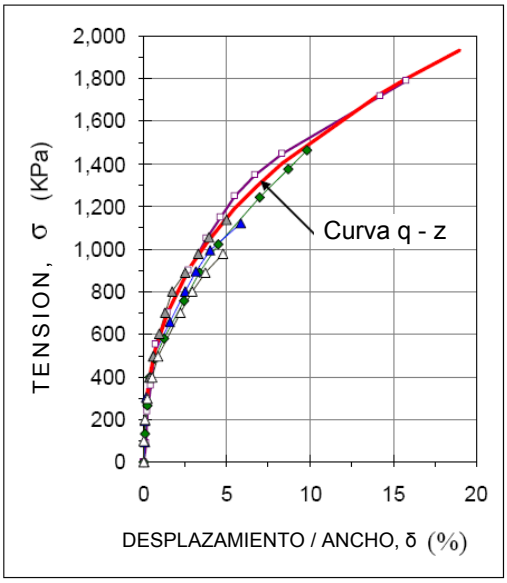
Cuando suceden estados críticos de mecánica de suelos, la razón para realizar ensayos de modelos con el fin de alcanzar valores últimos, llega a ser clara: los ensayos de modelos afectan solamente el suelo a poca profundidad, cuando aún el suelo suelto o flojo se comporta como suelo sobre consolidado. Es decir, al cargar un modelo, después de algún cambio inicial de volumen, el suelo se dilata y finalmente se contrae, resultando una curva de tensión-deformación que supone una resistencia última.

Las zapatas reales no se comportan como lo hacen los modelos de zapatas. Se observa por ejemplo, en un ensayo desarrollado en Texas, sobre zapatas cuadradas sobre arena, presentado en las Figuras 1.1 y 1.2. Note que aún en el extremo de un desplazamiento de un 15% del ancho de la zapata, no hay indicios de falla. Las zapatas reales no alcanzan un modo de falla última, a menos que se trate de arcilla y la carga se aplique rápidamente causando un incremento en la presión de poros. Así, de este modo, en el presente, renunciamos a la fórmula de la triple N y confiamos en diseños haciendo uso de un análisis de deformaciones características.



Carga – Desplazamiento de cinco zapatas cuadradas en arena (1 m a 3m). [1]

Figura 1.1



Tensiones versus desplazamientos relativos y curva q-z ajustada para las zapatas de Fig. 1.1 [1]

Figura 1.2

1.3 La proyección hacia el futuro

Es común calcular el asentamiento de zapatas aplicando el módulo de elasticidad. El valor del módulo a menudo es tomado de resultados de ensayos, eligiendo un promedio o adoptando un valor representativo. No obstante, los ensayos de prueba indican o exhiben tantos módulos "E" como cargas aplicadas hay. Esta variación del módulo E no debe ser sorprendente, los desplazamientos observados son afectados o influidos por deformaciones cercanas, deslizamientos durante la aplicación de la carga, incremento de volumen de suelo afectado entre la aplicación de una carga y la siguiente, y fundamentalmente, por la significativa condición de preconsolidación o cementación.

La zapata más fácil de diseñar, es aquella que es idéntica a la zapata ensayada. Sin embargo, la situación podría ser diferente cuando la zapata presenta un ancho real diferente y además se aplican cargas hasta alcanzar altas tensiones.

Como se indica en la Figura 1.2, las curvas pueden ser aproximadas por una forma llamada "curva q-z" (q es la tensión y z representa los desplazamientos) y extrapolar con confianza. Una curva q-z puede ser expresada de diferentes formas, donde la más usual es:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \left(\frac{\delta_1}{\delta_2}\right)^e \qquad \textit{Ecuación} \ - \ 1.1$$

Donde:
σ_1= tensión Nº1
σ_2= tensión Nº2
δ_1= desplazamiento correspondiente a σ_1
δ_2= desplazamiento correspondiente a σ_2
e=exponente (e=0,4)

Cualquier par de datos de una serie de datos de carga – desplazamiento (o bien tensiones vs. desplazamientos relativos) que satisfacen la Ecuación 1.1, pueden ser usados para determinar el exponente "e".

La Figura 1.2 muestra la curva q-z determinada de la prueba de ensayo, donde σ_1 y δ_1 fueron seleccionados de en un rango medio entre un par de valores, y los valores de σ_2 fueron aplicados probando diferentes valores de "e" hasta calcular δ_2 en correspondencia con el medido. El procedimiento establece un exponente de alrededor de 0,4 para los ensayos de este tipo de zapatas.

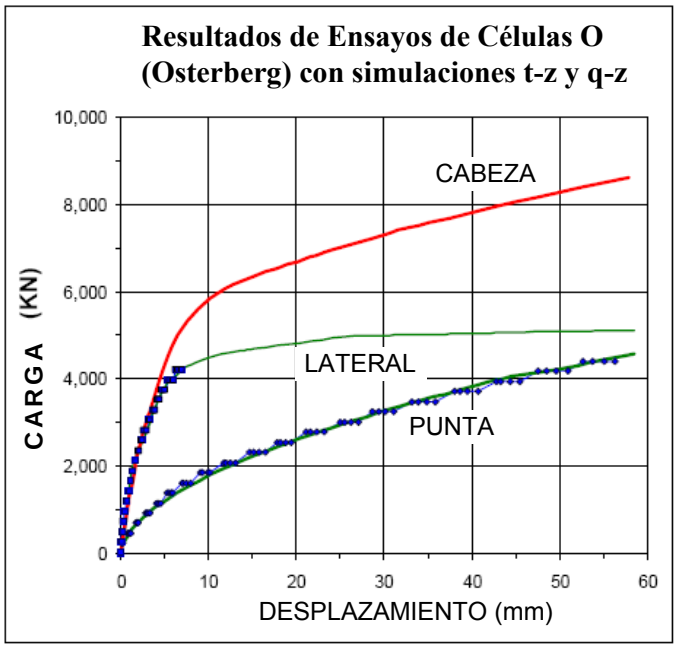
Esto significa que podemos basar el diseño para deformaciones sobre correlaciones q-z de toda la escala de ensayos de zapatas.

Está generalmente reconocido que existe una similitud entre la respuesta a cargas de una zapata y la respuesta de punta de un pilote. Esta similitud le permite a los profesionales aplicar fórmulas para calcular la capacidad de carga también para pilotes de punta. Usualmente, los valores recomendados para los coeficientes de capacidad de carga para pilotes de punta N_c, oscilan entre dos y tres veces los de N_q, pero valores menores y mayores son frecuentes.

De cualquier modo, no existe una resistencia última más para el pilote de punta que no sea la resistencia última para zapatas, (la capacidad de punta de pilotes puede ser definida como la carga en la punta que genera cierta penetración).

Esto puede ser claramente demostrado en numerosas pruebas a escala real, recurriendo a los ensayos bidireccionales de pilotes, en particular, en lo referente a la aplicación de las células "O" desarrolladas por Jorj Osterberg y sus colaboradores.

Estos ensayos midieron carga-desplazamiento en el perímetro del pilote en contacto con el suelo y en la punta de manera independiente. La Figura 1.3 muestra los resultados de un ensayo ejecutado sobre una perforación de 900 mm de diámetro, 15m de longitud en saprolita limo arcillosa e hincado a una corta distancia dentro de un lecho rocoso. Similarmente al caso de las zapatas ensayadas, las células "O" para ensayos de pilotes de punta en carga-desplazamiento sigue una línea poco curvada y no puede apreciarse una resistencia última a pesar que el máximo desplazamiento de punta es de 6% del diámetro del pilote.



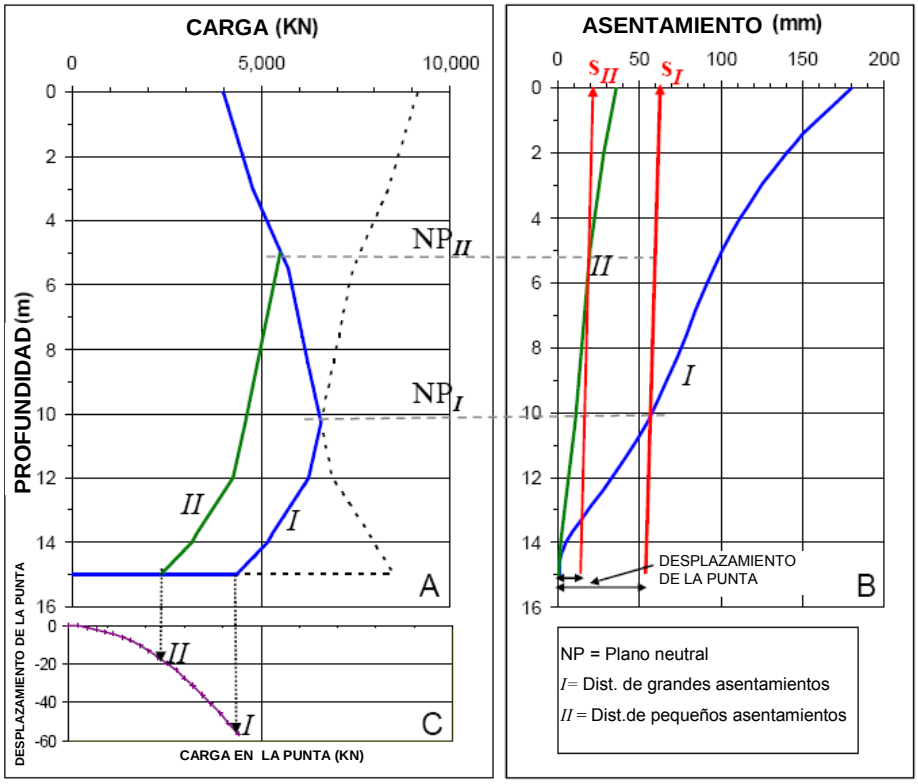
Resultados de las células O para la punta y el perímetro del pilote con curvas t – z y q-z ajustadas a los resultados, y la curva carga desplazamiento para el hundimiento de la cabeza, calculada de los valores ajustados. [1]

Figura 1.3

La relación carga desplazamiento de un pilote de punta puede ser aproximada por una curva q-z, y así conocer la relación carga-desplazamiento para el perímetro del pilote, la cuál se llama curva t-z. El ajuste se obtiene usando un exponente de 0,55 para la resistencia de punta y 0,20 para la resistencia lateral. La resistencia lateral es determinada asumiendo, conservadoramente que la resistencia lateral última estaba cerca de desarrollarse a lo largo de toda la longitud del pozo. Las curvas t-z, y q-z, son combinadas para establecer también la equivalencia con la curva carga-desplazamiento del asentamiento de la cabeza del pilote, incorporando la rigidez axial del pilote.

Aunque es un ejercicio interesante, la curva carga-desplazamiento de la cabeza del pilote suma un pequeño aporte en cuanto a la valoración de la resistencia del pilote se refiere. Aplicando una carga mayor el pilote se hundirá más. Obviamente, la capacidad proyectada es aquí el límite relevante.

El resultado más importante del análisis, es la distribución de la carga a lo largo del pilote por un largo período de tiempo. La Figura 1.4a muestra la distribución de cargas, determinada de los datos del ensayo (el pilote ensayado contaba con galgas extensométricas instrumentadas) para una carga adoptada sostenida de 4.000 KN. Consideramos que el suelo del lugar por alguna razón experimentará un gran asentamiento a largo plazo, o alternativamente, un bajo asentamiento, como se muestra en las Figuras 1.4b (distribución de asentamientos I y II). Una fricción negativa se desarrollará evidentemente, y la carga se incrementará hacia abajo del pilote hasta un máximo en un plano neutro, ubicación de las fuerzas de equilibrio, así como del equilibrio de asentamientos. [1]



A. Distribución de carga en el pilote para condiciones de largo plazo para el caso de grandes (I) y pequeños (II) asentamientos del suelo alrededor del pilote.
B. Desplazamiento de la punta del pilote medido en ensayos con células O.
C. Distribución de dos casos de asentamientos I: grandes y II: pequeñas

Figura 1.4a **Figura 1.4b**

Para el caso I, el plano neutral se desarrolla a una profundidad de alrededor de 10,20m. Debajo del plano neutro, las fuerzas de corte laterales contra el pilote actúan en la dirección positiva, y como se muestra en la Figura 1.4a, la fuerza de punta del pilote es igual al máximo.

Ensayo de carga con células Osterberg. Como se muestra en los diagramas carga-desplazamiento medidos con las células "O", el desplazamiento de la punta del pilote es entonces 55mm. La Figura 1.4b ilustra que para este desplazamiento de punta y considerando la poca longitud del pilote, y la exhibida interacción entre fuerzas y desplazamientos, la cabeza del pilote se asentará poco más de 60mm. Si en el otro caso, el asentamiento del suelo es pequeño (Caso II) entonces, el plano neutro se ubicará más arriba, y la fuerza en la punta del pilote se reducirá aproximadamente 2.300 KN, lo cual solo requiere un desplazamiento de la punta de 16mm. Por la construcción mostrada en la Figura 1.4b, la cabeza del pilote se asentará alrededor de 20mm.

El caso tomado como ejemplo, demuestra sin lugar a dudas, que lo que gobierna una fundación de pilote segura en su comportamiento a largo plazo, es el asentamiento del suelo del lugar. Este concepto nos induce a pensar que en diseño de fundaciones sobre pilotes, asentamientos y compresibilidad del suelo del lugar son excesivamente importantes para un diseño integral.

Desafortunadamente, este criterio no es reconocido en la práctica corriente, pero ciertamente deberá ser reconocido en el futuro. Es necesario remarcar que un análisis más preciso requiere ensayos que puedan separar la respuesta lateral y la respuesta de punta.

El relativamente reciente cambio a LRFD (load-resistance-factor-design), ha causado incertidumbre acerca de la seguridad en el diseño de ciertos proyectos. Un control de los diseños con un análisis de deformaciones y asentamientos, los cuales son ejecutados o llevados a cabo con valores de factores de carga-diseño en estado límite de servicio, ofrecen al diseñador un necesario alivio.

Concluimos, en que en un futuro no muy lejano, la capacidad portante perderá su singular importancia, y un análisis de asentamientos y deformaciones exigirán protagonismo en el diseño de la fundación.

1.4 Objetivos y alcances de la investigación

El estudio está orientado a medir la capacidad de carga de un micropilote en suelo cementado, y comparar esta resistencia con la de un micropilote en condiciones de suelo natural sin tratar.

Al volcar una lechada de cemento en el hueco de la perforación, el suelo que rodea la misma se impregna. Esta impregnación se genera en toda la superficie expuesta del hueco de la perforación, donde el cemento es hidratado y reacciona con las partículas del suelo, formando eventualmente un conglomerado rocoso sólido con muy buenas características mecánicas que se expande en dirección radial, conformando una zona alrededor del hueco en la cual las propiedades físicas, químicas y mecánicas del suelo son distintas a las correspondientes a las del suelo sin tratar.

En numerosos casos, al perforar el suelo a una escasa profundidad, el perfil edafológico exhibe un único tipo de suelo, sin revelar coeficientes de permeabilidad diferentes en la continuidad del estrato. Por lo tanto, al aumentar la carga hidráulica, la infiltración de lechada en profundidad será superior a la infiltración lograda a niveles próximos a la superficie. Es decir, si la permeabilidad del suelo es una constante, la infiltración debe ser superior en profundidad. De esta forma, la lechada que penetra en la profundidad del hueco será proporcionalmente mayor, y generará un bulbo de infiltración en la base de la perforación.

La cantidad de lechada que se vierte está determinada por la capacidad de absorción de la perforación. Se debe interrumpir el vertido, cuando se produce el primer rechazo (el nivel libre de la lechada alcanza la superficie), o bien cuando el tiempo de infiltración de la misma supera un valor establecido a priori.

El trabajo se llevará a cabo en un predio próximo al Instituto de Estructuras, dependiente de la Universidad Nacional de Tucumán, dentro la Quinta Agronómica (Ver Figura 1.5 y 1.6). La proximidad con el Instituto de Estructuras resulta muy favorable a los efectos de contar con las herramientas e insumos necesarios para la investigación en tiempos breves, y a su vez, poder controlar su uso y protección frente a eventuales hechos de vandalismo.

Figura 1.5 Ubicación. Vista superior de la Quinta Agronómica

Figura 1.6 Ubicación Inst. de Estructuras de la U.N.T. y del banco de cargas

Definido el lugar donde se realizará la investigación, se determinarán dos propiedades para el tipo de suelo involucrado en la experiencia, una hidráulica y otra mecánica (a. Contenido de agua, b. Consistencia).

En una primera etapa de la investigación, experimentalmente se observarán las dimensiones y características del bulbo de infiltración que se genera para el tipo de suelo elegido, mediante el colado de lechada cementicia en un pozo piloto o de prueba. Además este hoyo, servirá para extraer las muestras de suelo a ser analizadas en laboratorio para la determinación de propiedades índices, hidráulicas y mecánicas.

Posteriormente, se analizará el período durante el cual se produce el fraguado de la mezcla; en particular, se intentará medir el espesor de la costra superficial que rodea la perforación, fruto de la infiltración de la lechada, en este pozo de prueba.

En una segunda etapa, se proyectará y ejecutará un banco de cargas en una parcela muy próxima a la zona donde se excavó el pozo de prueba, con el fin de poder realizar el ensayo en un suelo que presente idénticas condiciones al suelo analizado en el pozo piloto.

El banco proyectado incluirá un micropilote en suelo cementado, un micropilote en suelo sin tratamiento previo, y un pilote con un cabezal cuadrado. Los resultados de este ensayo deben ser evaluados, descriptos y comparados.

En el procedimiento adoptado para la infiltración, la misma se produce naturalmente por gravedad, es decir que se vierte la lechada gradualmente en la perforación. Esta forma de tratar la superficie de adherencia, si bien no pretende obtener los mismos resultados que se esperarían con tratamientos a alta presión mediante inyecciones con aire comprimido, no es menos cierto que el crecimiento de la resistencia friccional lateral se obtendría con un procedimiento más simple y económico; y fundamentalmente, se preserva la estructura y acomodamiento de las partículas de suelo, sin romperla.

Aunque para cada tipo de suelo de acuerdo a su permeabilidad, porosidad, contenido de humedad, etc., el bulbo de infiltración que produce esta lechada será diferente; uno de los objetivos es valorar adecuadamente los resultados obtenidos para un terreno en particular; y comparar estos resultados con ensayos que se realicen en futuras investigaciones con otros tipos de suelos.

Actualmente son innumerables los problemas acaecidos por el cedimiento de fundaciones de edificios en alturas, cedimientos de apoyos de puentes, alteraciones del estado de las fundaciones por diversos factores, deslizamiento de taludes, etc., y en muchos de estos problemas las soluciones propuestas están relacionadas con la construcción de micropilotes.

Si bien los mismos se usan desde hace mucho tiempo y con excelentes resultados, la intención de este trabajo es observar si la capacidad de carga se puede mejorar tratando el suelo que reviste al pilote mediante una infiltración por gravedad de una lechada de cemento.

Es muy usual obtener una muy buena infiltración del terreno con el procedimiento conocido como jet-grouting, pero este método de infiltración requiere de equipos sofisticados, con alta tecnología involucrada y de costos notablemente superiores.

1.5 Metodología de trabajo empleada

La primera etapa de este trabajo, se debiera destinar a realizar un breve repaso de las propiedades índice, hidráulicas y mecánicas de los suelos. Sin embargo, por tratarse de temas conocidos y ampliamente difundidos por la bibliografía existente, se incluirán en el Apéndice.

El enfoque que se pretende dar al repaso de estos conceptos, es presentar a modo introductorio una serie de conceptos de la mecánica de los suelos que permitirán

posteriormente comprender de manera acabada la metodología seguida en la presente experimentación, como sus alcances y limitaciones.

Si bien existe abundante bibliografía referida a la mecánica de suelos en la actualidad, en el apéndice se recopilan conceptos y desarrollos del libro "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica" de Terzaghi, Karl y Peck, Ralph B, Año 1955, por tratarse de un clásico en cuanto propiedades físicas y mecánicas de suelos se refiere.

Teniendo presente que en la experiencia a desarrollar, van a interactuar con el suelo, la lechada de cemento, y el hormigón en estado fresco y endurecido, se incluye el tratamiento de sus propiedades más importantes conocidas hasta el presente.

Una vez analizadas las propiedades más importantes del suelo, lechada y hormigón relacionadas con la investigación a desarrollar, se generan las condiciones propicias para el diseño eficiente de un banco de cargas.

Definido el lugar donde se realizará la investigación, en una primera etapa de la misma, se realizará una perforación a escala 1:1. En esta perforación, mientras se avanza en profundidad, se tomarán las muestras de suelo alteradas e inalteradas a los efectos de su análisis en laboratorio.

Ulteriormente, en la perforación realizada, se verterá la lechada de cemento con una dosificación adecuada y se medirán posteriormente parámetros hidráulicos y geométricos de la infiltración.

En el desarrollo del proyecto de investigación se utilizarán elementos de uso común y generalizado en nuestro medio, con el fin de reproducir condiciones idénticas a las de una obra ordinaria en ejecución

Luego de evaluar los resultados respecto de la infiltración e impregnación de lechada en el pozo piloto o de prueba, y después de conocer los resultados de laboratorio referidos a las propiedades físico-mecánicas del suelo en cuestión, surgirán los elementos de juicio necesarios para verificar el diseño propuesto para el banco de cargas.

Corregido el proyecto original del banco de cargas, se replanteará la geometría del mismo sobre el terreno, y se llevarán a cabo las perforaciones correspondientes tanto a los pilotes de compresión a ensayar, como así también los de tracción, que absorberán la fuerza reactiva de los apoyos de la viga que soporta el émbolo de aplicación de cargas.

CAPITULO 2

ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO

2. Estado actual del conocimiento

2.1 Diseño de fundaciones sobre pilotes

El diseño de fundaciones sobre pilotes difícilmente incluye un análisis de asentamientos y se limita generalmente a determinar un factor de seguridad de capacidad de carga que será igual a un valor mínimo. Esta aproximación, es antieconómica y en muchos casos insegura. Cada diseño de una fundación sobre pilotes debe establecer una distribución de resistencias a lo largo del pilote, determinar la ubicación de las fuerzas de equilibrio (Plano Neutral - NP), estimar la magnitud de las fuerzas de rozamiento acumuladas por la fricción de piel negativa en el plano neutral, evaluar la longitud de la zona donde las fuerzas de corte cambian de dirección negativa a positiva, establecer la relación carga desplazamiento para la base del pilote, y la distribución de cargas del pilote en el momento en que los asentamientos llegan a ser un resultado del diseño, y finalmente, ejecutar un análisis de asentamientos.

El análisis de asentamientos de fundaciones sobre pilotes debe distinguir entre asentamientos debido a causas externas al pilote y asentamientos debido a las cargas del pilote. Cada uno de los puntos mencionados está referenciado en el desarrollo que a continuación se detalla, y una aproximación para el diseño de fundaciones sobre pilotes y para pilotes-platea es presentado. Ejemplos y casos conocidos fueron incluidos, mostrando la distribución de resistencias calculadas y medidas a lo largo del pilote y asentamientos del suelo y el pilote.

2.1.1 Conceptos preliminares

La razón más común para recurrir a fundaciones sobre pilotes y no a las zapatas corridas, plateas u otro tipo de fundaciones, es minimizar el asentamiento de la fundación. Todavía, el diseño de una fundación sobre pilotes, difícilmente incluye un análisis de asentamientos.

Antiguamente, el concepto establecido era, que si la capacidad portante es segura la naturaleza cuidará el resto. Este diseño basado en la confianza es frecuentemente antieconómico, y no siempre es seguro. Además, para determinar la capacidad portante, un análisis de asentamientos debe ser parte de cada diseño de fundaciones sobre pilotes.

Para un grupo de pilotes portantes en rocas o bien sobre morenas glaciares, puede estimarse conforme a la experiencia, que no se observarán asentamientos importantes. Para otras condiciones de suelo, la valoración de los asentamientos requerirá de un análisis detallado. De manera similar, a otro tipo de fundación, un análisis correcto de los asentamientos, necesita que el perfil del suelo y el régimen del agua de poros estén bien establecidos, y la influencia de terraplenes, cargas de otras fundaciones, excavaciones y cambios en los niveles de la napa freática sean incluidos en los cálculos.

Para fundaciones sobre pilotes, no obstante, es necesario tener en cuenta factores adicionales, tales como la distribución de las resistencias de punta y laterales del pilote en condiciones de equilibrio a largo plazo, las cargas en la cabeza del pilote, la carga de fricción ubicada en el plano neutral debido a la acumulación de fuerzas de fricción negativas, la longitud de la zona de arriba y abajo del plano neutral, teniendo presente las fuerzas de corte a lo largo del perímetro del pilote y sus cambios de dirección negativa a positiva, la relación carga-desplazamiento para la punta del pilote, y la distribución de cargas del pilote.

Más aún, un análisis de asentamientos, debe distinguir entre asentamientos debido a desplazamientos causados por fuerzas externas provenientes de la estructura de soporte, y los asentamientos debido a causas que no sean cargas externas.

2.1.2 Capacidad de carga y carga residual de pilotes

La capacidad de un pilote es un aspecto básico en el análisis y diseño de un pilote. Capacidad es la resistencia última del pilote, la carga más allá de la cual, los desplazamientos llegan a ser excesivos, o progresivos para pequeños incrementos de carga, como se observa por ejemplo, en el ensayo de carga estático.

La capacidad es fácil de determinar en el caso de pilotes que no tienen resistencia de punta, y una resistencia lateral con una respuesta elasto-plástica bajo carga, tal como se presenta una típica curva carga desplazamiento para pilotes en Fig. 2.1a. [2]

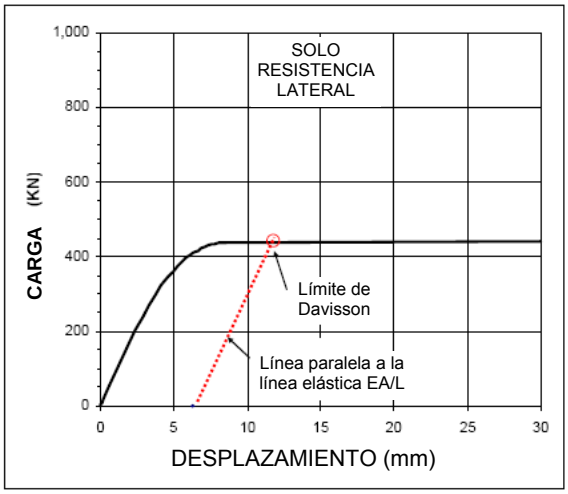


Figura 2.1a Carga – desplazamiento para un 100% capacidad lateral del pilote

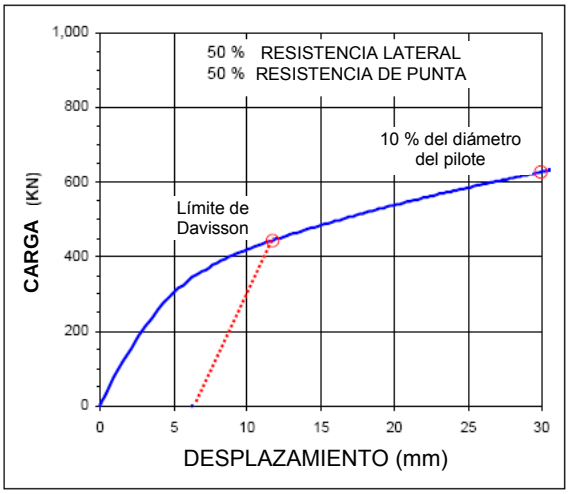


Figura 2.1b Carga – Desplazamiento para un pilote con igual resistencia lateral y de punta

Nota**:** Límite de Davisson, conocido como "offset limit load" es la carga correspondiente al desplazamiento que excede la compresión elástica del pilote.

La curva está determinada en una simulación de un ensayo de carga estática en un pilote de punta cerrada de acero cilíndrico con un diámetro de 300mm, 15m de longitud en suelo uniforme.

El valor de la capacidad sale obviamente del comportamiento al hundimiento según la resistencia lateral del pilote, es decir, un desplazamiento continuo sin incrementos de carga. Como se indica en la Figura 2.1b, no obstante, una vez que entra en juego la resistencia de punta, la curva carga-desplazamiento no continua mostrando un comportamiento de hundimiento sin incrementos de carga.

La curva carga-desplazamiento mostrada en la Figura 2.1b, es representativa del mismo pilote cuando se adopta un 50% de resistencia lateral para el pilote y un 50% de resistencia de punta. Los parámetros del suelo para calcular utilizados en la Figura 2.1b, son elegidos de modo que se obtenga el "offset limit" (Límite de Davisson) igual a la capacidad de resistencia lateral del pilote (Figura 2.1a). La curva carga-desplazamiento de la Fig 2.1b, no muestra ninguna tendencia al respecto del "hundimiento sin incremento de carga" o cualquier valor de carga que pueda ser considerado como la capacidad de carga del pilote.

Para tales casos, la práctica es en ambos casos simplemente considerar que la capacidad será la carga que genere un movimiento o desplazamiento igual al 10% del diámetro del pilote (300mm en este caso), o bien seleccionar un valor de capacidad de carga por definición aplicado a la curvatura de carga-desplazamiento.

Algunas de estas definiciones están en uso, la más común en Norteamérica es la "carga límite de Davisson" (offset limit), la cual es la carga en la intersección de la curva carga-desplazamiento con una línea paralela a la línea elástica del pilote que surge o se eleva desde el eje de desplazamientos en un valor igual a 4mm adicionales al diámetro del pilote en (mm) dividido en 120.

La multitud de definiciones fallidas es una consecuencia de la inutilidad de forzar la búsqueda de resistencias teóricas últimas en situaciones donde no es aplicable. Obviamente, existen más definiciones para determinar la capacidad de carga de pilotes que para seleccionar un punto arbitrario definido sobre la curva.

La respuesta carga-desplazamiento de un pilote es una combinación de resultados de tres desarrollos. Primero, la resistencia lateral, la cual en muchos casos desarrolla una resistencia última y un modo de falla. Segundo, el acortamiento o compresión del pilote, el cual presenta una respuesta más o menos lineal para la carga aplicada. Tercero, la respuesta en la punta, la cual no exhibe una resistencia última. La última declaración, puede ser entendida considerando que la resistencia de la punta es una especie de zapata que soporta una columna larga, y el comportamiento carga-desplazamiento de la punta es similar al de las zapatas.

El concepto de resistencia última fue desarrollado varios años atrás de la observación de zapatas de grades dimensiones en arcilla y otros modelos sobre arena. Pruebas de carga a escala reducida o a escala real de zapatas sobre arcillas fueron ejecutados con incrementos de carga tales que la presión de poros crecía conforme avanzaba el ensayo, provocando que la presión efectiva se reduzca hasta un punto donde se produce la falla. Esto no sucede cuando el incremento de carga es tan lento que el exceso de presión de poros se disipa conforme se desarrolla el ensayo.

Además, en relación a los ensayos a escala reducida sobre arena, no pudo probarse hasta el momento, que la respuesta del suelo del ensayo sobre pequeñas zapatas ubicadas sobre la superficie de la arena, sea siempre en un modo dilatante: la arena se expande, pierde densidad, y pierde tensión conforme avanza el ensayo.

En contraste, ninguna falla ha sido observada para zapatas enterradas, sean estas pequeñas o grandes.

Por ejemplo, Ismael (1985) ejecutó ensayos de zapatas en arena fina compactada sobre zapatas cuadradas con lados de 0,25m - 0,50m – 0,75m – 1m a profundidades de 1m, 2,8m sobre la napa freática. Los resultados en términos de tensiones medidas versus desplazamientos como un porcentaje del ancho de la zapata es mostrado en la Fig 2.2a. Se observa que la gráfica va curvándose suavemente sin quiebres u otra indicación de falla a pesar que los desplazamientos llegan a ser tan grandes como 10% o 15% del ancho de la zapata.

Resultados similares fueron presentados por Briaud y Gibbens (1994) para zapatas ubicadas bien arriba de la napa freática en una arena fina limosa suavemente preconsolidada.

La relación de vacíos de la arena era 0,8. Los lados de las zapatas eran de 1,0m – 1,5m – 2,0m – 3,0m dos de las zapatas eran de 3,0m de ancho. El resultado de la prueba se presenta en la Figura 2.1b. Es notable que ninguna indicación de falla es indicada a pesar de los enormes desplazamientos. [2]

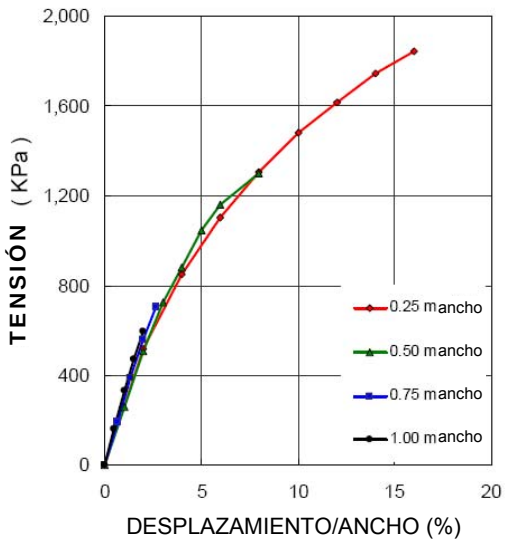


Figura 2.2a Tensión vs. Desplazamiento para 4 zapatas (datos de Ismael 1985)

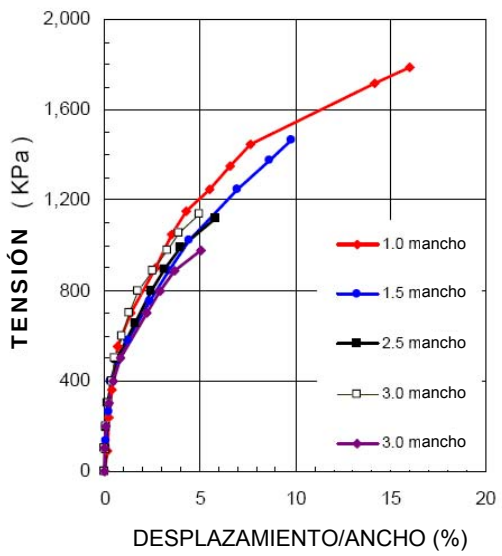


Figura 2.2b Tensión vs. desplazamiento para 5 zapatas (datos de Briaud y Gibbens 1994)

Las células Osterberg recientemente desarrolladas han permitido realizar observaciones directas de la respuesta de la punta de un pilote con el incremento de la carga, y mostraron que la respuesta original carga-desplazamiento de la punta de un pilote tiene la forma de una curva suave gradualmente curvada y no muestra peculiaridades o repentinos cambios de inclinación o pendiente, muy similar a las zapatas. Evidentemente, el concepto de capacidad portante no es aplicable a la respuesta de la punta del pilote a la carga.

Que el concepto de capacidad portante de pilotes no sea adecuado, no significa que la aplicación de este concepto a la capacidad soporte de un pilote será incorrecta. La aproximación está bien establecida en la ingeniería práctica. No obstante, la práctica sería buena para reconocer las fallas involucradas, como se verá más adelante.

La Figura 2.3 presenta dos curvas carga desplazamiento producidas mediante la simulación de un ensayo de carga estático usando los mismos datos de entrada para el pilote y el suelo. La única diferencia entre el cálculo de las dos curvas es que no se consideran cargas residuales presentes en el pilote representado por la curva de abajo, mientras que para la curva de arriba se suma una carga residual de 1/3 de la resistencia última de punta. (El término "carga residual" se refiere a las cargas presentes en el pilote inmediatamente antes de empezar el ensayo de cargas estáticas).

La línea paralela límite (línea Davisson) fue agregada para mostrar más claramente cuánta diferencia (en este caso un 20%) puede observarse si se considera la presencia de cargas residuales en la interpretación de los resultados de un ensayo.

Para calcular la curva carga-desplazamiento, las respuestas de resistencias laterales y de punta fueron ingresadas expresadas como curvas "t-z" y "q-z" según se indica en la Fig. 2.4. La curva "q-z" usada en la simulación de la Fig. 2.1b es en la forma de una curva suave gradualmente curvada o inclinada sin alcanzar un pico típico para la respuesta de punta del pilote. No obstante, las dos curvas "t-z" tienen distintos picos. La curva "t-z" (que no considera deformaciones por reblandecimiento) usada para la simulación en la Fig. 2.1a y 2.1b, muestran una resistencia de corte teniendo una leve tendencia al endurecimiento de deformaciones más allá del pico.

La segunda curva "t-z" muestra una respuesta de deformación por reblandecimiento más allá del pico, cuyo comportamiento carga-desplazamiento es típico para la resistencia lateral de pilotes de muchos tipos de suelos.

Los resultados de una simulación empleando esta curva "t-z" son presentados en la Fig. 2.5. Como en la Fig 2.3, la curva carga–desplazamiento de arriba en Fig 2.5 incluye el efecto de cargas residuales y la diferencia entre las dos curvas, es similar a las de las Fig 2.1 y 2.3. Para facilitar la comparación, las curvas mostradas en la fig 2.3 son incluidas también en la fig 2.5. Las curvas muestran que un gradual incremento en la resistencia de punta, es compensado por un simultáneo decrecimiento en la resistencia lateral. Se observa del gráfico que la línea paralela límite sería una razonable "carga de falla" para interpretar los resultados del ensayo. [2]

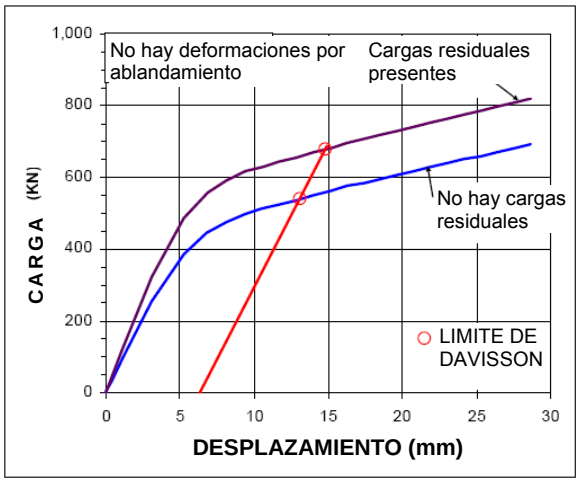


Figura 2.3 Curvas Carga – Desplazamiento para pilote afectado y no afectado por cargas residuales

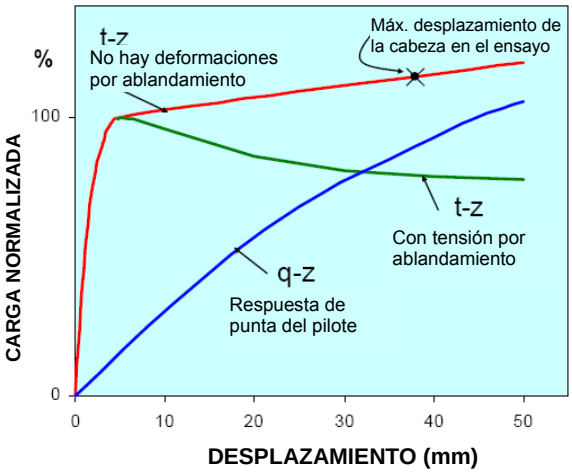


Figura 2.4 Curvas de respuesta t – z laterales y de punta (carga normalizada)

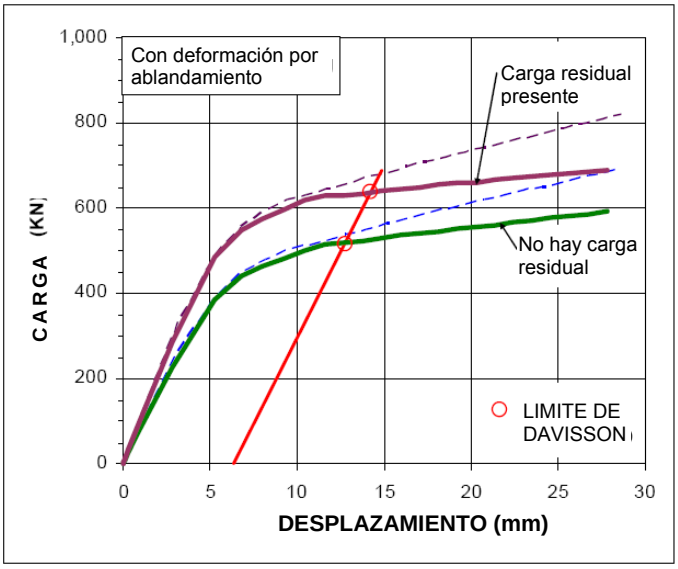


Figura 2.5 Curvas carga – desplazamiento usando curvas t – z de deformaciones por ablandamiento, afectadas y no afectadas por las cargas residuales.

A pesar del hecho que la existencia de cargas residuales ha sido observada y reportada en diversas oportunidades (p.e. Hunter y Davisson 1969, Gregersen y otros 1973, Fellenius y Samson 1976, Holloway y otros 1978) algunos están bajo la incorrecta impresión que este efecto es despreciable y que de cualquier manera está limitado a pilotes en arcilla. De este modo, ellos indujeron a pensar que las cargas residuales pueden ser despreciadas o no consideradas en el análisis de los resultados de los ensayos de carga en pilotes instrumentados. El efecto está lejos de ser despreciable, no obstante tampoco está limitado a pilotes en arcilla. Las fig 2.6 y 2.7 muestran resultados de un ensayo de carga estático sobre un pilote instrumentado de hormigón premoldeado de 280mm hincado 16m en arena. [2]

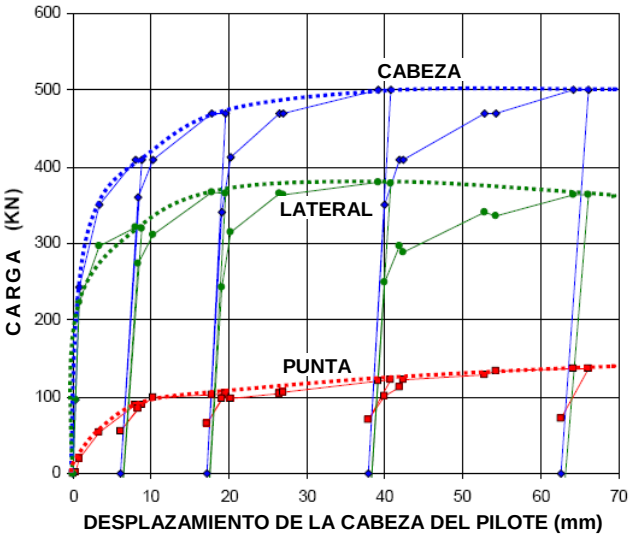


Figura 2.6 Carga – Desplazamiento para la cabeza, punta, y lateral de un pilote instrumentado en arena (datos de Gregersen y otros 1973)

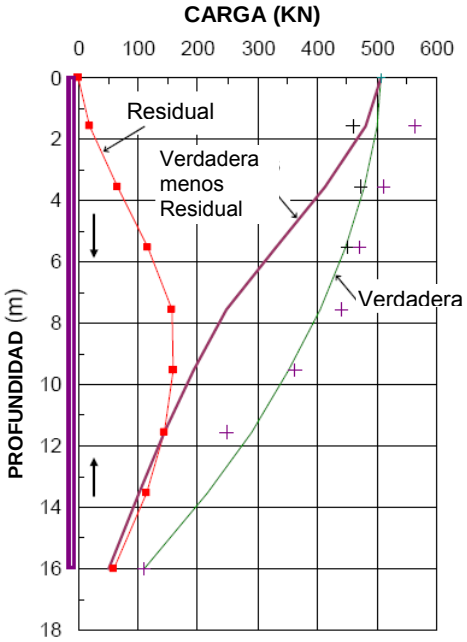


Figura 2.7 Distribuciones medidas de cargas residuales y cargas verdaderas (datos de Gregersen y otros 1973)

Se debe advertir lo gradual, casi lineal del incremento de la carga en la punta, y la reducción de la resistencia lateral para los desplazamientos de la cabeza del pilote más allá de 40mm mostrado en la fig 2.6. La forma rígida inicial de la curva es una consecuencia del hincado habiendo densificado el arena inmediatamente debajo de la punta del pilote.

El incremento de la resistencia de punta más allá de 10mm de desplazamiento de la cabeza del pilote, es aproximadamente igual al simultáneo decrecimiento de la resistencia lateral y resulta en apariencia una falla por hundimiento de la curva carga-desplazamiento de la cabeza del pilote a 500KN de carga máxima.

Se debe observar también que cada vez que la cabeza del pilote fue descargada, la carga remanente creció, mostrando que el ciclo de carga precedente ha sumado a la carga residual en el pilote.

El pilote fue instrumentado en diversos niveles o profundidades y Gregersen y otros (1973) midieron la distribución de cargas en el pilote inmediatamente antes y durante el ensayo de carga estático. La Fig 2.7 presenta la distribución medida inmediatamente antes, "la carga residual", y la distribución de cargas para 500KN de carga máxima, la "carga real". La diferencia entre las dos curvas (la curva señalada "real-residual") es la medida del

incremento de carga impuesto en el pilote para la máxima carga del ensayo. Esto es lo que podría ser considerado erróneamente como la real distribución de carga, donde no trataron de encontrar la carga residual, sino que asignaron a todas las galgas en el comienzo del ensayo el valor cero a las lecturas, esto significa cero para la carga del pilote. [2]

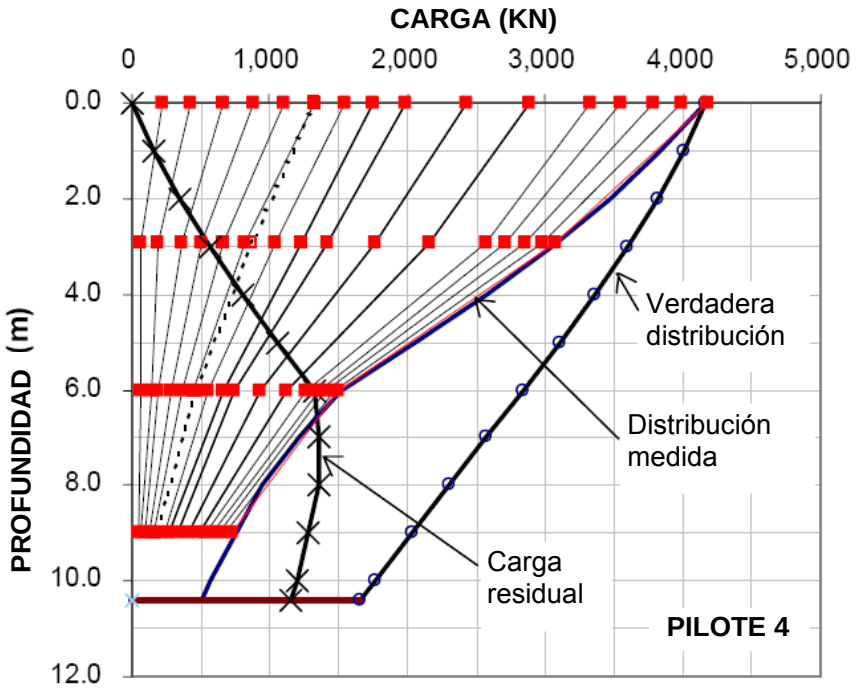


Figura 2.8 Incremento de carga desde el comienzo de un ensayo de carga estático en arena con evaluaciones de distribución de cargas residuales y cargas verdaderas. (datos de Baker y otros 1993, analizados por Fellenius, 2001)

La carga residual en el pilote puede ser explicada como parcialmente introducida por el hundimiento del pilote, y parcialmente ser debido a la recuperación (re-consolidación) del suelo de los disturbios causados por el hundimiento del pilote. No obstante, la carga residual para pilotes en arena no está restringida a pilotes hincados, lo cual está ilustrado en Fig 2.8, presentando una distribución de cargas en un pilote en arcilla con el objetivo de estudiar el desarrollo de las cargas de arrastre.

Usualmente, ensayos de carga dinámicos son llevados a cabo. No obstante, el término "cargas de arrastre" es sólo el término para cargas residuales cuando se ejecuta un ensayo de cargas dinámicas. El mecanismo es idéntico.

Por ejemplo, Fellenius y Broms (1969) y Fellenius (1972) midieron la distribución de cargas en dos pilotes instrumentados de 300mm de diámetro y 53m de profundidad hincados a través de 40m de arcilla y dentro de arena. El área estaba inalterada, no afectada por construcciones desde que emergió del océano, después del final de la era de hielo. La distribución de cargas fue medida inmediatamente y durante un largo tiempo siguiendo el hundimiento. La distribución medida es presentada en la fig 2.9, exhibiendo que inmediatamente después del hundimiento la carga es aproximadamente igual al peso propio de los pilotes.

La disipación de la presión de poros inducida en el hundimiento del pilote terminó en los próximos 154 días, resultando en una acumulación de carga del pilote. Sorpresivamente, la acumulación de carga continuó también después de haberse disipado las presiones de poros

inducidas, y la fig 2.9 incluye también la distribución medida a los 496 días después de terminado el hundimiento y 342 días más tarde. El continuo incremento de cargas es considerado debido a un pequeño asentamiento localizado alrededor de 1mm por año en coincidencia con el levantamiento isostático del terreno de aproximadamente la misma magnitud.

En un ensayo de carga estático que ha sido ejecutado en algún momento durante este período, después de hundido, las cargas de arrastre medidas podrían ser la carga residual del pilote.

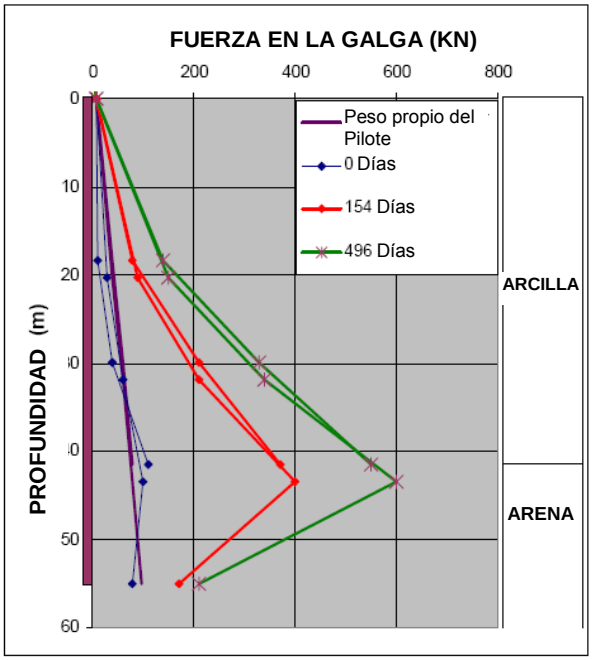


Figura 2.9 Distribución de Cargas medida en dos pilotes inmediatamente, 154 días, y 496 días después del final del hincado. (datos de Fellenius y Broms 1972; Fellenius 1972). [2]

Un ejemplo adicional es presentado en la fig 2.10, el cual muestra resultados de un ensayo de carga estático sobre un pilote tubo de acero hincado de 45m de profundidad, 406mm de diámetro, en arcilla suave (Fellenius y otros 2004). El ensayo fue ejecutado a 46 días de que el pilote fuera instalado, cuando las presiones de poro inducidas fueron disipadas.

Es necesario tener presente, que si las cargas residuales no han sido consideradas en la evaluación de datos del ensayo, esto es, si las galgas extensométricas se fijaron en cero en el comienzo del ensayo, las cargas medidas durante el mismo podrían haber sido pensadas como las representativas de la distribución de cargas real. Luego, la evaluación podría concluir erróneamente que no existe resistencia lateral a lo largo de los últimos 12m de longitud del pilote.

Así, un pequeño desplazamiento será suficiente para desarrollar fuerzas de corte a lo largo del pilote. Cada desplazamiento es el resultado de un gran número de influencias asociadas con el hincado de los pilotes, perforación e inyeccionado de pilotes perforados, curado de inyecciones de cemento, reconsolidación del suelo alrededor del pilote, etc.; así como los efectos del desarrollo de eventos en el sitio, tal como un continuo asentamiento. Es importante indicar que de acuerdo a la precisión buscada en la real distribución de cargas, las cargas residuales deberían ser tenidas en cuenta en el análisis de los resultados de los ensayos de carga estática. Sin perjuicio de ello, y teniendo presente que este trabajo se lleva a cabo sobre micropilotes involucrando solo un estrato superficial del suelo, no se tendrán en cuenta.

La carga residual es desarrollada por acumulación de fuerzas de corte en dirección negativa a lo largo de la parte de arriba del pilote que está en equilibrio con la acumulación de fuerzas de corte en dirección positiva a lo largo de la parte baja del pilote. La longitud a lo largo del pilote (zona de transición de esfuerzos de corte) donde la dirección de las fuerzas de corte cambian de negativa a positivas puede ser corta o larga.

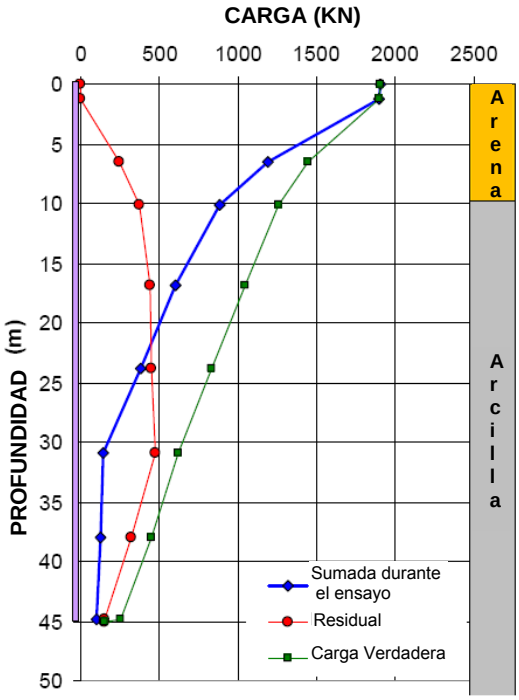


Figura 2.10 Distribución de cargas medida en un ensayo de carga estática sobre un pilote de 45m de longitud en arcilla. (Fellenius y otros 2004). [2]

La resistencia de corte a lo largo del pilote es gobernada por tensiones efectivas o presiones efectivas y es aproximadamente proporcional a las presiones efectivas de sobrecarga. Por lo tanto, la distribución de resistencia lateral en un suelo homogéneo, uniforme, será en su forma, una curva similar a la curva de resistencia última mostrada en la fig. 2.11a, cuya forma puede ser determinada en un ensayo llevado a cabo con un pilote instrumentado.

La porción de la resistencia de punta, de la resistencia última, nivel alcanzado con la resistencia de punta indicado en la fig 2.11a, es la resistencia movilizada en el ensayo de carga estático, típicamente en un desplazamiento de la punta de alrededor de 10mm. Es decir, antes de comenzar el ensayo, el pilote llegará a estar sometido a cargas residuales, a veces en cantidades significativas y otras en cantidades despreciables.

Para ilustrar esta afirmación, la figura indica dos distribuciones de carga residual. La primera curva representa el caso de desplazamientos de suelo relativamente pequeños, donde toda la fuerza de corte lateral residual es solamente movilizada cerca de la superficie del suelo (dirección negativa) y cerca de la punta del pilote (dirección positiva). Las fuerzas de corte no son completamente movilizadas a lo largo de la porción media del pilote, la zona donde cambia la dirección del corte (zona de transferencia).

La segunda curva es típica de cuando desplazamientos de suelo relativamente grandes han causado que las fuerzas de corte lleguen a estar completamente movilizadas sobre toda la longitud del pilote, dejando una pequeña zona de transferencia.

Si las galgas en el pilote han sido inicializadas en cero inmediatamente antes de iniciar el ensayo de carga estático, y solamente las cargas aplicadas en el ensayo son consideradas en el reporte final de distribución, la distribución así determinada quizás tenga un error grosero. La fig 2.11b muestra la curva de distribución real, la cual combina las cargas residuales y las cargas aplicadas en el ensayo; y la "falsa distribución" que aparece cuando la carga residual no es tenida en cuenta.

Casos históricos publicados sobre resultados de ensayos de carga en pilotes instrumentados frecuentemente no han incluido la carga residual, los cuales han dado origen a errores tales como la "profundidad crítica" (Fellenius y Altaee 1995). [2]

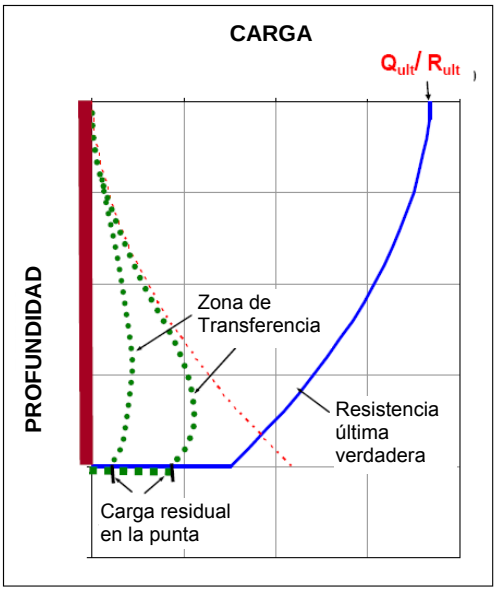


Figura 2.11a Distribución de la resistencia última y carga residual

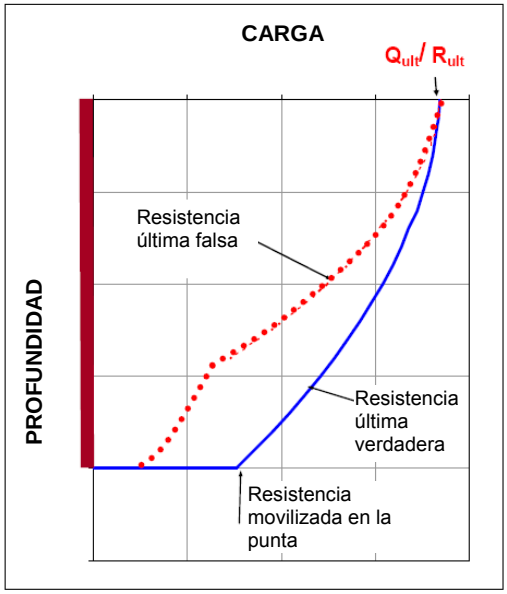


Figura 2.11b Distribución de resistencia última verdadera y falsa

2.1.3 Fricción de piel negativa, carga de arrastre y arrastre descendente

Diversos trabajos de importancia fueron publicados presentando mediciones de distribución de carga en pilotes instrumentados haciendo énfasis en las cargas de arrastre, por ejemplo Bjerrum y otros 1965 y 1969; Darvall y otros 1969; Endo y otros 1969; Fellenius y Broms 1969; Fellenius 1972; Clemente 1979 y 1981; Bozozuk 1981; Leung y otros 1991.

El histórico trabajo del caso desarrollado por Endo (1969) es un estudio de un campo extenso de las cargas de arrastre y el arrastre descendente en pilotes, y demuestra la interacción entre las fuerzas en el pilote, los asentamientos, y la penetración de la punta del pilote. El trabajo presenta los resultados de mediciones sobre pilotes instrumentados de acero hincados de 610mm de diámetro y 43m de longitud, así como los asentamientos de pilotes y del suelo circundante durante un período de casi dos años (672 días).

El perfil del suelo en el sitio considerado es un espeso aluvión sobre un manto acuífero sumergido; una espesa capa de 9m de arena limosa, seguida por limo hasta una profundidad de aproximadamente 25m apoyado sobre capas alternativas de limo y limo arenoso hasta profundidades de 41m seguido por arena. Dos pilotes fueron hincados con punta cerrada y

uno fue hincado con punta abierta. La resistencia a la penetración final del hincado fue clara, alrededor de 20mm para el último golpe.

La napa freática estaba localizada alrededor de 1m debajo de la superficie del suelo. La presión del agua de poros en el lugar estaba afectada por el bombeo en capas bajas de limo con el objeto de obtener agua para una planta industrial, lo cual creó un gradiente descendiente en el lugar.

La diferencia en términos de desnivel de agua entre la napa freática y la capa de arena a una profundidad de 40m es alrededor de 30m. La consolidación resultante del terreno lleva al suelo a asentarse y colgar de los pilotes, creando cargas de arrastre y arrastre descendente.

La Fig. 2.12a presenta una compilación de las distribuciones de carga medidas en tres pilotes 672 días después del hincado (pilotes oE43, cE43, cB43). Los tres pilotes desarrollaron un pequeño plano neutral debajo de los 30m de profundidad. La distribución de cargas en los dos pilotes de punta cerrada es muy similar. Para estos dos, la carga de arrastre es de alrededor de 3000KN, en equilibrio con la suma de la resistencia lateral positiva de alrededor de 1500KN y la resistencia de punta de alrededor de 1500KN.

Un ensayo de carga estática en el estudio ha sido incluido, donde la resistencia lateral de toda la longitud del pilote podría ser de alrededor de 4500KN.

La distribución de cargas es particularmente interesante cuando se relaciona con la distribución de asentamientos medidos ambos en el suelo y para los pilotes. La Fig 2.12b presenta mediciones de asentamientos tomadas 124 días, 490 días, y 672 días de un pilote (pilote cE43) después de terminado el hincado. En la gráfica se observa que el punto donde el desplazamiento relativo entre el pilote y el suelo es cero (las curvas de asentamientos del suelo y el pilote se intersectan) es aproximadamente alcanzado con la profundidad de las fuerzas de equilibrio, el plano neutral.

La Fig 2.12b muestra que el asentamiento de la superficie del suelo 672 días después del fin del hincado fue 120mm. En este instante, el asentamiento del suelo y del pilote en el plano neutral fue alrededor de 30mm, y el asentamiento de la cabeza del pilote fue 53mm, contando además con el asentamiento en el plano neutral de alrededor de 13mm del acortamiento del pilote entre la cabeza del pilote y el plano neutral, debido a las cargas de arrastre.

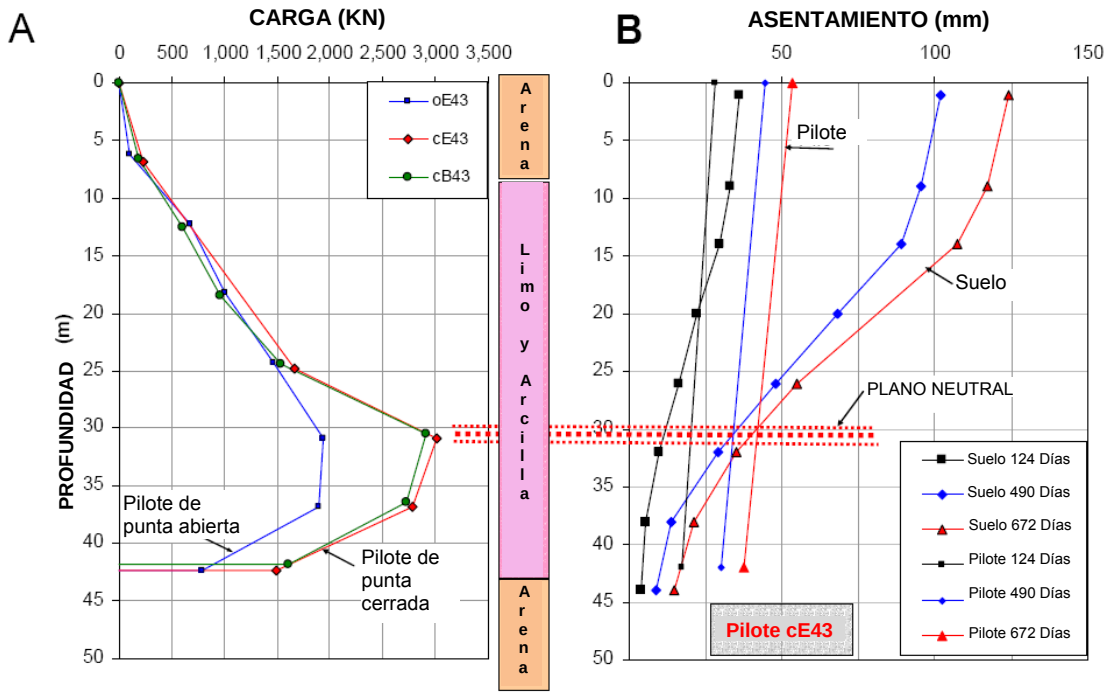


Figura 2.12a **Figura 2.12 b**

Distribución de cargas en tres pilotes tubo de 672 días y distribucion de asentamientos a 124 días, 490 días y 672 días después del hincado. (datos de Endo y otros 1969). [2]

Durante 672 días de mediciones, la diferencia relativa entre el asentamiento del suelo en la punta del pilote y la punta del pilote, crece de a poco, esto es, la penetración neta de la punta del pilote en la arena creció. Los registros también muestran que la carga de punta del pilote creció. En la Fig 2.13, las cargas de punta del pilote medidas han sido graficadas versus la penetración neta de la punta del pilote, como se midió los días 124, 490 y 672 después del hincado de los pilotes. La primera medición tomada al final del hincado, indica que la punta del pilote fue sometida a una carga inicial de punta, correspondiente a un desplazamiento inicial de punta de aproximadamente 8mm.

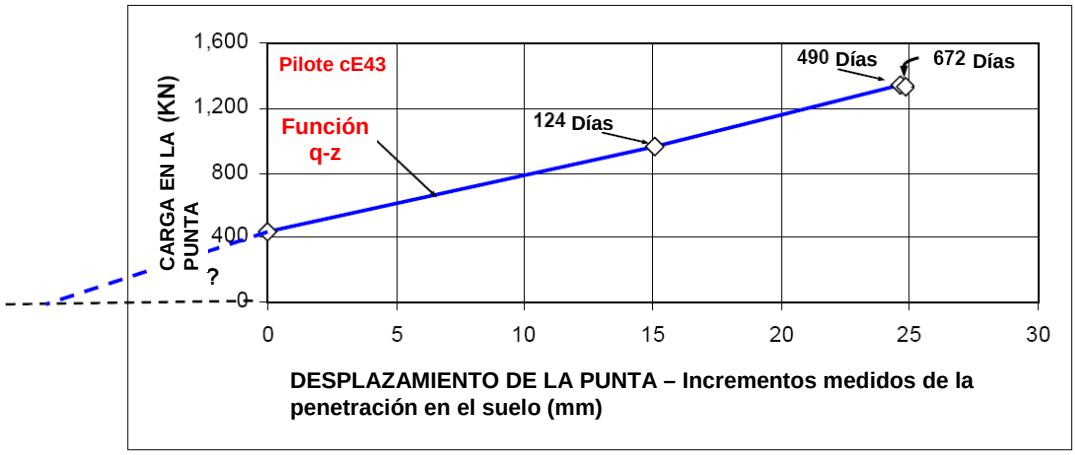


Figura 2.13 Carga – Desplazamiento de la punta del pilote – la función q-z (datos de Endo y otros 1969). [2]

Las curvas carga-desplazamiento indican una relación lineal prácticamente entre carga y penetración. Obviamente, habían sido grandes los asentamientos, la penetración neta de los pilotes habría sido grande también, la cual ha movilizado una gran resistencia de punta, en cambio baja la ubicación de las fuerzas de equilibrio. Resumiendo, el caso presentado establece que:

a) El corte lateral (fricción de piel negativa, así como resistencia lateral) es gobernado por presiones efectivas y requiere movimientos relativos muy pequeños del suelo respecto de la superficie del pilote para ser movilizada. En realidad, Bjerrum y otros (1969) reportó que aproximadamente la misma magnitud de las cargas de arrastre fue medida para unos pocos milímetros de asentamiento de la superficie del suelo como así también para 2m de asentamiento.
b) Para altas capacidades de pilotes soportes de punta, grandes cargas de arrastre fueron medidas y para estos pilotes los asentamientos observados consisten principalmente de acortamientos del pilote bajo carga.
c) Un pilote sometido a cargas de arrastre tiene una distribución de cargas que consiste en una acumulación de fricción de piel (lateral) negativa en la porción de arriba del pilote, en equilibrio con la resistencia lateral positiva a lo largo de la parte baja de la resistencia adicional de punta del pilote. La zona donde las fuerzas de corte se transforman de dirección negativas a positivas, puede ser corta o larga, dependiendo de la magnitud del desplazamiento del suelo y de la rigidez relativa del pilote y del suelo. El gráfico es el mismo al que se mostró en Fig 2.11a para distribución de cargas residuales. En realidad, Endo y otros (1969) se han dado cuenta en sus estudios con ensayos de cargas estáticas, que las cargas de arrastre podrían llegar a ser las cargas residuales para el ensayo.
d) La posición donde las fuerzas descendentes actuantes son iguales a las fuerzas ascendentes actuantes, es donde no existe desplazamiento entre el pilote y el suelo. Esta ubicación se denomina “plano neutral” o “plano de las fuerzas de equilibrio”. En esta ubicación el pilote y el suelo se asientan igualmente, lo cual es una revelación importante para el diseño de grupo de pilotes.
e) Si ocurre un asentamiento apreciable de suelo en el plano neutral, el/los pilotes serán sometidos a cargas de arrastre descendente, una condición indeseable para la mayor parte de la fundación sobre pilotes.
f) La ubicación del plano neutral es totalmente una función de las condiciones de las fuerzas de equilibrio y no es una función de la magnitud de los asentamientos, en atención a que las fuerzas de equilibrio son una función de la penetración de la punta del pilote en el suelo en la base del pilote, lo cual en cambio es gobernado por la magnitud de los asentamientos en el plano neutral.
g) Cuando el asentamiento de suelo es pequeño, la zona de transición es larga y donde los asentamientos de suelo son grandes, la zona de transición es pequeña. Todos los otros conceptos vertidos son aplicables, la carga de arrastre es mayor en el segundo caso.
h) Cargas vivas (cargas transitorias) reducirán o eliminarán las cargas de arrastre.
i) La fricción de piel negativa será desarrollada, esté o no esté una carga externa aplicada en la cabeza del pilote. Las cargas fijas o permanentes y las cargas de arrastre se combinarán y la carga máxima en el pilote se ubicará en el plano neutral.
j) A mayor resistencia de punta del pilote, el plano neutral se ubicará más bajo.
k) Una delgada capa de betumen, reducirá drásticamente las fuerzas de corte entre la superficie del pilote y el suelo, y reducirá la fricción de piel negativa (reducirá también la resistencia lateral positiva y la capacidad soporte del pilote).

A causa de la palabra "carga" en "cargas de arrastre", algunos profesionales son inducidos a pensar que la carga de arrastre es solo otra carga similar a las cargas aplicadas de la estructura soportada por los pilotes. No obstante, la carga de arrastre está únicamente relacionada con la resistencia estructural del pilote. En contraste con las cargas externas (las cargas de la estructura soportada), la carga de arrastre no es consecuencia de la capacidad soporte o de los asentamientos del pilote o del grupo. Simplemente, la carga de arrastre no es más que un aspecto negativo para el pilote, como el pretensado lo es para los pilotes de hormigón pretensado. En realidad, un pilote sometido a considerables cargas de arrastre, es más rígido que un pilote que no está sometido a grandes cargas de arrastre y mostrará menores deformaciones para variaciones de carga aplicadas en la cabeza del pilote.

El arrastre descendente, por otro lado, es un problema importante de asentamiento que debe ser cuidadosamente dirigido en un diseño. Fellenius (1984, 1989) ha denominado esta aproximación al diseño "diseño unificado de fundaciones por capacidad, asentamientos, cargas de arrastre y arrastre descendente".

2.1.4 El diseño unificado

El diseño de fundaciones sobre pilotes debe considerar tres aspectos principales: capacidad, cargas de arrastre y asentamientos, según se reconoció en el Manual de Ingeniería de Fundaciones de Canadá (CFEM 1992), y otros textos autorizados, tales como el Código de Diseño de Puentes Carreteros de Ontario (OHBDC 1991), la ASCE, y la Guía de Diseño de Técnicas de Ingeniería del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de Estados Unidos (Guía Nº1 y 7 – ASCE 1993-1994).

Desafortunadamente, el mal uso de la terminología en los últimos dos libros, frecuentemente hace que los procedimientos allí sugeridos no sean claros. Algunas otras guías, libros de textos, códigos y normas límites de recomendaciones para aspectos de la capacidad, conducen a muchos ingenieros prácticos a tomar usualmente seguros, y en ocasiones inseguros, pero casi siempre las costosas decisiones involucradas al abandonar los dos textos mencionados.

Algunos diseñadores, quienes se dieron cuenta que los asentamientos ocurrirán en el sitio, y por lo tanto, concluyen que las cargas de arrastre actuarán sobre el pilote, solucionan esto sumando las cargas de arrastre a las cargas externas (las cargas de la estructura) o bien, reduciendo la capacidad del pilote con el valor de la carga de arrastre antes de dividir la capacidad en el factor de seguridad, para obtener la carga admisible.

Aunque la decisión quizás tenga el efecto positivo de bajar la profundidad del plano neutral, y por lo tanto, reducir las cargas de arrastre, a menudo no es un método eficiente desde el punto de vista del costo, y no considera correctamente los factores involucrados.

A veces, un diseñador decide reducir la fricción de piel negativa por medio de una capa de betumen sin tener en cuenta que esta decisión, en igual medida, reduce la capacidad del pilote.

La capacidad de un pilote es la suma de la resistencia lateral positiva a lo largo de toda la longitud del pilote, más la resistencia de punta para ciertos desplazamientos. Como se indica en lo que sigue, es usualmente no reconocido que la punta del pilote no exhibe una resistencia última, pero es una función de la respuesta q-z de la punta del pilote. No obstante, la ingeniería práctica ha sido bien servida por un largo tiempo, mediante la elección de una capacidad del pilote y estableciendo una capacidad admisible, dividiendo la capacidad en un factor de seguridad.

La capacidad puede ser determinada mediante métodos de cálculo empíricos, empleando datos obtenidos por medio de ensayos de escala de campo completo, tales como ensayos de carga estáticos o ensayos de impacto, o usando ensayos in situ, tales como el

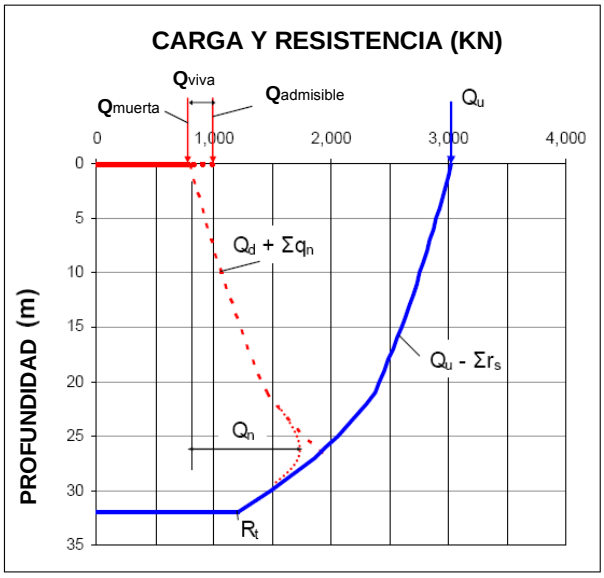
ensayo del penetrómetro de cono, y SPT en combinación con procedimientos analíticos bien calibrados, tales como el análisis de tensiones efectivas (método β), o bien, uno menos ajustado a la realidad, el análisis total de tensiones (método α). Es costumbre emplear un factor de seguridad sobre los resultados de los ensayos de laboratorio de alrededor de 2, y entre 2,5 y 3 sobre ensayos in situ.

Se debe tener presente, que todos los resultados de ensayos deben ser combinados con un análisis estático y correlacionados con el conjunto de condiciones y sus variaciones, o los mencionados factores de seguridad, quizás resulten demasiado bajos.

La aproximación para determinar la carga admisible, consistente en carga permanente y carga viva, es ilustrada en Fig 2.14 para un pilote con una capacidad de 3000KN asociada a un factor de seguridad de 3, el cual determina la carga admisible de 1000KN de los cuales 800KN son carga permanente y 200KN son carga viva.

La posición del plano neutral está indicada en la figura como la distribución de carga arrancando desde la carga permanente y creciendo con la dirección negativa de las fuerzas de corte lateral hasta intersectar con la distribución de cargas que arranca desde la resistencia última (capacidad del pilote) y reduciendo su valor con la dirección positiva de las fuerzas de corte. En este análisis, no ha sido incluida la carga viva o sobrecarga (carga viva y cargas de arrastre no pueden coexistir).

En la determinación de la carga admisible de la capacidad del pilote, la carga de arrastre no debe ser incluida. La carga de arrastre está combinada con la carga permanente y la suma es considerada cuando evaluamos la resistencia estructural del pilote en el plano neutral.



Q_d = Carga muerta
Q_l = Carga viva
Q_q = Carga admisible = $Q_d + Q_l$

Q_u = Resistencia última = R_u

q_n = Fricción negativa unitaria de piel
Q_n = Carga acumulada q_n

r_s = Resistencia lateral positiva unitaria
R_s = Resistencia lateral Total

R_t = Resistencia de punta

Figura 2.14 Ejemplo ilustrativo de la aproximación a la carga admisible, carga muerta, carga viva y carga de arrastre. [2]

Resistencia estructural. Como se indica en la Fig 2.14, la carga de arrastre del ejemplo es determinada a 900KN, lo cual significa que la máxima carga en el pilote, compuesta por carga permanente más la carga de arrastre llegó a ser 1700KN. La resistencia estructural axial del pilote, debe ser tal que esta carga pueda ser resistida. No obstante, pilotes son instalados a menudo de tal suerte que la carga admisible estructural en el cabezal será aproximadamente igual a la carga admisible geotécnica (capacidad dividida en un factor de seguridad). A menos que la carga viva sobre el pilote sea inusualmente una gran porción de la

carga admisible, esto significa que la carga en el plano neutral (carga permanente más carga de arrastre) será mayor que la carga admisible estructural en el cabezal del pilote. No obstante, la carga estructural admisible en el cabezal, debe incluir consideraciones de colocaciones excéntricas, flexiones, y corte lateral; estos aspectos no deben ser aplicados a la carga estructural admisible en el plano neutral, y los dos no deberían ser iguales.

La carga axial en el plano neutral admisible debe ser mayor que en el cabezal. Fellenius ha aplicado condicionamientos, de tal suerte que, en el plano neutral, una deformación de aproximadamente 0,001 puede ser aceptada. Requerimientos de compatibilidad de deformaciones se aplican a pilotes compuestos, p.e. pilotes tubo de hormigón o pilotes de hormigón armado.

A causa de que la transmisión de la dirección negativa a positiva de las fuerzas de corte laterales requiere cierta longitud, la máxima carga en el pilote, no es la carga en la intersección de la curva (calculada para una movilización total de la fricción de piel negativa y resistencia lateral positiva), sino una carga menor, cuya magnitud es gobernada por la longitud de la zona de transición, la cual en cambio, es determinada por la magnitud de los desplazamientos relativos entre el pilote y el suelo. En la mayor parte de los casos, puede ser asumido que los cambios empiezan y terminan cuando los desplazamientos relativos son aproximadamente 2mm. En suelos con alto contenido de materia orgánica, la movilización total de las fuerzas de corte requiere un mayor desplazamiento relativo.

Análisis de Asentamientos. Cuando evaluamos los asentamientos de una fundación sobre pilotes, la posición del plano neutral gobierna el análisis. Sea cual sea la magnitud de los asentamientos en el plano neutral, el asentamiento de la cabeza del pilote es un valor que se suma al acortamiento del pilote por cargas (cargas permanentes más cargas de arrastre) por arriba del plano neutral.

No obstante, la posición del plano neutral no es constante. Como el pilote es forzado hacia abajo, la penetración neta de la punta del pilote en el suelo crece, y por lo tanto, la resistencia de la punta del pilote crece, lo que en cambio causa que la posición de las fuerzas de equilibrio (plano neutral) se mueva hacia abajo.

El escenario principal es que si la posición final del plano neutral está en una capa de suelo no compresible, donde el asentamiento del suelo es pequeño, la carga de arrastre es también pequeña, y probablemente despreciable. Sin embargo, si el asentamiento en la posición final del plano neutral es grande, el arrastre descendente será grande y crítico para la fundación.

El cálculo de asentamientos no puede ser realizado sin una adecuada valoración de la interdependencia de la longitud de la zona de transición, posición del plano neutral, y magnitud de la resistencia de punta, como una función de su penetración neta, la cual en cambio, es una función de la magnitud del asentamiento del suelo.

Esto es ilustrado en la Fig 2.15. El caso 1, es donde el asentamiento del suelo es pequeño, la zona de transición es larga, la resistencia de punta es pequeña, el plano neutral "reposa alto", la carga de arrastre es pequeña y el asentamiento de la cabeza del pilote es pequeña (A).

El caso 2, es para una idéntica distribución de resistencia del suelo, solamente el asentamiento del suelo es grande, lo que moviliza una gran resistencia de punta del pilote, una baja posición del plano neutral, una gran carga de arrastre, un gran asentamiento de la cabeza del pilote (B).

Si el asentamiento del suelo crece un poco más, la resistencia de punta podría crecer más que el valor determinado en el ensayo de carga estática (supuestamente es como fue determinada la distribución de resistencia última). El plano neutral reposaría ahora cerca o al

mismo nivel de la punta del pilote. Esto ocurre solamente cuando la respuesta carga-desplazamiento del suelo es muy rígida.

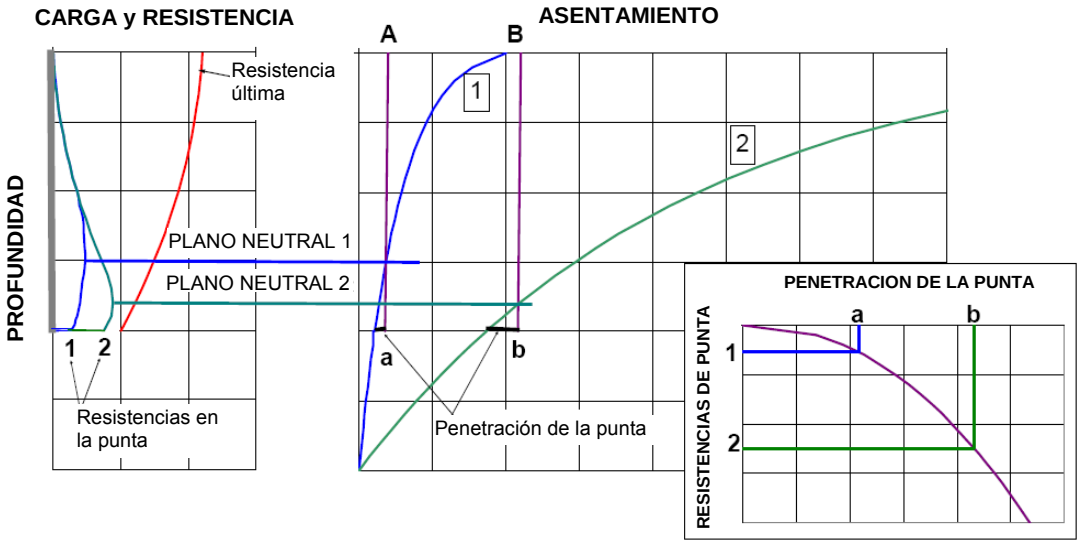


Figura 2.15 Ejemplo de la interdependencia de la longitud de la zona de transición, ubicación del plano neutral, y magnitud de la resistencia de punta del pilote como una función de la penetración neta de la punta en un suelo homogéneo. Caso (1) asentamiento pequeño y Caso (2) asentamiento grande. [2]

Un análisis de asentamientos comienza con la determinación de la ubicación de las fuerzas de equilibrio (plano neutral). En algunos casos, quizás en la mayor parte de ellos, una vez que ha sido establecida que la ubicación está donde el asentamiento del suelo es pequeño, el análisis está esencialmente completado. El análisis presupone que los factores de influencia son considerados, tales como la carga sobre la fundación de pilotes y otros cambios debido a la presión efectiva en el suelo desde que se completa la construcción de la estructura soportada por los pilotes. Lo anteriormente expresado es de importancia primaria.

Es importante destacar que el asentamiento es causado por el incremento de las presiones efectivas del suelo, y la carga de arrastre no puede contribuir al asentamiento de una fundación de pilotes.

Cuando no es obvia la existencia de una capa de suelo No Compresible, la clave para determinar la posición de las fuerzas de equilibrio reside en encontrar la magnitud de la resistencia de punta, la cual es determinada por una función particular de respuesta de la punta, la función q-z. Una simple función q-z fue provista por la siguiente relación (Fellenius 2002):

$$\frac{R_{mov}}{R_{ult}} = \left(\frac{\delta_{mov}}{\delta_{ult}}\right)^{e} \qquad \textit{Ecuación} \ - 2.1$$

Donde:
R_{mov} = resistencia movilizada
R_{ult} = resistencia última
δ_{mov} = desplazamiento movilizado para Rmov
δ_{ult} = desplazamiento movilizado para Rult
e = un exponente que varía $0 < e < 1$

Si por ejemplo, un ensayo ha movilizado una resistencia de punta de 1000 KN con un desplazamiento de la punta de 10 mm y el exponente e=0,6, entonces la resistencia en la punta para un movimiento de 8mm es de 875 KN. O bien, si la resistencia en la punta es 750KN, entonces el desplazamiento de la punta es 6.2mm.

Encontrar la resistencia de punta que se ajusta al desplazamiento, es un simple procedimiento iterativo entre valores de resistencia de punta que persiguen la ubicación de las fuerzas de equilibrio, lo cual determina el valor del desplazamiento de la punta, el que determina la resistencia de la punta …

Como el exponente e para q-z es un valor estimado y el proceso depende de la ejercitación de un buen juicio, no tiene sentido apreciar decimales en el resultado.

Para un pilote simple, o un grupo de pilotes que contenga solo un pequeño número de pilotes, la carga del grupo de pilotes no causará un asentamiento significativo sobre la fundación de pilotes. El asentamiento está casi integralmente gobernado por aspectos de desarrollo, p.e., incremento de tensiones efectivas debido a causas que no sean las cargas aplicadas sobre el pilote. Solamente para un gran número de pilotes, la carga sobre los mismos contribuirá significativamente en los asentamientos.

Como se ilustra en la Fig. 2.16, el incremento de presiones en el terreno debido a las cargas sobre el grupo de pilotes (cabezales de pilotes) luego pueden ser calculadas mediante la transferencia de las cargas a una zapata virtual, denominada "zapata equivalente", ubicada en la posición del plano neutral y conservando la misma área de presiones de los cabezales del pilote. El asentamiento de la fundación sobre pilotes se asume entonces que será igual al asentamiento calculado para la zapata equivalente. Un importante aspecto del cálculo de asentamientos por medio de aproximaciones por zapatas equivalentes es que permite realizar un cálculo que puede incorporar todos los factores de desarrollo externos al grupo de pilotes, como se indica en la figura.

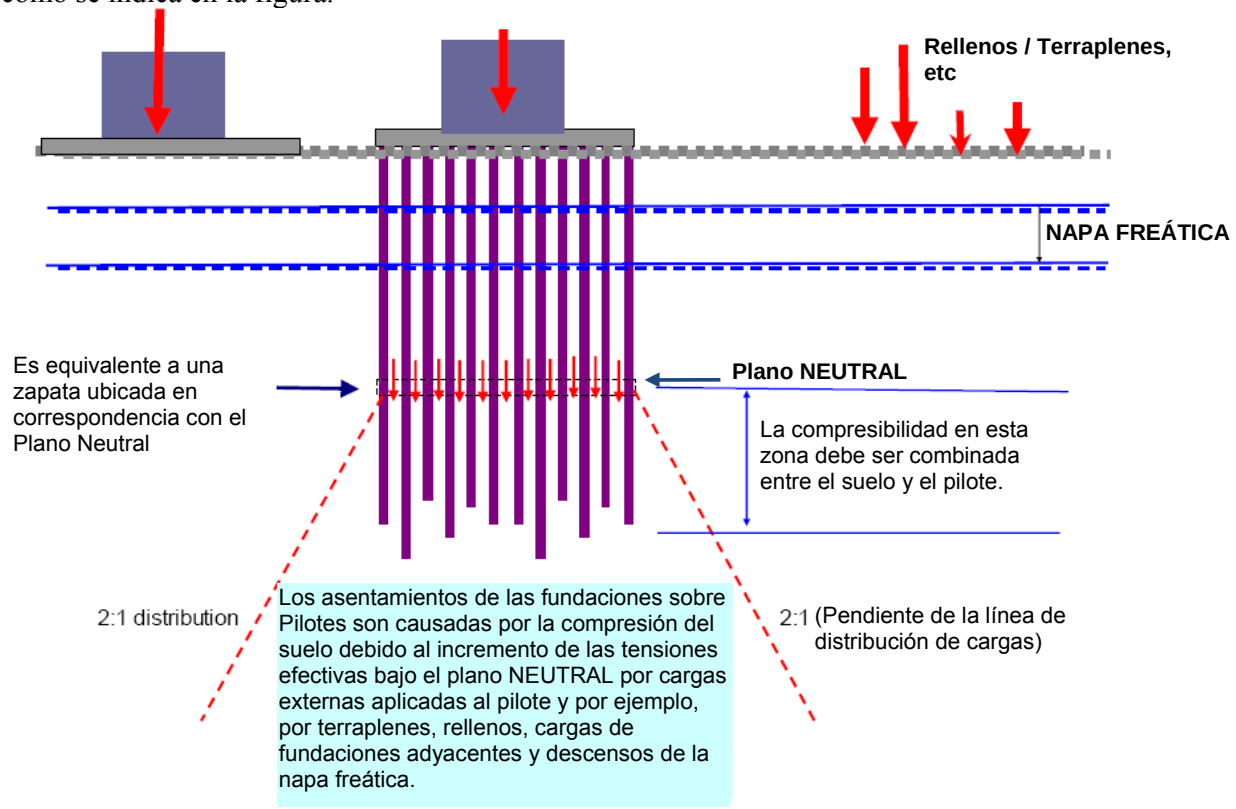


Figura 2.16 Principio de análisis de asentamiento de un grupo de pilotes. [2]

Cuando calculamos el asentamiento para una zapata equivalente, el efecto del refuerzo (rigidización) de los pilotes debe ser tenido en cuenta. Esto puede ser realizado perfectamente, simplemente proporcionando el módulo del suelo y el módulo de los pilotes a la respectiva porción de área de zapata, de suelo y pilotes, asignando el módulo combinado a la capa de suelo entre el plano neutral y el nivel de la punta de los pilotes. En muchos casos, el módulo combinado es tan grande, que los asentamientos calculados para el suelo entre el nivel de la zapata equivalente y la profundidad de la punta del pilote son despreciablemente pequeños. Por lo tanto, se puede ahorrar tiempo y esfuerzo mediante la ubicación de la zapata equivalente en el nivel de las puntas de los pilotes.

La capacidad total de un pilote, puede ser establecida por simplificaciones, aproximaciones empíricas, tales como un análisis total de tensiones (teniendo presente que ellas está referidas a fuentes confiables aplicables al caso). No obstante, la distribución de la resistencia lateral debe emplear métodos que reconozcan que la resistencia lateral es proporcional a las presiones efectivas, y por lo tanto, en suelo homogéneo, la resistencia lateral siempre crece con la profundidad. Una incorrecta ubicación del plano neutral tendrá un efecto considerable en el valor de los asentamientos calculados para fundaciones sobre pilotes.

Lo precedente es demostrado en la Fig 2.17. El ejemplo involucra pilotes de 54m de longitud sumergidos en un homogéneo suelo sedimentado (el ejemplo basado en un caso actual, se ajusta al mensaje que se proyecta). La capa de suelo sedimentado tiene aproximadamente 65m de espesor, y es seguida por un suelo no sedimentado de baja deformación. La capacidad del pilote es aproximadamente 8500KN y consiste prácticamente de resistencia lateral (la resistencia de punta es solamente de 300KN). [2]

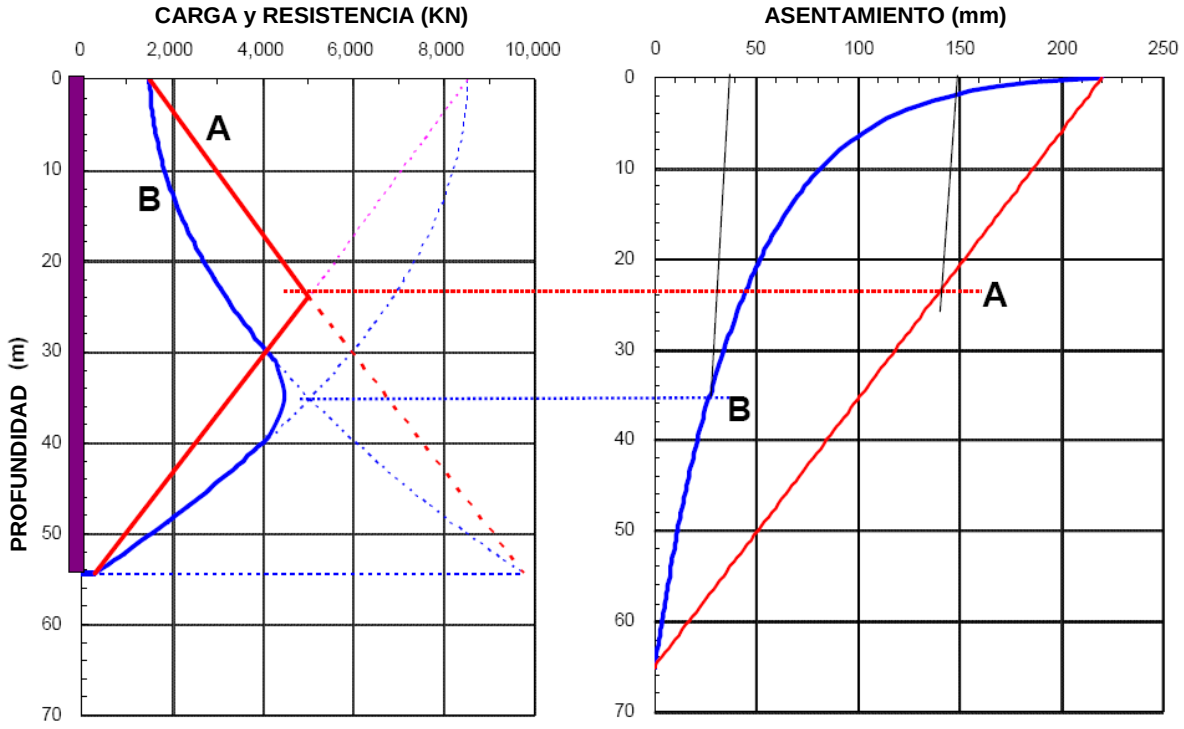


Figura 2.17 Comparación entre tensión total resultante y tensión efectiva resultante.

Los resultados para dos cálculos diferentes son exhibidos como casos A y B. En A la capacidad se asume que es representada por una resistencia lateral unitaria constante que resulta en una distribución lineal de resistencia lateral y el plano neutral a 24m de profundidad. Cuando en cambio, la capacidad se asume representada por una resistencia lateral unitaria proporcional a las presiones efectivas de sobrecarga, como se muestra en B, distribución de resistencia lateral llega a ser curva, y el plano neutral reposa a una profundidad de 36m.

Debido a un pequeño terraplén o relleno en la superficie del terreno, y bajo de la napa freática, un asentamiento de la superficie del suelo de 200mm es esperable. Dos distribuciones de asentamiento son indicadas A y B. Como se hace a veces, la distribución A es linealmente distribuída a través de la profundidad de los sedimentos. Para la distribución B, los valores de asentamientos calculados son dibujados como si fuesen calculados para capas sucesivas con los parámetros de compresibilidad de suelo correspondientes para obtener el mismo asentamiento de 220mm en la superficie del terreno. La distribución B refleja el hecho que con el mismo incremento actual de presiones, el incremento relativo se hace menor con la profundidad y los asentamientos calculados, por lo tanto, se reducirán exponencialmente con la profundidad.

La consecuencia para los resultados de las dos simplificaciones – distribución lineal de la resistencia lateral y de asentamientos – como se opone al resultado de una distribución más realista, es obvia: el asentamiento calculado para la fundación de pilotes se reduce de 150mm a menos de 40mm, mostrando la diferencia entre un diseño que debe ser desechado y uno que podría ser aceptado.

Cimientos de Plateas – Placa de Cimentación. Como se indicó en el caso histórico de Endo y otros (1969) presentado en Fig 2.12, y en la típica distribución de asentamientos mostrada en las Fig 2.15 y 2.17, en el nivel de los cabezales del pilote, no existe tensión de contacto entre la cara inferior del cabezal del pilote y el suelo, porque el suelo siempre asentará más que el cabezal del pilote. Es por lo tanto, incorrecto permitir cualquier distribución de las tensiones de contacto. La excepción a esto está en el caso de las platea-pilote, el cual es un término referido a una fundación de pilotes diseñada con un factor de seguridad para los pilotes cercano a la unidad, o mejor expresado, donde el plano neutral está diseñado para ser ubicado en correspondencia con la cara inferior de la platea. Solamente si las cargas externas son iguales o mayores que la capacidad combinada de pilotes, habrá tensiones de contacto.

El énfasis del diseño para plateas pilotadas está en asegurar que las tensiones de contacto son uniformemente distribuidas a través de la platea.

Los diseños de plateas pilotadas están destinados a los pilotes para servir como elementos de refuerzo de suelo (rigidización) reduciendo asentamientos y como una unidad o módulo para recibir las inevitables cargas concentradas sobre la platea. Esta condición gobierna la distribución a través de la platea, del número y separación de pilotes. El diseño primero decide respecto de la profundidad y número de pilotes (separación media y baja cantidad de pilotes en el perímetro o contorno) necesarios para reforzar el suelo de tal suerte que el asentamiento de la platea sea igual o menor a un nivel aceptable. Este análisis incluye a todas las cargas que deben ser soportadas por la platea. Luego, es decidida la magnitud de las tensiones uniformes de contacto, y finalmente, la separación y el número de pilotes para sostener la concentración de cargas (la porción de la carga excedente que determina la carga de contacto) son diseñados en ubicación y profundidad asignándoles a los mismos un factor de seguridad unitario. Un procedimiento iterativo con estos pasos sería requerido.

2.1.5 Resumen

Solamente para pilotes que derivan su mayor capacidad de carga a la resistencia lateral y son sometidos a cargas residuales, los resultados de los ensayos de cargas estáticas podrán ser interpretados para mostrar un valor de capacidad (resistencia última) que puede ser intuitivamente percibida y aceptada como tal. Para la mayor parte de los pilotes, por lo tanto, la capacidad es un concepto ingenieril grosero, que requiere definiciones específicas. La razón es que la punta del pilote no exhibe una resistencia última, pero tiene una curva carga-desplazamiento sin cambios repentinos de curvatura o bien otros indicios de resistencia última. Mientras el concepto de capacidad del pilote está todavía en uso, para avanzar, la ingeniería práctica, necesita poner mayor énfasis en el análisis de asentamientos y considerar que la respuesta del pilote a la carga es fundamentalmente una respuesta de desplazamiento a la carga acoplada con un asentamiento del suelo debido a factores ambientales.

Carga admisible y carga de diseño. La carga admisible es una función de la capacidad portante sin reducciones por cargas de arrastre. La carga admisible incluye cargas muertas y vivas, pero no cargas de arrastre.

Carga máxima y resistencia estructural. La carga máxima en el pilote ocurre en el plano neutral y es carga muerta más carga de arrastre. La carga viva no debe estar incluida. La resistencia estructural axial del pilote es la que determina que carga máxima es permitida en el pilote al nivel del plano neutral.

Asentamientos. El asentamiento de una fundación de pilotes es causada por un incremento de tensiones en el suelo debido a terraplenes, rellenos, y excavaciones, cambios en la napa freática, y la carga sobre el grupo de pilotes de la estructura de soporte. Estimaciones de asentamientos requieren conocimientos de la ubicación del plano neutral y del asentamiento del suelo al nivel del plano neutral. El asentamiento de un pequeño grupo de pilotes es mejor analizarlo en términos de funciones q-z para la punta del pilote en respuesta a la carga aplicada al pilote e incorporando los aspectos de necesaria correspondencia con los desplazamientos en el plano neutral. Un gran número de pilotes también podrían ser afectados por incrementos de tensiones en el suelo bajo la punta del pilote debido a cargas externas soportadas por pilotes. Esto puede ser convenientemente analizado por medio de una zapata equivalente ubicada en la posición del plano neutral o en la punta del pilote.

2.2 Cimentaciones sobre pilotes

Los pilotes son piezas relativamente largas y delgadas utilizadas para transmitir cargas de la cimentación a través del estrato de suelo de poca capacidad de carga hacia estratos de suelo o roca más profundos y con una mayor capacidad de carga. También se utilizan en condiciones normales de suelo para resistir fuertes presiones de levantamiento, o en condiciones de suelo pobres para resistir cargas horizontales. Los pilotes son un método conveniente de construcción de cimentaciones para trabajos sobre agua, como rompeolas o pilas para puente.

Si el estrato de carga para los pilotes de la cimentación es de un material duro y relativamente impenetrable, como roca o arena y grava muy densas, los pilotes derivan la mayor parte de su capacidad de soporte de la resistencia del estrato a la punta de los pilotes. En estas condiciones, se llaman **pilotes de carga final** o **pilotes de punta** (figura 2.18).

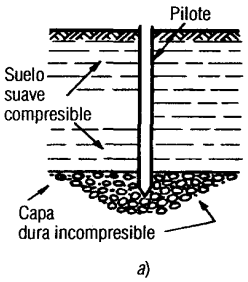


Figura 2.18. [3]

Por otro lado, si los pilotes no alcanzan un estrato impenetrable, pero son llevados por alguna distancia hacia suelo impenetrable, su capacidad de soporte se deriva en parte de la carga final y en parte de la fricción superficial entre la superficie empotrada del pilote y el suelo adyacente. Los pilotes que obtienen la mayor parte de su capacidad de soporte por medio de fricción superficial o de adhesión son llamados **pilotes de fricción** (figura 2.19).

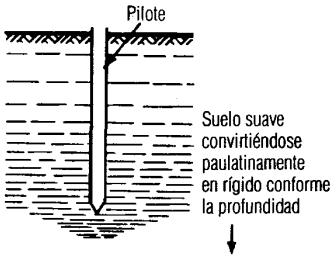


Figura 2.19. [3]

2.2.1 Generalidades sobre micropilotes

Micropilotes son pilotes de diámetros pequeños (hasta 300mm), con la capacidad de resistir grandes cargas (cargas de compresión de más de 5.000kN). Los métodos y equipos de perforación permiten a los micropilotes ser perforados virtualmente a través de cualquier tipo de terreno, natural y artificial, con mínimas vibraciones, disturbios y ruidos, a cualquier ángulo bajo la horizontal. El equipo puede ser adaptado además para operar en localizaciones con baja altura de paso y accesos severamente restringidos.

La carga es principalmente tomada por la armadura de acero y transferida a través de la masa de hormigón a la roca circundante o suelo mediante altos valores de fricción en la interfase con mínimas componentes de apoyo extremo, como en el caso de anclajes en terrenos. La mayoría de los micropilotes están entre 100 y 250mm de diámetro, 15 a 30m de longitud y 250 a 1.000kN de carga de compresión, a pesar de que para grandes profundidades y cargas mucho más altas también pueden ser usados.

Los Micropilotes son construidos principalmente por dos métodos: A) desplazamiento, B) perforación y llenado. Los pilotes que son hincados son llamados "Pilotes de Desplazamiento" (Displacement Piles) porque su método de construcción desplaza lateralmente el suelo a través del cuál él es introducido. A la inversa, los pilotes que son construidos mediante el taladrado de una perforación en la cual el pilote es luego moldeado o ubicado, se conoce como "Pilote de Renovación" (Replacement Pile) porque el material existente, usualmente suelo, es removido como parte del proceso.

El sistema debe ser capaz de resistir las cargas previstas requeridas dentro de límites aceptables de asentamientos. Los Micropilotes usualmente transfieren mayor carga al terreno

a través de la fricción lateral (de piel) en comparación con la resistencia del extremo: un pilote de 200mm de diámetro con una longitud de 5m tiene un área de adherencia periférica 100 veces mayor que área seccional transversal. Este modo de transferencia de cargas impacta directamente en el rendimiento, por cuanto los movimientos del pilote necesarios para movilizar la resistencia friccional lateral son del orden de 20 a 40 veces menores que los necesarios para movilizar la resistencia de punta o de extremo.

2.2.2 Comportamiento de pilotes bajo carga

La relación carga-asentamiento para un solo pilote en suelo uniforme sujeto a carga vertical en el punto de falla se muestra en la figura 2.20.

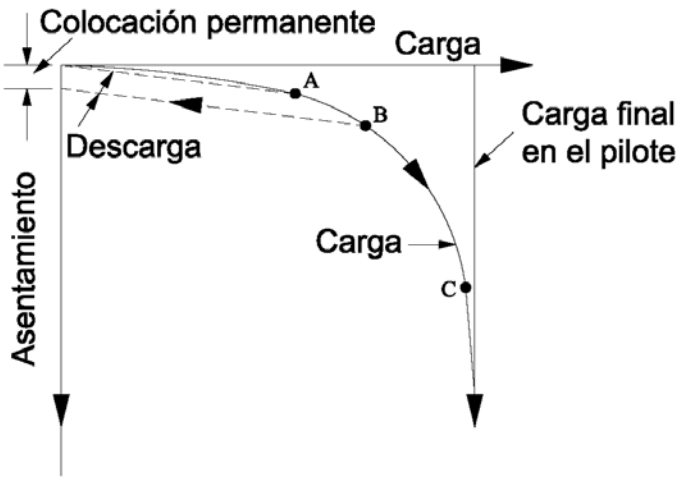


Figura 2.20. [3]

En las primeras etapas de la carga, el asentamiento es muy pequeño y se debe casi por completo al movimiento elástico en el pilote y en el suelo adyacente. Cuando la carga se remueve en un punto tal como A en la figura 2.20, la cabeza del pilote rebotaría casi hasta su nivel original. Si los calibradores de esfuerzo están empotrados a lo largo del eje del pilote, mostrarán que casi el total de la carga está soportada por fricción superficial en la parte superior del fuste (figura 2.21).

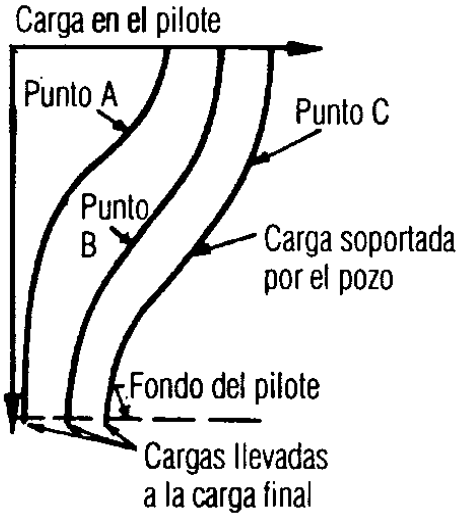


Figura 2.21. [3]

Al incrementarse la carga, la curva carga-asentamiento se escalona, y la liberación de carga desde un punto B mostrará otra vez algún rebote elástico, pero la cabeza del pilote no regresará a su nivel original, indicando que ha tenido lugar alguna "colocación permanente". Las lecturas de los calibradores de esfuerzo mostrarán que el fuste se ha llevado hacia una cantidad incrementada de fricción superficial, pero la carga soportada por el fuste será diferente a la carga total del pilote, lo que indica que alguna proporción de la carga está siendo ahora soportada por la punta. Cuando la carga llega al punto de falla C, el asentamiento se incrementa rápidamente con muy poco aumento ulterior de la carga. Las lecturas de los calibradores de esfuerzo muestran bastante menos carga en fricción superficial que la de justo antes de la falla, especialmente cerca de la base de la punta, donde el suelo tiende a deslizarse del pilote durante la falla.

Las proporciones relativas de la carga sostenida en la superficie de fricción y en la carga final dependen de la fuerza cortante y de la elasticidad del suelo. Generalmente, el movimiento vertical del pilote, necesario para movilizar la resistencia final completa, es mucho mayor al requerido para movilizar la fricción superficial total. Si la carga total en el fuste y la de la base de un pilote son medidas por separado, las relaciones carga-asentamiento de cada uno de estos componentes se muestran en la figura 2.22.

Se verá que la fricción superficial de la columna se incrementa hasta un valor pico, después cae con un esfuerzo que se incrementa. Por otro lado, el esfuerzo de la base aumenta progresivamente hasta ocurrir la falla completa.

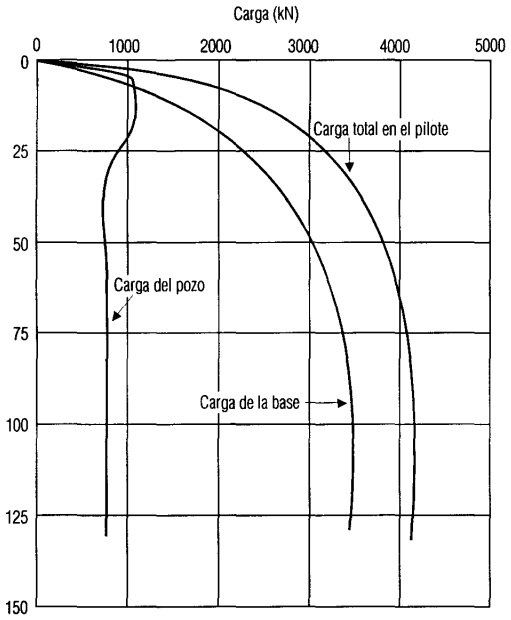


Figura 2.22. [3]

Cuando los pilotes se agrupan en espacios reducidos (figura 2.23) el mecanismo de falla es diferente al de un solo pilote.

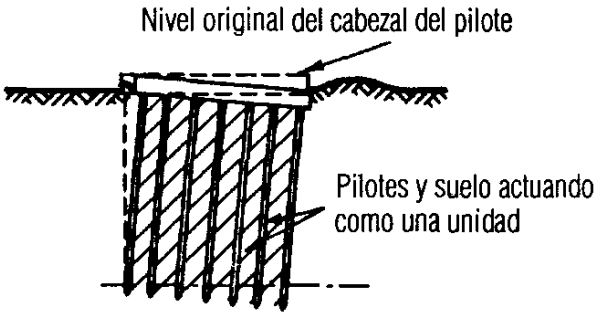


Figura 2.23. [3]

Los pilotes y el suelo contenido dentro del grupo actúan juntos como una sola unidad. A lo largo del perímetro del grupo ocurre un plano de deslizamiento, y una "falla de bloque" cuando el grupo se hunde y se inclina como unidad. La carga de falla de un grupo no es necesariamente aquella de un solo pilote multiplicada por el número de pilotes del grupo. En arenas puede ser más que esto; en arcillas sería menor. La eficiencia de un grupo de pilotes se toma como la relación de la carga promedio por pilote cuando ocurre la falla del grupo a la carga al tiempo de falla de un solo pilote.

El cambio del modo de falla de un solo pilote al de falla del bloque no solo depende del espaciamiento, sino también del tamaño y forma del grupo y del largo de los pilotes.

El efecto de grupo también es importante desde el aspecto de asentamiento por consolidación, porque en todos los tipos de suelo el asentamiento del grupo de pilotes es mayor al de un solo pilote que soporte la misma carga de trabajo que cada uno de los pilotes del grupo. La proporción del asentamiento del grupo con respecto a la de un solo pilote es proporcional al número de pilotes en el grupo, esto es, al ancho total del grupo.

2.2.3 Carga de falla en pilotes. Una simplificación adecuada.

Se puede realizar una consideración simplificadora, aceptar a la carga de falla como la causa de la falla final del pilote. Sin embargo, en el sentido de ingeniería, la falla puede ocurrir mucho antes de alcanzar la carga final, ya que el asentamiento de la estructura habrá excedido los límites tolerables.

La sugerencia de Terzaghi en el sentido de que, para propósitos prácticos, la carga final se puede definir como aquella que causa un asentamiento de un décimo del diámetro o ancho del pilote, es muy aceptada por los ingenieros. Sin embargo, si este criterio se aplica a pilotes de gran diámetro y se utiliza un factor de seguridad nominal de 2 para obtener la carga de trabajo, entonces el asentamiento en la carga de trabajo puede ser excesivo.

En casi todos los ejemplos en que los pilotes están actuando como cimentaciones estructurales, la carga permisible está regida únicamente por las consideraciones del asentamiento tolerable en la carga de trabajo. Un método ideal para calcular las cargas permisibles en pilotes sería el que permitiría al ingeniero predecir la relación carga-asentamiento hasta el punto de falla, para todo tipo y tamaño de pilote en cualquier condición de suelo o roca. Este método requeriría una extensa investigación. En la mayoría de los casos, el procedimiento es calcular la capacidad de carga final del pilote aislado y dividir este valor entre un factor de seguridad que, según ha mostrado la experiencia, limitará el asentamiento en la carga de trabajo a un valor tolerable para el ingeniero estructural.

En todos los casos en que los pilotes son soportados por completo por el suelo y estén colocados en grupo, los pasos para calcular las cargas permisibles del pilote son los siguientes:

1) Determinar el nivel de la base de los pilotes requerido para evitar un asentamiento excesivo del grupo de pilotes.
2) Calcular el diámetro requerido de los pilotes para que el asentamiento del pilote individual a una carga de trabajo predeterminada no resulte en un asentamiento excesivo del grupo de pilotes.
3) Examinar la economía en la variación del número y diámetros de los pilotes en el grupo para sostener la carga total del grupo.

La meta general debe ser la de mantener en un mínimo posible el número de pilotes en cada grupo; esto es, adoptar la mayor carga de trabajo posible en el pilote individual. Esto reducirá el tamaño y el costo de los remates de los pilotes y mantendrá el asentamiento del grupo en el mínimo. Sin embargo, si el factor de seguridad del pilote individual es un asentamiento excesivamente bajo, esto podría causar asentamientos diferenciales intolerables entre los pilotes o los grupos de pilotes adyacentes.

En el caso de pilotes aislados, o de pilotes distribuidos en grupos muy pequeños, el diámetro y el largo de los pilotes estarán regidos únicamente por la consideración del asentamiento del pilote aislado, bajo la carga de trabajo.

Para calcular la capacidad de carga final de un pilote disponemos de un método estático o de "mecánica de suelos" y de un método dinámico "fórmulas dinámicas". La ventaja del método de mecánica de suelos para calcular la capacidad de soporte es que permite determinar cargas permisibles para valorarse a partir de consideraciones de las características del suelo y del tipo de pilote.

Estas predicciones no tienen que esperar hasta que se tenga disponible la prueba de trabajo del pilote en sí, aunque se debe confirmar la suposición del diseño en alguna etapa por la prueba de carga de los pilotes. Sin embargo, todavía se deben realizar investigaciones de mecánica de suelos, ya que está en sus primeras etapas de desarrollo.

Muchas veces parece que los ingenieros esperan demasiado de las fórmulas para calcular la capacidad soporte de pilotes, y se desilusionan cuando los métodos de mecánica de suelos indican cargas de falla con un rango de error de más o menos un 50% de la carga de falla obtenida mediante la prueba de carga. Se debe recordar que cuando un pilote está sujeto a pruebas de carga, se examina la cimentación a escala real. Debido a las variaciones normales en las condiciones del suelo y a la influencia de las técnicas de instalación en la resistencia final, no es sorprendente hallar grandes variaciones en las cargas de falla en cualquier sitio.

La alternativa es calcular las cargas permisibles mediante las fórmulas de dinámica. Éstas nos darán variaciones aún mayores que los métodos de mecánica de suelos y, en cualquier caso, estas fórmulas de dinámica son ampliamente desacreditadas por ingenieros experimentados en cimentaciones.

2.3 Desarrollo de la microestructura en pastas de cemento portland

La pasta de cemento surge como un resultado directo de la hidratación del cemento portland con una determinada cantidad de agua. Estructuralmente consiste en un conjunto heterogéneo de partículas, capas, microcristales y otros elementos sólidos, todos enlazados dentro de una masa porosa, que en su estado natural contiene poros rellenos de una solución acuosa y algunos espacios huecos ocupados por aire.

La microestructura de la pasta de cemento endurecida influye en propiedades tales como: la resistencia, la contracción por secado, la fluencia, y la permeabilidad, y varía con la proporción usada en la relación a/c y en función del tiempo. Las características microestructurales en las edades iniciales se desarrollan rápidamente al contacto del cemento

con el agua, primero con el tiempo en una escala de minutos y horas, y luego más lentamente transcurrida la primera semana desde el mezclado.

Muchas características del desarrollo microestructural en pastas de cemento son similares a aquellas observadas en pastas de C3S, aunque con algunas diferencias significativas. Al igual que con las pastas de C3S, es conveniente considerar el proceso de hidratación a edades tempranas, medias y tardías.

2.3.1. La microestructura en el período inicial de hidratación

En la figura 2.24 se muestra un esquema sugerido por Scrivener relativo a la secuencia de los cambios típicos surgidos durante la hidratación de un grano de cemento. [4]

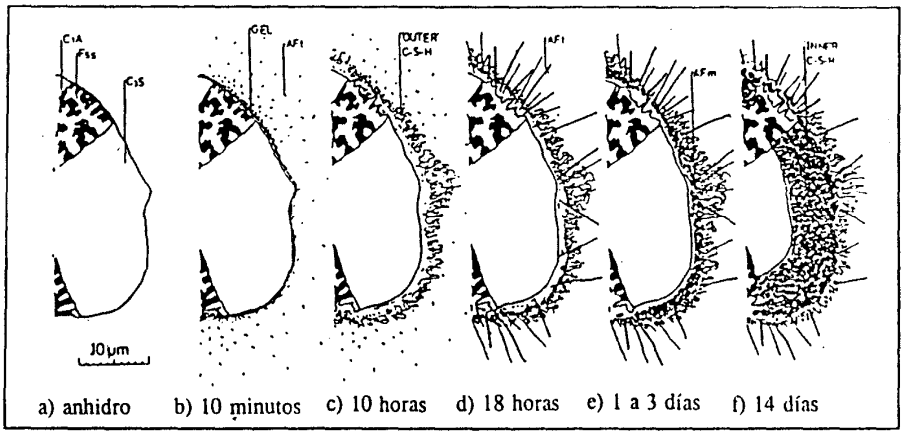


Figura 2.24 Desarrollo de la microestructura durante la hidratación del cemento portland

Estudios realizados muestran que con elevadas diluciones se observa la rápida formación de una capa de gel o membrana sobre la superficie de los granos después del mezclado. Un producto de apariencia similar se ha advertido en las pastas de C3A con yeso, y no tan claramente en pastas de cemento con proporciones a/c normales. El gel es probablemente amorfo, coloidal y rico en alúmina y sílice, pero también contiene cantidades destacables de calcio y sulfato. Transcurridos 10 minutos, aparecen varillas cortas de la fase AF_t (trisulfoaluminatos cálcicos hidratados) con dimensiones típicas de 250 nm de longitud y 10 nm de espesor.

Estudios realizados usando muestras húmedas, demuestran que la formación de estas varillas ocurre tanto en la superficie del grano como a una cierta distancia de el figura 2.24. Si se produce una desecación posterior de la muestra, la capa de gel se contrae y los cristales de AF_t penetran hacia la superficie de los granos de cemento.

2.3.2 La microestructura en el período medio de hidratación

Durante este período que abarca desde las 3 horas hasta cerca de las 24 horas, se producen alrededor de un 30% de las reacciones del cemento. Coincide con un fuerte desarrollo de calor y está caracterizado por la rápida formación de SCH y CH. Diversos estudios sobre muestras húmedas demuestran que el SCH, en esta situación, se presenta a modo de una fina película con una morfología laminar. Tras un secado de la muestra, la morfología del SCH cambia apareciendo en forma de fibras cuando existe espacio suficiente,

o de entramados reticulares cuando el espacio está más restringido. Esta morfología también se ve afectada por la presencia de iones extraños, tales como Cl^-.

En muestras secas se han observado colonias de fibras de forma esférica de aproximadamente 2μm de diámetro, probablemente como resultado de la reacción rápida de granos pequeños de cemento constituidos únicamente por alita. La formación del CH se produce como cristales masivos en los espacios que originalmente estaban llenos de agua.

Las nucleaciones parecen ser relativamente poco numerosas, y el crecimiento cristalino puede rodear alguno de los granos más pequeños de cemento. Este proceso es semejante al observado en pastas de C_3S.

En algunos casos el SCH forma una gruesa capa alrededor de los granos de cemento, la cual cubre y se nuclea sobre las varillas de AF_t. A las tres horas se ha formado una considerable cantidad de la misma; y, a las cuatro horas, los granos están totalmente cubiertos. La capa crece hacia fuera, alcanzando un espesor de 0,5 – 1,0μm en 12 horas, lo que facilita que granos próximos empiecen a fusionarse. Este período, coincide con el grado máximo de desprendimiento de calor y se corresponde aproximadamente con el final del fraguado.

Se han realizado estudios en los que se han utilizado muestras húmedas, obteniéndose imágenes por retrodispersión de electrones de secciones pulidas, en las que se ha observado la existencia de un espacio entre la capa y el material anhidro figura 2.24.

En este aspecto, la hidratación del cemento difiere de la del C_3S, donde el SCH crece directamente sobre la superficie del C_3S, sin detectarse ninguna separación. Al cabo de 12 horas el espaciamiento es superior a 0,5 μm. Existe la posibilidad que el mismo esté relleno por una solución coloidal o de concentración muy alta, ya que la capa es lo suficientemente porosa para que los iones puedan emigrar fácilmente a través de ella.

Hacia el final de este período, se presenta un crecimiento renovado de cristales de AF_t, con una morfología marcadamente más acicular que la mostrada anteriormente, de 1 a 2 μm de longitud media, aunque alguno puede superar los 10 μm. Su formación está asociada con un punto de inflexión en la curva de desprendimiento de calor e implica un aumento de la velocidad de reacción del aluminato y, posiblemente, de la fase ferrito, todo ello a su vez relacionado con la reacción de la alita.

2.3.3 La microestructura en el período final de hidratación

Al disminuir la permeabilidad de las capas, el SCH comienza a depositarse también en el interior, llegando a ser este proceso incluso más rápido que el ocurrido en los reductos de la alita. Los granos de tamaño inferior a 5 μm han reaccionado totalmente antes del final del período medio, anteriormente gran cantidad de hidratos se han depositado en el interior de las capas, desapareciendo la fase aluminato original. El producto externo de dichos granos es a menudo absorbido por las capas colindantes de granos de mayor tamaño. Para los granos grandes, el espacio entre la capa y el núcleo se rellena progresivamente y, al cabo de 7 días, ha desaparecido. En esta situación, las capas presentan un espesor típico de 8 μm y están formadas principalmente, por material que se ha depositado en la superficie interior. Figura 2.24.

2.3.4 Forma y tamaño de los productos formados en la hidratación del cemento portland

El tamaño de los productos formados en la hidratación del cemento varía desde coloidal hasta cristales a veces visibles al microscopio. La morfología de los productos de

hidratación es muy variable y parece que influye en el proceso de endurecimiento, independientemente de que sea de naturaleza cristalina o coloidal. En principio, las formas fibrosas son las que se asocian a un mayor desarrollo de resistencias.

2.4 Capacidad de soporte de pilotes

2.4.1. Cálculo para la capacidad de carga final mediante métodos teóricos de mecánica de suelos

Cuando se aplica una carga a una cimentación, el asentamiento ocurrirá en la forma mostrada en la gráfica de carga-asentamiento (Figura 2.25).

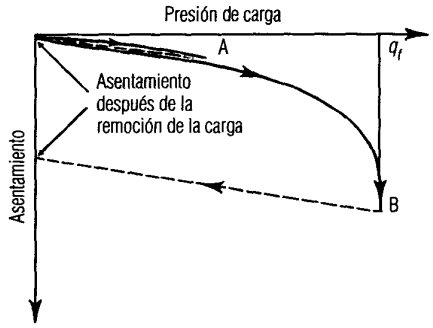


Figura 2.25 Relación de carga-asentamiento. [3]

Hasta una cierta etapa (punto A), el asentamiento de la cimentación será comparativamente pequeño y en lo fundamental elástico (por ejemplo, al remover la carga, la cimentación se elevará casi hasta su nivel original). Al aumentar la carga, el asentamiento se incrementará a un nivel desproporcionado, hasta que finalmente (punto B) el asentamiento se incremente rápidamente sin aumentar más la carga. La capacidad de carga final (q_f) del suelo se habrá alcanzado, y la cimentación se hundirá e inclinará haciendo más pesado el suelo que la rodea.

El hundimiento y la inclinación de la cimentación continuará hasta que la estructura se voltee, o hasta que el estado de equilibrio se obtenga cuando la cimentación alcance una profundidad en la que la capacidad de carga del suelo sea lo suficientemente alta para prevenir movimientos futuros.

La inclinación ocurre casi siempre en los casos de falla de la cimentación, porque la variación inevitable en la fuerza cortante y en la compresibilidad del suelo, de un punto a otro, causa mayor flexibilidad en un lado u otro de la cimentación. Esto lleva el centro de gravedad de la carga hacia el lado donde la flexión ocurrió, incrementando así la intensidad de presión de ese lado, seguida por una inclinación posterior.

Se establecieron varias ecuaciones para calcular la capacidad de carga final de cimentaciones poco profundas. Las más eficientes, que toman en cuenta la forma y la profundidad de la cimentación, así como la inclinación de la carga, la base de cimentación y la superficie del terreno, fueron creadas por Brinch Hansen y por Meyerhof. Ambas utilizan la misma ecuación básica (Ecuación 2.2), pero la forma, profundidad, inclinación y factores N_γ se calculan en diferente forma. Los factores Brinch Hansen se utilizan ampliamente en Europa Occidental, mientras que el método Meyerhof se ha adoptado por lo general en Norteamérica. Ya que los primeros factores arrojan valores más conservadores, se han utilizado en este

trabajo al considerar que en la mayoría de los casos, en especial, en suelos cohesivos más densos, las presiones de carga permisibles están regidas por consideraciones del asentamiento permisible en el trabajo de carga y no simplemente al dividir la capacidad de carga final en un factor de seguridad arbitrario.

La ecuación básica es:

$$q_f = cN_c s_c d_c i_c b_c g_c + p_0 N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 1/2 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma \qquad \textit{Ecuación 2.2}$$

en donde:
γ = densidad del suelo bajo el nivel de la cimentación,
B = ancho de la cimentación,
c = cohesión sin drenar del suelo,
p = presión total debida a pesos tanto del suelo como del agua que contiene el mismo sobre un plano horiz. antes que comience la construcción,
p_0 = presión efectiva del suelo sobrecargado a nivel de la cimentación,
N_γ,N_q,N_c = factores de capacidad de carga,
s_γ, s_q, s_c = factores de forma,
d_γ, d_q, d_c = factores de profundidad,
i_γ, i_q, i_c = factores de inclinación de carga,
b_γ, b_q, b_c = factores de inclinación de base,
g_γ, g_q, g_c = factores de inclinación de la superficie del suelo.

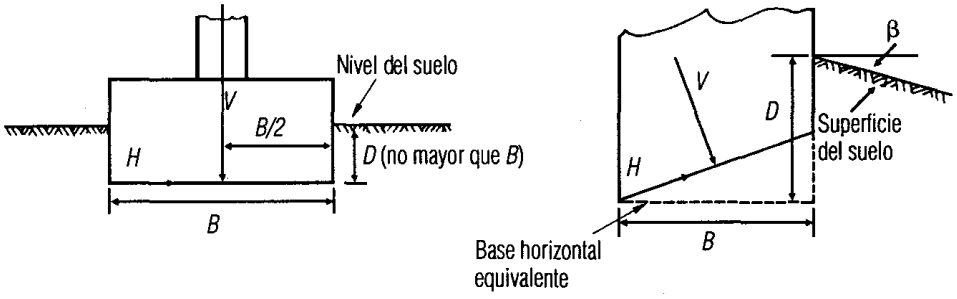


Figura 2.26 Dist. de la carga con la ecuación general de Brinch Hansen (Ecuación 2.2). [3]

Las condiciones de carga para la ecuación de Brinch Hansen se muestran en la Figura 2.26. Los valores de los factores de capacidad de carga N_γ,N_q,N_c, y de los factores de forma s_c y s_γ para cargas verticales aplicadas en el centro se muestran en las figuras 2.27 y 2.28, respectivamente.

El factor de forma s_q se calcula a partir de la ecuación 2.3:

$$s_q = s_c - \frac{s_c - 1}{N_q} \qquad \textit{Ecuación 2.3}$$

La carga inclinada se debe considerar en dos direcciones: en dirección de la envergadura efectiva B' y del largo efectivo L' de la cimentación. Las dimensiones B' y L' representan el área efectiva de la cimentación para la cual el punto de aplicación de la carga coincide con el centro geométrico del área.

Un método de Meyerhof para determinar la envergadura y el largo efectivos de la cimentación se muestra en la figura 2.29. [3]

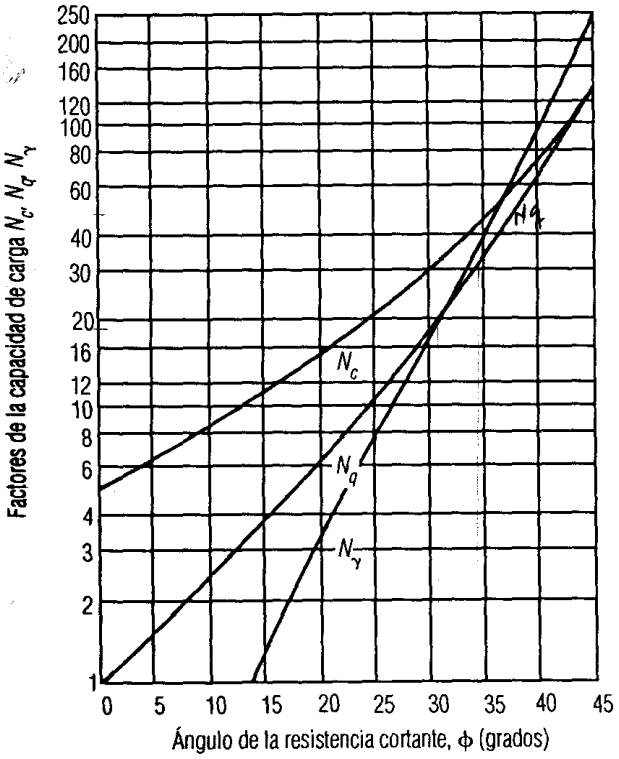


Figura 2.27. Factores de la capacidad de carga N_c, N_q y $N\gamma$ (tomado de Brinch Hansen).

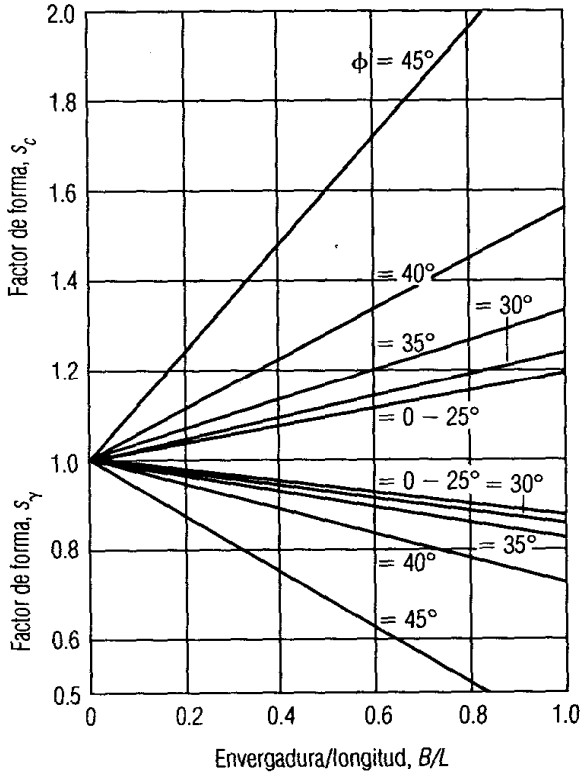


Figura 2.28. Factores de forma S_c y S_γ (tomado de Brinch Hansen).

Por lo tanto, para la carga en dirección de la envergadura,

$$B' = B - 2e_x \qquad \textit{Ecuación. 2.4}$$

y para la carga en dirección del largo

$$L' = L - 2e_y \qquad \textit{Ecuación. 2.5}$$

Los factores de forma para carga inclinada se convierten entonces en:

$$s_{cB} = 1 + 0.2 i_{cb} B' / L' \qquad \textit{Ecuación} - 2.6$$
$$s_{cL} = 1 + 0.2 i_{cL} L' / B' \qquad \textit{Ecuación} - 2.7$$
$$s_{qB} = 1 + sen\phi i_{qB} B' / L' \qquad \textit{Ecuación} - 2.8$$
$$s_{qL} = 1 + sen\phi_{qL} L' / B' \qquad \textit{Ecuación} - 2.9$$
$$s_{\gamma B} = 1 - 0.4 i_{\gamma B} B' / L' \qquad \textit{Ecuación} - 2.10$$
$$s_{\gamma L} = 1 - 0.4 i_{\gamma L} L' / B' \qquad \textit{Ecuación} - 2.11$$

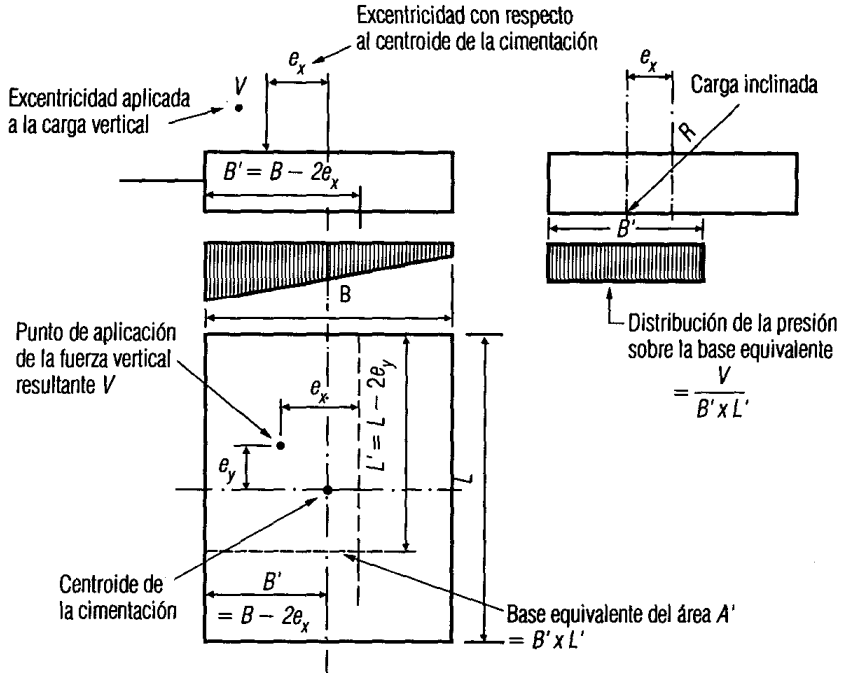


Figura 2.29. Transformación de una cimentación de carga- excéntrica para área rectangular equivalente soportando una presión vertical distribuida uniformemente. [3]

Los factores de formas $s_{\gamma B}$ y $s_{\gamma L}$ no deben ser menores a 0.6. Los valores aproximados, lo suficientemente confiables para propósitos más prácticos para el factor de forma de carga vertical aplicada centralmente y B menor a L, son:

Forma de la base	s_c	s_q	s_γ
Zapata corrida	1.0	1.0	1.0
Rectangular	1+0.2B/L	1+0.2B/L	1-0.4B/L
Cuadrada	1.3	1.2	0.8
Circular (B=diámetro)	1.3	1.2	0.6

Los valores del factor de profundidad d_c se muestran en la figura 2.30. Los valores finales para la base a gran profundidad (D=∞) se muestran a la derecha de esta figura. El factor de profundidad d_q se obtiene con la ecuación 2.12:

$$d_q = d_c - \frac{d_c - 1}{N_q} \qquad \textit{Ecuación 2.12}$$

El factor de profundidad d_γ se puede tomar como unidad en todos los casos. También cuando ϕ es cero d_q es igual a la unidad. Cuando ϕ es mayor a 25º d_q puede ser tomado como igual a d_c. Un valor simplificado de d_c y d_q cuando ϕ es menor a 25º es 1+0.35D/B. El incremento en la capacidad de carga debido al uso de factores de profundidad depende del suelo sobre el nivel de la cimentación. Donde exista suelo blando o suelto sobre el nivel de las cimentaciones, los factores de profundidad no se deben utilizar.

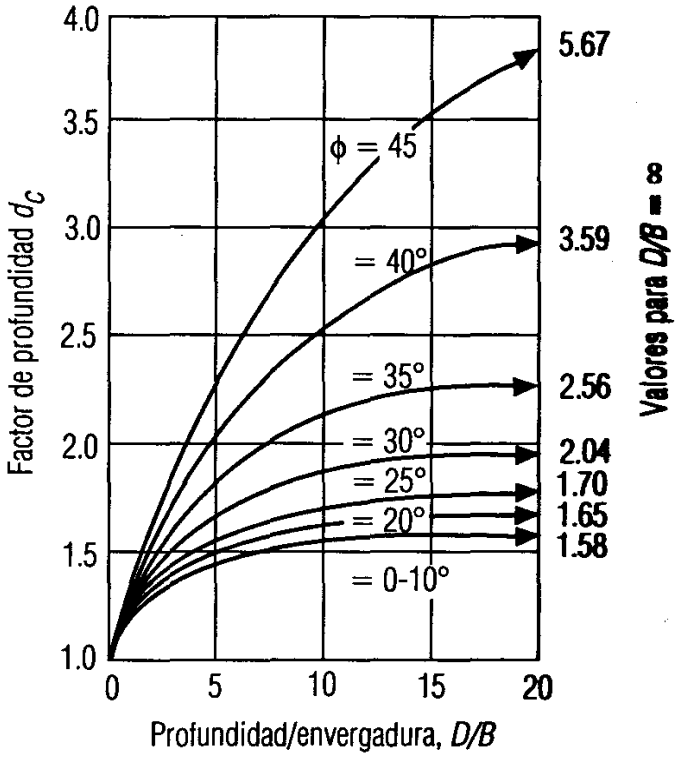


Figura 2.30. Factor de Profundidad de d_c (tomado de Brinch Hansen). [3]

Los valores de los factores de inclinación i_c, i_q, i_γ se muestran en la figura 2.31 en relación con ϕ, y con la envergadura y largo efectivos de la cimentación B' y L'.

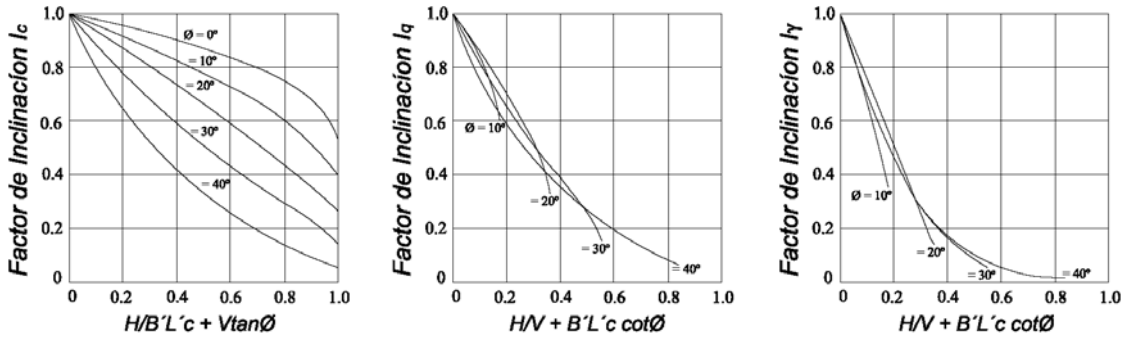


Figura 2.31. Factores de inclinación i_c, i_q, i_γ (tomado de Brinch Hansen). [3]

Los valores simplificados para H no mayores a Vtanδ+cB'L'(donde δ y c son el coeficiente de fricción y cohesión, respectivamente, entre la base y el suelo):

$$i_c = 1 - \frac{H}{2cB'L'} \qquad Ecuación - 2.13$$

$$i_q = 1 - \frac{1.5H}{V} \qquad Ecuación - 2.14$$

$$i_\gamma = i_q^{\,2} \qquad Ecuación - 2.15$$

La ecuación 2.15 es aplicable únicamente para c=0 y ϕ=30º, pero Brinch Hansen establece que puede utilizarse para otros ángulos ϕ.

La determinación de los factores de inclinación de la base, presenta cierta complejidad, sin embargo, al tomar en cuenta que la carga es principalmente normal a la superficie de la cimentación, las cimentaciones que tienen una base inclinada se deben tratar como si tuvieran una base horizontal al mismo nivel del borde más bajo de la cimentación y rodeadas de planos verticales a través de los otros tres bordes (figura 2.32).

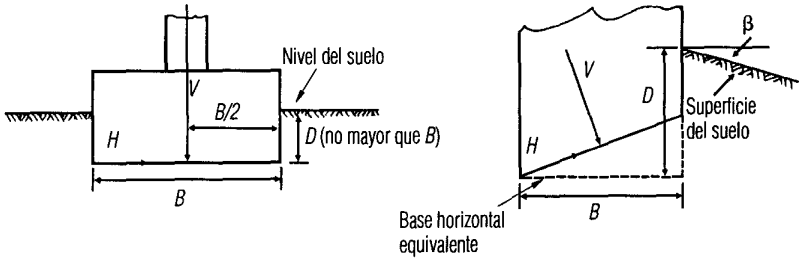


Figura 2.32. Distribución de la carga de la ecuación general de Brinch Hansen (4.1). [3]

Donde la superficie del terreno se inclina lejos de la cimentación a un ángulo β al horizontal (figura 2.32),

$$g_\gamma = g_q = 1 - sen2\beta \qquad Ecuación - 2.16$$

$$gc = e^{-2\beta \tan\phi} \qquad Ecuación - 2.17$$

Donde e es la base 2.71828 del logaritmo natural y β está en radianes.

Es importante destacar que existe una diferencia importante entre los términos capacidad de carga y presión de carga. La capacidad de carga de un suelo para cimentación es la presión que el suelo es capaz de soportar, es decir, en el caso de la capacidad de carga final, es la presión a la cual ocurre la falla por cortante, y este valor, dividido en un factor de seguridad adecuado, brinda el valor admisible de carga. En cambio la presión de carga de una cimentación, es la intensidad de carga impuesta por la cimentación al terreno.

Para la mayoría de los trabajos de cimentación normales en donde la profundidad de la cimentación no es mayor que su ancho, se pueden utilizar las ecuaciones de Terzaghi para fallas generales por esfuerzo de corte en cimentaciones no profundas:

a) Cimentaciones basadas en zapatas. La capacidad de carga final está dada por:

$$q_f = cN_c + P_0(N_q - 1) + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + p \qquad \textit{Ecuación 2.18}$$

b) Cimentaciones cuadradas o circulares. La capacidad de carga final está dada por:

$$q_f = 1.3cN_c + P_0(N_q - 1) + 0.4\gamma B N_\gamma + p \qquad \textit{Ecuación 2.19}$$

Los términos de las ecuaciones 2.18 y 2.19 son como lo define la ecuación de Brinch Hansen.

Nc, Nq, Ng son constantes que dependen del ángulo de resistencia al corte del suelo (los valores dados por Terzaghi y Peck se muestran en la figura 2.33). [3]

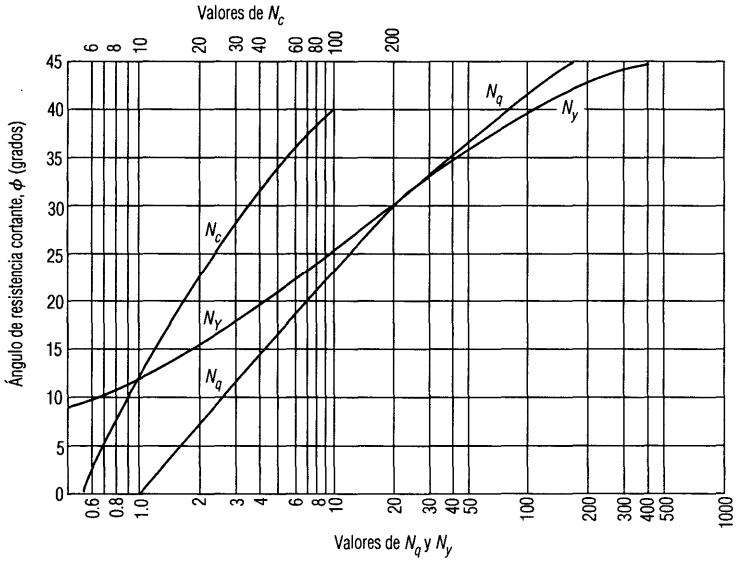


Figura 2.33. Factores de capacidad de carga de Terzaghi para cimentaciones poco profundas.

Si el nivel de agua se eleva sobre el nivel de la cimentación, la densidad sumergida se toma para el suelo bajo el nivel del agua para determinar el valor de P_0 y γ.

En el caso de cimentaciones profundas (incluyendo sótanos, pozos y pilotes), Terzaghi introdujo factores adicionales para tomar en cuenta la fricción a lo largo de los lados de las cimentaciones y los esfuerzos cortantes a lo largo de los lados de las cimentaciones y los esfuerzos cortantes a lo largo de los límites exteriores del suelo adyacente a la cimentación. Así, en la figura 2.34 su fórmula general para una cimentación circular profunda de una radio r es:

$$Q_d = Q_{pr} + 2\pi r f_s D \qquad \textit{Ecuación 2.20}$$

en donde:
Q_d= capacidad de carga final
Q_{pr}= resistencia de la base calculada con la ecuación 2.19
f_s=fricción de la corteza entre la cimentación y el suelo
D=profundidad de la cimentación

Los valores de fs dependen del material de la cimentación y de las características del suelo.

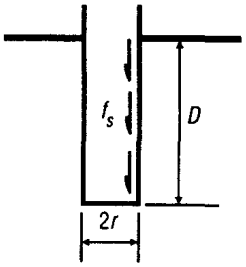


Figura 2.34. Cimentación profunda. [3]

2.4.2 Cálculo para Suelos No Cohesivos

2.4.2.1 Cálculo de cargas finales en pilotes aislados hincados sobre suelos no cohesivos

Cuando un pilote se hinca por medio de martillo o gato hidráulico en un suelo no cohesivo, éste desplaza al suelo. El suelo suelto es compactado a mayor densidad por el pilote, y casi no habrá si es que hay, levantamiento de la superficie del terreno. En suelos demasiado sueltos, se formará una depresión en la superficie del terreno, alrededor del pilote, debido a la compactación del suelo durante el hundimiento del mismo.

En suelos densos no cohesivos, sólo es posible muy poca compactación, resultando que el pilote desplazará al suelo y causará un levantamiento en la superficie del mismo. Dicho desplazamiento involucra el movimiento de la masa de suelo alrededor del fuste del pilote.

La resistencia a la penetración en suelos densos no cohesivos es muy alta, por lo que se requiere de mucha fuerza para lograr la penetración de pilotes en arenas o gravas densas. Esta fuerza tan grande para clavar, podría reducir la resistencia al corte del suelo bajo la base del pilote, debido a la degradación de las partículas angulares de suelo.

Por lo tanto, no se obtiene ninguna ventaja al forzar demasiado el hundimiento de pilotes en suelos densos no cohesivos. En cualquier caso esto no es deseable, ya que se podría dañar el cuerpo del pilote.

La compactación de suelos no cohesivos sueltos o medianamente densos, de baja cohesión, durante el hincado del pilote, da a este tipo de pilotes una ventaja notable sobre los del tipo perforado. Las operaciones de perforación para estos últimos tienden a aflojar suelos no cohesivos y consecuentemente a reducir resistencia a la carga última.

La resistencia a la fricción de los pilotes en suelos no cohesivos es pequeña comparada con la resistencia de base o de punta. Se piensa que esto se debe a la formación de un anillo de suelo compactado alrededor del fuste del pilote, con un anillo interior de partículas de suelo en un estado relativamente suelto.

Dadas las dificultades para obtener muestras no alteradas de suelos no cohesivos a partir de perforaciones, lo usual es estimar las cargas sobre pilotes en estos suelos a partir de los resultados de pruebas de carga in situ.

De los métodos conocidos para calcular la carga de falla de un pilote, seleccionaremos el basado en la prueba de penetración estándar (SPT).

Luego de calcular la carga de falla, se divide la misma en un factor de seguridad, para obtener la carga de trabajo.

En relación a este factor de seguridad, cabe aclarar que el mismo no es constante. Depende del asentamiento permisible en la carga de trabajo, que a su vez depende del diámetro del pilote y de la compresibilidad del suelo.

La experiencia demuestra, que un factor de seguridad de 2 ½ asegurará que un pilote aislado, con un diámetro de no más de 600 mm hincado en un suelo no cohesivo, no asentará más de 15mm.

Excepto cuando las experiencias anteriores proporcionen una guía confiable, las cargas permisibles calculadas se deben confirmar con pruebas de carga en pilotes seleccionados.

Los métodos de cálculo no dependen del procedimiento para instalar el pilote, a pesar de que el procedimiento para el hincado puede tener un significativo efecto en las cargas de falla. Este concepto, sugiere que los métodos de cálculo aún no son lo suficientemente refinados para contemplar dichos efectos.

2.4.2.2 Método basado en la prueba de penetración estándar

De acuerdo a lo establecido por el método "estático" o de mecánica de suelos, la capacidad de carga final de un pilote, es igual a la suma de la resistencia última de la base del pilote y la fricción superficial final sobre la pared del cuerpo del pilote en contacto con el suelo. Esto podemos expresarlo con la ecuación:

$$Q_u = Q_b + Q_s \qquad \textit{Ecuación 2.21}$$

Donde
Q_b = resistencia de la base
Q_s = resistencia del pilote por fricción superficial

Al conocer el ángulo de resistencia al cortante del suelo a nivel de la base, se puede calcular Qb con la ayuda de la ecuación general de Terzaghi (Ecuación 2.19). Dado que el diámetro del pilote es pequeño en relación con su profundidad, se puede omitir el término $0.4\gamma BN_\gamma$. Por consiguiente, la resistencia neta unitaria de la base será:

$$q_{nf} = q_f = p = p_d(N_q - 1) \Rightarrow Qb = A_b p_d(N_q - 1) \qquad \textit{Ecuación 2.22}$$

p_d = presión efectiva de sobrecarga a nivel de la base del pilote

La fricción total última superficial del pilote se obtiene con la expresión general

$$f = \overline{K}_s p_d \tan\delta \qquad \textit{Ecuación 2.23}$$

f = fricción superficial unitaria
$\overline{K}_s$ = coeficiente de presión del suelo
δ = ángulo de fricción del muro

La carga de falla del pilote Q_u es igual a la carga de falla aplicada al pilote Q'_u, más el peso propio del mismo W_p:

$$Q'_u = Q_u - W_p = Q_b + Q_s = A_b p_d (N_q - 1) + Q_s = A_b p_d N_q - A_b p_d + Q_s \qquad \textit{Ecuación 2.24}$$

Teniendo presente que el peso del hormigón del pilote no es mucho mayor al peso del suelo desplazado por el mismo, para propósitos prácticos W_p y $A_b p_d$ son aproximadamente iguales; por lo tanto:

$$Q_u = A_b p_d N_q + Q_s = A_b p_d N_q + \overline{K_s}\,\overline{p_d} \tan \delta A_s \qquad \textit{Ecuación 2.25}$$

As = superficie del pilote en contacto con el suelo
$\overline{p_d}$ = presión efectiva de sobrecarga promedio sobre la profundidad enterrada del pilote

En una tabla elaborada por Broms, se relacionan los valores de $\overline{K_s}$ y δ con el ángulo efectivo de resistencia al corte (ángulo de fricción interna) de suelos no cohesivos para diversos materiales y densidades relativas de pilotes como lo muestra la tabla 2.1.

Tabla 2.1 Valores de $\overline{K_s}$ y δ.

		Valor de $\overline{K_s}$	
Material del pilote	*δ*	*Densidad relativamente baja*	*Densidad relativamente alta*
Acero	20°	0.5	1.0
Concreto	$\frac{3}{4}\phi$	1.0	2.0
Madera	$\frac{2}{3}\phi$	1.5	4.0

A efectos prácticos, el valor de ϕ se puede obtener de la figura 2.35, cuando se tienen resultados de la prueba de penetración estándar (SPT).

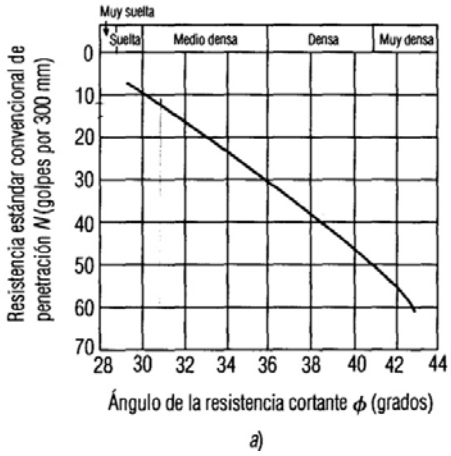


Figura 2.35. [3]

La ecuación 2.23 implica que en un suelo no cohesivo uniforme, la fricción superficial unitaria se incrementa en forma lineal con la profundidad. En realidad no es esto lo que sucede. Vesic demostró que a cierta profundidad de penetración, entre 10 y 20 diámetros del pilote, se alcanza un valor pico de fricción superficial unitario, el cual no se excede a mayores profundidades de penetración. Por lo tanto, la ecuación 2.25 proporciona valores menos seguros conforme se incrementa la profundidad de penetración al superarse los 20 diámetros del pilote aproximadamente.

Las investigaciones no pudieron establecer todavía si el valor pico es constante en todas las condiciones, o si está relacionado con factores tales como el tamaño o angularidad del grano del suelo.

Por ahora se utiliza un valor tope de 110 kN/m^2 para pilotes de lados rectos. En muchos casos, la fricción superficial en un pilote sobre suelo no cohesivo es solo una pequeña proporción de su resistencia total a la carga de compresión, y cuando los pilotes son llevados a profundidades mayores a los 20 diámetros resulta satisfactorio utilizar los valores de la "regla práctica" de la tabla 2.2 para obtener la fricción superficial promedio sobre el largo del pilote.

Tabla 2.2 Promedio de los valores de la fricción superficial para los pilotes rectos en suelos no cohesivos.

Densidad relativa	*Promedio por unidad de la fricción superficial* (kN/m²)
Menos a 0.35 (suelta)	10
0.35-0.65 (medio densa)	10-25
0.65-0.85 (densa)	25-70
Más de 0.85 (muy densa)	70 a no más de 110

Sin embargo, la experiencia ha demostrado que se puede incrementar significativamente la fricción superficial para la carga de compresión, mediante un remate en punta en el fuste del pilote.

2.4.2.3 Efectos del tiempo

La capacidad de soporte de los pilotes en arenas y gravas no muestra normalmente ningún cambio con el tiempo como sucede en las arcillas. Sin embargo, en algunas circunstancias, probablemente cuando los pilotes se hunden en arenas finas o limosas que contienen agua, el efecto del tiempo parece ser significativo.

Karl Terzaghi y Ralph Peck han mencionado que ocasionalmente, la capacidad de soporte en pilotes decrece ligeramente durante los primeros dos o tres días después de su hundimiento. Asimismo establecen que es probable, que la capacidad inicial de carga alta se deba a un estado temporal de tensión que se desarrolla en la arena alrededor del perímetro del pilote durante el hundimiento.

Pueden ocurrir errores en la sobreestimación de la capacidad de carga de pilotes en arenas debido al efecto del tiempo si la capacidad está determinada mediante cálculos con fórmulas dinámicas basadas en resistencias al hundimiento observadas. Asimismo, no es probable que ocurran cuando el diseño se basa en métodos estáticos tomando en cuenta los efectos del hundimiento del pilote teniendo presente las distintas características del suelo.

Sin embargo, debido a posibles efectos del tiempo, las pruebas de carga en pilotes sobre arenas no se deben realizar, por lo menos hasta cuatro días después del hundimiento.

2.4.2.4 Cálculo de cargas últimas en pilotes hincados y colados in situ sobre suelo no cohesivo

Los pilotes hincados y colados in situ se construyen hundiendo un tubo dentro del terreno. Al alcanzar el nivel de la cimentación, el tubo se llena de hormigón. En algunos pilotes, el tubo se extrae al colar el cuerpo del pilote.

También es posible formar un bulbo en la base del pilote. Para tipologías de pilotes en los que se deja un tubo de acero o un cilindro de hormigón precolado en posición, la fricción se puede calcular siguiendo los lineamientos descritos en las secciones anteriores.

Cuando el tubo tiene un extremo cerrado, la resistencia última se calcula en el área de la base de la punta del pilote. De este modo, el cálculo de la resistencia de la base es más complejo en los pilotes en los que se forma un bulbo, ya que solo el contratista del pilote conoce el tamaño del bulbo que se puede formar para cualquier condición de suelo.

Lo que un profesional de la ingeniería puede hacer es tener una idea preliminar del rango de la capacidad portante, asumiendo que en suelo denso el bulbo tendrá, si lo tiene, un diámetro poco mayor que el de la perforación, y que en suelo suelto, puede ser posible que se forme un bulbo de hasta dos veces el diámetro del pozo.

Al calcular la fricción en pilotes en que el tubo hincado se remueve, es difícil valorar si el suelo en contacto con el fuste estará en un estado denso o suelto. Esto depende del grado de compactación dado al hormigón, o de la eficacia de otros dispositivos para compactar el suelo al momento de remover el tubo.

2.4.2.5 Cálculo de cargas últimas en pilotes perforados y colados in situ sobre suelos no cohesivos

Los pilotes perforados se ejecutan en suelos no cohesivos taladrando el terreno hasta lograr la profundidad deseada, de acuerdo a técnicas especialmente pergeñadas para este tipo de suelos. Posteriormente se vierte el hormigón en la perforación removiendo por lo común el entubado durante o después de colocar el hormigón.

Dependiendo de las condiciones del terreno, el entubado puede dejarse en su posición, o bien mientras se avanza con la perforación, se van insertando secciones de hormigón pretensado que contengan las paredes de la perforación.

En todos los casos de pilotes perforados formados en suelos no cohesivos por entubado, se debe asumir que el suelo se aflojará como resultado de las operaciones de perforación, a pesar de que inicialmente puede estar en un estado denso o medianamente denso.

La ecuación 2.23 se puede utilizar para calcular la fricción superficial al asumir que el valor de ϕ será representativo de condiciones de suelo suelto. De forma similar, el valor de ϕ utilizado para obtener el factor de capacidad de carga N_q para calcular la resistencia de la base con la primera parte de la ecuación 2.25, debe corresponder a condiciones de suelo suelto.

En otro orden de cosas, cuando se instalan pilotes por taladro rotatorio bajo una lechada de bentonita, se debe considerar que el valor ϕ utilizado para calcular tanto la fricción superficial como la resistencia de carga última o de base, corresponderán a condiciones de suelo inalterado.

El asumir condiciones de suelo suelto para calcular la fricción superficial y la resistencia última significa que la capacidad última de soporte de un pilote perforado en un suelo no cohesivo será considerablemente menor a la de un pilote hincado en el mismo tipo de suelo.

2.4.3 Cálculo para Suelos Cohesivos

2.4.3.1 Fricción superficial a lo largo del pilote

La capacidad de carga de pilotes hincados en suelos cohesivos tales como limos o arcillas, se obtiene por la suma de la fricción superficial entre el pilote y el suelo que lo rodea, y la resistencia de punta o de base.

En un suelo cohesivo, simplemente $\phi = 0$, es decir, en términos simples, no existe ninguna fricción superficial. Sin embargo, el término se usa ampliamente para denotar adhesión o cohesión en el fuste de un pilote en un suelo cohesivo.

La fricción superficial, no necesariamente es igual a la cohesión del suelo, ya que el hincado de un pilote en un suelo cohesivo puede alterar las características físicas de este. La fricción superficial también depende del material y de la forma del pilote.

Los pilotes hincados o taladrados con gato hidráulico en el terreno causan el desplazamiento del suelo. Como resultado, tiene lugar la consolidación y el agua de poro es expulsada hacia fuera bajo las presiones laterales impuestas cuando los pilotes son forzados para penetrar en el terreno.

El efecto de un incremento en la presión del agua de poro, se corresponde con la disminución de la presión efectiva de sobrecarga a lo largo del pilote, con un descenso de la fricción superficial. Esta agua de poro tarda algún tiempo en disiparse. Consecuentemente, la consolidación del suelo es relativamente lenta, y el levantamiento de la superficie del terreno es inevitable en las primeras horas después del hincado.

Al originarse la consolidación, el exceso del agua de poros se disipa hacia el suelo circundante o hacia el material del pilote, y la superficie del terreno levantada, vuelve a su posición. Esta disipación de la presión del agua de poro en exceso, resulta en un incremento de la presión efectiva o intergranular, así como en la fricción superficial.

La figura 2.36 muestra el incremento en la capacidad de carga con el tiempo en pilotes hincados en arcillas blandas. Se observa que en la mayoría de los casos se alcanzó el 75% de la capacidad de carga dentro de los 30 días posteriores al hincado. Esto sugiere la necesidad de posponer las pruebas de carga de los pilotes por lo menos 30 días.

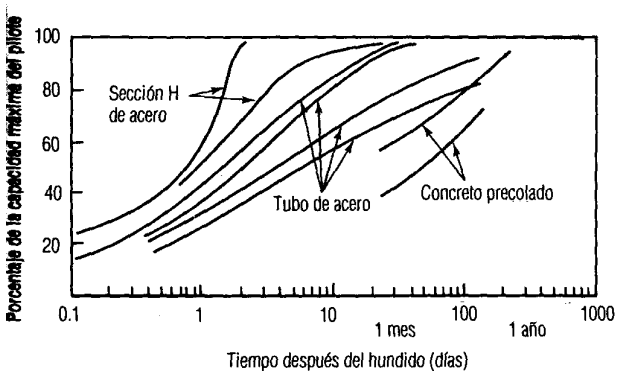


Figura 2.36. [3]

Cuando los pilotes son hincados en arcillas preconsolidadas, como morena glacial, tiene lugar poca o ninguna consolidación, el suelo se rompe y se levanta alrededor del pilote. Se conoce por experiencia, que una cubierta de arcilla blanda, próxima a la superficie, se adhiere al cuerpo del pilote siguiendo el descenso y el rebote del mismo, con cada golpe de martillo.

Se sabe además, que se forma un hueco alargado en la parte superior del pilote debido a la vibración lateral del pilote a causa de los golpes del martillo. Es probable además, que este hueco se prolongue en la longitud del pilote como consecuencia de desviaciones transversales del mismo. Consecuentemente, se puede acumular agua de poros en dicho hueco y lubricar el pilote.

La posibilidad de una "deformación-reblandecimiento" de la arcilla, debido a la intensidad del esfuerzo al cual está sometido el suelo en la superficie de contacto por el movimiento descendente del pilote, también se debe considerar.

La experiencia ha demostrado que la fuerza cortante pico puede reducirse hasta un 50%. Se cree que esto se debe a los efectos de reorientación de las partículas de arcilla. Es necesario tener presente que las arcillas normalmente consolidadas, también pueden exhibir los efectos de una "deformación-reblandecimiento".

Por lo expuesto, debido a los efectos combinados en distintos niveles del levantamiento del terreno, la formación de un orificio alargado y del reblandecimiento por esfuerzo, no es de sorprender que la fricción superficial unitaria sea por lo común, solo una fracción de la resistencia al corte sin alterar de la arcilla, o puedan ocurrir grandes variaciones en el factor de adhesión. Es decir, la proporción de la resistencia al corte de la arcilla alterada en fricción superficial a lo largo del pilote, respecto de la resistencia al corte de la arcilla inalterada.

En la Figura 2.37 se muestra una relación entre el factor de adhesión y la resistencia al corte de arcilla no drenada para tres situaciones diferentes, a saber:

Caso 1: los pilotes son hincados a través de arenas o gravas arenosas hasta llegar a la arcilla. La oquedad que tiende a formarse entre el pilote y la arcilla se rellena con material granular arrastrado hacia abajo sin perder fricción superficial. Mientras mayor sea la penetración en la arcilla, menor será el efecto del material granular, con la consecuente reducción del factor de adhesión.

Caso 2: arcilla suave sobre arcilla rígida. En este caso, la arcilla suave, arrastrada hacia abajo, tiene un efecto reblandeciente en la fricción superficial. Cuanto menor sea la profundidad de la penetración en la arcilla rígida, mayor será la reducción proporcional de la fricción superficial.

Caso 3: pilotes hincados en arcillas firmes a rígidas sin ningún estrato diferente sobre ella. En este caso se forma una abertura alrededor de la parte superior del pilote, y no se activa ninguna fricción superficial. Mientras menor sea la penetración y mayor la rigidez de la arcilla, mayor será el efecto de la abertura.

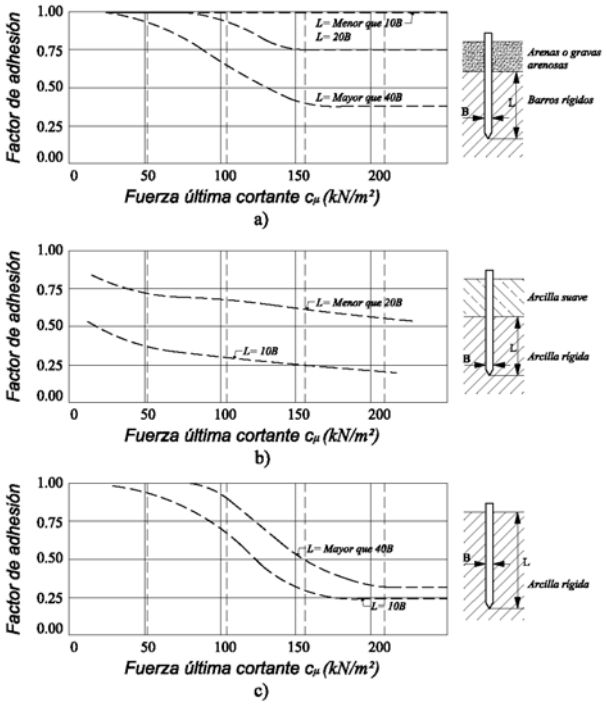


Figura 2.37. Factores de adhesión para los pilotes hundidos en arcilla. a) Caso 1: pilotes hundidos a través de las arenas sobre gravas arenosas. b) Caso 2: pilotes hundidos a través de una capa superior de arcilla débil. c) Caso 3: pilotes sin una capa superior diferente. [3]

Es menester resaltar que la razón para basar los factores de adhesión en la resistencia al corte sin drenar del suelo, es obtener una base para correlacionar los resultados de las pruebas de cargas de pilotes con alguna propiedad medida del suelo. La publicación de resultados de pruebas de carga, muchas veces incluye alguna información acerca de la resistencia al corte no drenada del suelo, y así se obtiene una relación empírica entre este parámetro y los valores de fricción superficial última derivados de una prueba de carga.

Si bien los métodos de cálculo basados en la resistencia al corte drenada, son más razonables, siendo que la arcilla es extensivamente remoldeada al momento de hincar el pilote, los resultados publicados de pruebas de carga de pilotes, no incluyen usualmente información respecto de parámetros de resistencia al corte drenada, y lo que es más importante, tampoco se tiene información sobre niveles freáticos o respecto a las presiones del agua de poro adyacentes al cuerpo del pilote al momento de realizar las pruebas de carga.

Las presiones del agua de poro son críticas para el cálculo de la fricción superficial por medio de métodos de esfuerzo efectivo, y donde se realizan correlaciones entre la fricción superficial medida y la resistencia al corte drenada, haciéndose amplias suposiciones sobre la presión de poro al momento de la prueba.

Los cambios de presión del agua de poro con el tiempo tienen un efecto importante en la capacidad de soporte de los pilotes hincados en arcillas. La figura 2.36 muestra el incremento en la capacidad de carga en arcillas blandas a firmes.

Las curvas de diseño de la figura 2.37 se aplican esencialmente a pilotes que soportan una carga ligera a moderada llevada a una penetración relativamente superficial dentro del estrato de carga. En esta condición, los suelos superficiales que se encuentran encima del estrato de carga tienen una influencia significativa en la fricción superficial desarrollada abajo.

La investigación, principalmente en el campo de diseño de pilotes para estructuras marinas, muestra que el movimiento de la fricción superficial está influido principalmente por dos factores, estos son: la proporción de sobreconsolidación o pre-consolidación de la arcilla y la relación de esbeltez del pilote.

La proporción de pre-consolidación se define como la relación de la presión efectiva de sobrecarga vertical máxima previa σ_{vc} con la presión efectiva de sobrecarga vertical existente σ_{v0}. Para propósitos de diseño de pilotes, es conveniente representar la proporción de pre-consolidación mediante la proporción establecida entre la resistencia al corte no drenada y la presión efectiva de sobrecarga existente, c_u/σ_{v0}.

A partir de un gran número de pruebas de carga, se pudo establecer una relación entre c_u/σ_{v0} y el factor de adhesión α. Esto se muestra en la figura 2.38a para el caso de un pilote rígido, y cuando se calcula la fricción superficial con el valor pico de c_u. [3]

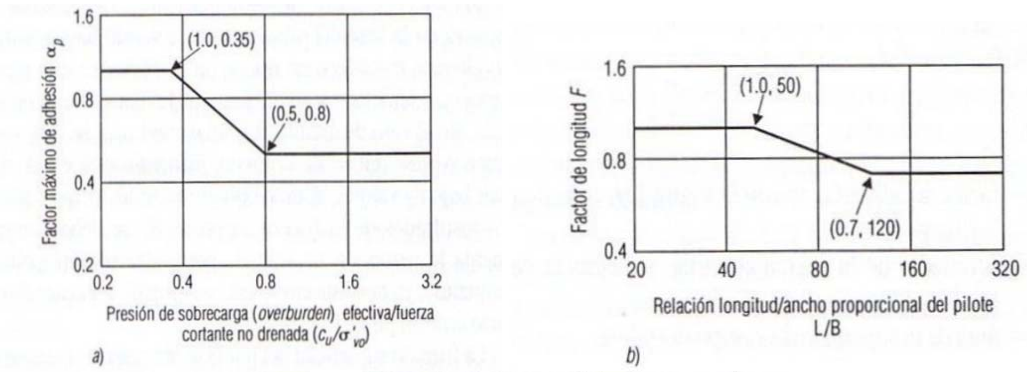


Figura 2.38 Factores de adhesión para pilotes de carga pesada hundidos hasta una penetración profunda: *a)* Factor de adhesión pico *vs.* c_w/σ'_0; *b)* Factor de longitud.

Asimismo, para contemplar la proporción de flexibilidad y esbeltez del pilote, es necesario reducir los valores de αp con un factor de longitud F, como lo muestra la figura 2.38b.
La fricción superficial se puede expresar como:

$$Q_s = F\alpha_p \overline{c_u} A_s \qquad \textit{Ecuación 2.26}$$

La relación de esbeltez L/B, influye en la movilización de la fricción superficial en dos formas. Primero, un pilote delgado puede vibrar durante el hincado, causando una abertura alrededor del pilote a poca profundidad y reduciendo el esfuerzo horizontal en la interfase pilote/suelo a niveles más bajos. El segundo aspecto a tener en cuenta es el resbalón en la superficie de interfase cuando la resistencia al corte se traslada del pilote al suelo, superando el valor pico o tope de la resistencia al corte, pasando a la fuerza residual más baja. Este hecho puede observarse con claridad en la curva resistencia al corte/deformación de la prueba de corte simple de caja sobre arcilla.

La resistencia al corte pico se alcanza a una deformación relativamente pequeña, seguida por una fuerza residual mucho más baja ante una deformación grande.

2.4.3.2 Cargas últimas en pilotes hincados en suelos cohesivos

La capacidad de soporte de los pilotes hincados en arcillas y limos arcillosos es igual a la suma de la resistencia de punta o de base, y la fricción superficial de la parte del pilote en contacto con el suelo. Esto se expresa como:

$$Q_b = N_c c_b A_b \qquad \textit{Ecuación 2.27}$$

El factor de capacidad de carga N_c se puede considerar igual a 9 siempre y cuando el pilote penetre al menos cinco diámetros dentro del estrato de carga. La resistencia al corte c_b en la base del pilote, se considera igual a la resistencia al corte inalterada, teniendo presente que se da tiempo para una recuperación del remoldeo.

En el caso de arcillas fisuradas rígidas, c_b se debe tomar como representativo de la fuerza fisurada, es decir dentro del rango más bajo de valores. Además, no se debe tener en cuenta la reducción ocasionada por "deformación/reblandecimiento", ya que este efecto está restringido a la cara de contacto entre el pilote y el suelo.

La fricción superficial se obtiene con la ecuación:

$$Q_s = \alpha \overline{c_d} A_s \qquad \textit{Ecuación 2.28}$$

α = factor de adhesión (figura 2.37 y 2.38 a yb)
$\overline{c_d}$ = promedio de la resistencia al corte inalterada de la arcilla adyacente al cuerpo del pilote
A_s = área de la superficie del cuerpo del pilote

En el caso de arcillas uniformes, o de arcillas que incrementan progresivamente su resistencia al corte con la profundidad, el valor promedio de la resistencia al corte sobre el largo del pilote se toma por c_d. Cuando existe arcilla en capas de consistencia apreciablemente diferente, como las de arcilla suelta sobre rígida, la fricción superficial se calcula por separado para cada capa utilizando el factor de adhesión apropiado para la resistencia al corte y las condiciones de sobrecarga.

La carga de trabajo para todos los tipos de pilotes es igual a la suma de la resistencia de base o de punta y a la fricción del fuste del pilote, dividida en un factor de seguridad adecuado, teniendo en cuenta el rango de los factores de adhesión. Se considera razonable un factor de seguridad de $2^{1/2.}$ Por lo tanto:

$$Q_a = \frac{Q_b + Q'_s}{2.5} \qquad \textit{Ecuación 2.29}$$

donde Q_a es la carga admisible, Q'_s es el factor de superficie calculado con los factores de adhesión mostrados en la figura 2.37 utilizando la resistencia al corte promedio. Además:

$$Q_a \leq \frac{Q_b}{3} + \frac{Q''_s}{1.5} \qquad \textit{Ecuación 2.30}$$

donde Q”s es la fricción superficial calculada con los factores de adhesión de la figura 2.37 utilizando el rango más bajo de la los valores de resistencia al corte.

Es permitido tomar un factor de seguridad igual a 1.5 de la fricción superficial, ya que el valor pico de la misma en un pilote sobre arcilla se obtiene para un asentamiento de tan sólo 3 a 8mm, teniendo presente que la resistencia de punta requiere de un mayor asentamiento para que se manifieste en su máxima expresión.

2.4.3.3 Pilotes hincados y colados in situ en suelos cohesivos

Para pilotes en los que el tubo de acero o la cáscara de hormigón permanece hincada en el suelo, la fricción superficial de fuste del pilote se calcula con la ecuación 2.28 utilizando el factor de adhesión apropiado para una resistencia al corte no drenada.

Para pilotes en los que se remueve el tubo, permitiendo que el hormigón se expanda hacia las paredes el hueco, las condiciones de la fricción superficial son intermedias entre aquellas para un pilote hincado, y las de un pilote hincado y colado in situ.

Como el hundimiento del tubo compacta el suelo, y se obtiene una mayor compresión apisonando el hormigón, no existe razón para suponer que los valores de la fricción superficial serán menores a los de pilote de hormigón pre-tensado.

Cuando se conoce con seguridad que la compactación del hormigón durante la remoción del tubo puede causar un agrandamiento apreciable del pozo del pilote en una arcilla blanda o firme, se puede calcular la fricción superficial con el diámetro del pozo agrandado.

En todos los casos, la resistencia final se calcula con la ecuación 2.27 y el factor N_c de capacidad de carga se puede considerar igual a nueve, siempre y cuando la base del pilote penetre por lo menos cinco diámetros dentro del estrato de cargas.

2.4.3.4 Pilotes perforados y colados in situ en suelos cohesivos

La resistencia de la base y la fricción superficial de pilotes perforados en arcilla, y los factores de adhesión y de capacidad última de carga para este tipo de terreno, se establecieron en forma confiable.

La experiencia ha mostrado que un factor de capacidad de carga N_c igual a nueve se puede utilizar, siempre y cuando c_b sea representativo de la resistencia al corte de una arcilla fisurada (es decir el rango más bajo de valores). El mismo valor de N_c se puede tomar para todos los tipos de arcilla, considerando que la base del pilote penetre al menos cinco diámetros dentro del estrato de carga.

Diversos trabajos de investigación basados en pilotes perforados en arcilla, demuestran que un factor de adhesión de 0.45 se puede utilizar en la resistencia al corte promedio para la ecuación 2.28.

Se piensa que las razones por las cuales sólo se moviliza cerca de la mitad de la resistencia al corte en la fricción superficial, se deben a los efectos combinados de la dilatación (y por lo tanto reblandecimiento) de la arcilla en las paredes de la perforación al escaparse el agua de las fisuras de la arcilla y del hormigón sin fijar, y al "reblandecimiento por trabajos" durante las operaciones de perforación.

Es recomendable que el valor de adhesión máximo debe ser de no más de $96KN/m^2$, y que en el caso de pilotes perforados cortos en arcillas, donde la misma puede encontrarse altamente fisurada a poca profundidad, el factor de adhesión se debe tomar como 0.3.

Un factor de seguridad de $2^{1/2}$ en la carga última obtenida con la suma de la resistencia de la base y de la fricción superficial debe asegurar que el asentamiento en la carga de trabajo no exceda un valor tolerable.

2.4.4 Losa de fundación combinada con pilotes

2.4.4.1 Losa de fundación combinada con pilotes (LFCP)

Mediante el uso de losas de fundación combinadas con pilotes (LFCP) es posible obtener como ventajas una fuerte economía sobre la fundación total con pilotes y una importante limitación de asentamientos respecto de la fundación directa sobre losas.

Las Losas de Fundación Combinadas con Pilotes (LFCP) («Kombinierte Pfahl-Platten Gründung», KPP en alemán - o «PiledRaft Foundation» en inglés) (ver Figura 2.39) se han aplicado en Europa desde los años setenta como una alternativa a la fundación pura con pilotes para obras con grandes solicitaciones. En Alemania se han utilizado especialmente en el área de la ciudad de Frankfurt para la fundación de grandes rascacielos sobre suelos arcillosos. Mientras que para fundaciones de edificios de gran altura en Frankfurt, con simples losas de fundación (fundación directa), se han medido asentamientos en el orden de la decena de cm. Con la aplicación de este sistema de fundación, agregando pilotes a las losas, ha sido posible reducir estos asentamientos considerable y eficientemente (ver Figura 2.40). Con esto es posible obtener ahorros importantes en costos en relación a una fundación totalmente sobre pilotes (no combinada con la losa).

El problema con este tipo de fundaciones radica en la modelación de la interacción entre los elementos portantes losa y pilotes, lo cual es necesario para el diseño. Esto exige un gran esfuerzo de proyecto y cálculo, así como la ejecución de mediciones de monitoreo geotécnico para la observación del comportamiento del edificio y para la verificación de los cálculos realizados. Básicamente, con el uso de fundaciones LFCP, se logra que una parte de las cargas de la estructura sea traspasada a mayores profundidades. Esto hace, por lo tanto, que las LFCP sean particularmente efectivas cuando la calidad del suelo, como es lo típico, mejora con profundidad creciente.

Una fundación LFCP se caracteriza por el coeficiente α_{KPP}, que representa la relación entre la carga que toman los pilotes y la carga total de la fundación:

$$\alpha_{kpp} = \frac{\sum R_{pil,i}}{R_{tot}} \qquad \textit{Ecuación 2.32}$$

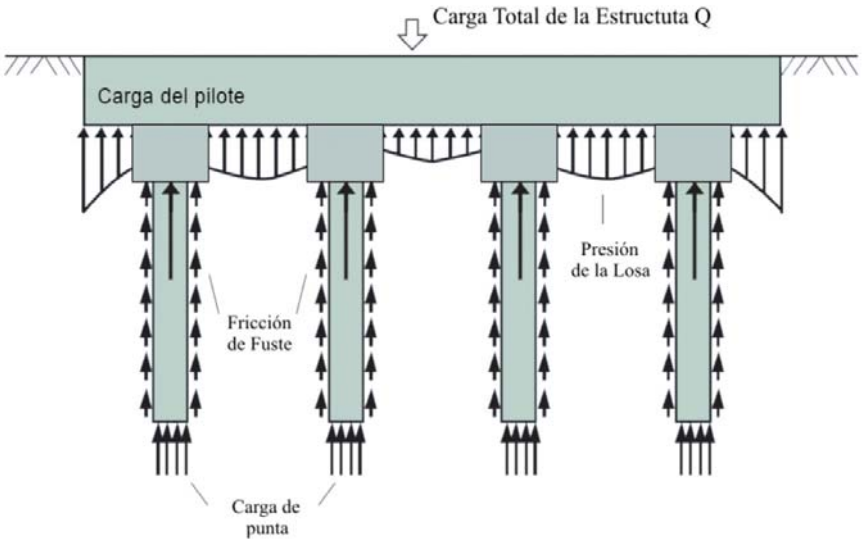
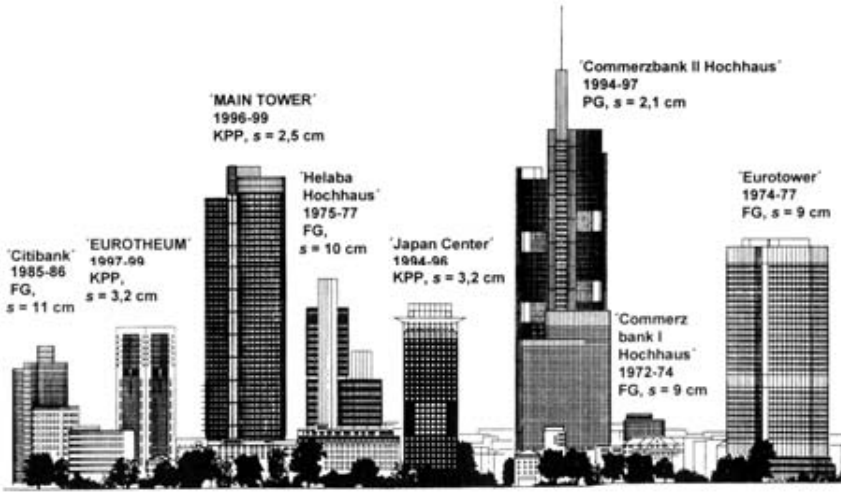


Figura 2.39 Losa de fundación combinada con pilotes (LFCP). [5]

Este coeficiente puede tomar valores entre 0 y 1. En caso de que α_{KPP}= 1, se trata de una fundación pura sobre pilotes; para α_{KPP}= 0 se trata de una fundación directa (losa en este caso). La experiencia muestra que para obtener una reducción efectiva de los asentamientos el valor α_{KPP} debe ubicarse cerca de 0,6 (Ver Figura 2.41). Mientras que para el diseño de una fundación pura sobre pilotes, basta con adoptar un modelo de la capacidad de carga de los pilotes del lado de la seguridad, para las LFCP se hace necesario conocer con mucha mayor precisión las características de la relación carga-deformación de los pilotes, dado que el comportamiento del conjunto depende fuertemente de éstas. Por ejemplo, pilotes muy rígidos podrían producir un punzonado en la losa, mientras que pilotes muy poco rígidos llevarían a asentamientos diferenciales importantes. El cálculo se dificulta por el hecho que además de la influencia recíproca entre la placa y los pilotes, existen interacciones de grupo entre los pilotes, entre pilotes y suelo y además entre losa y suelo, las cuales también deben ser consideradas en el diseño. Esto hace que el cálculo de las LFCP sea un problema complejo, que por lo general sólo puede ser resuelto mediante métodos numéricos bajo la suposición de una ley de comportamiento del suelo no-lineal. [5]



FG: Fundación Directa ***KPP:*** Fundación Combinada Losa con Pilotes; ***PG:*** Fundación Total sobre Pilotes
s: Asentamiento al Término de la Obra Gruesa

Figura 2.40 Tipo de fundación y asentamiento promedio de edificios en altura en Frankfurt

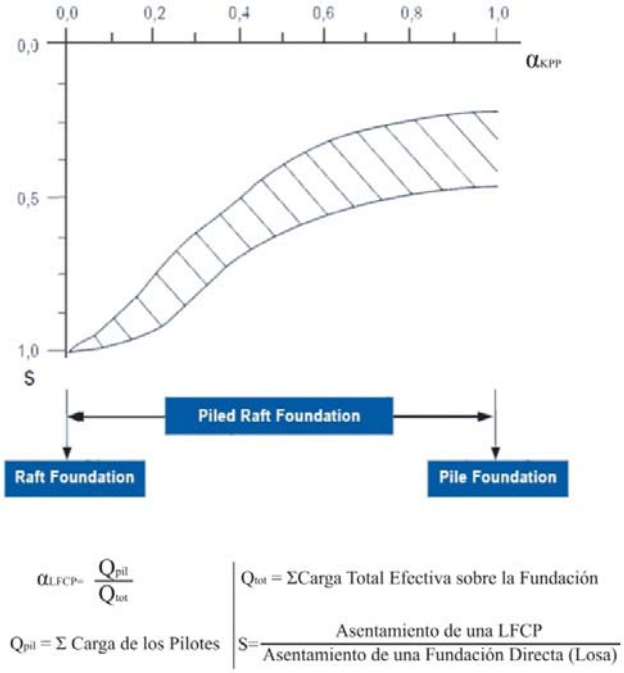


Figura 2.41 Asent. Prom. proporcional en función del coeficiente $\alpha_{KPP.}$ [5]

2.4.4.2 Procedimiento de cálculo

El objetivo del cálculo de una LFCP es la determinación de las cargas en cada pilote, además de las presiones de contacto en la interfase losa-suelo, para lo cual deben ser consideradas las distintas interacciones entre los elementos portantes. La economía de una fundación LFCP se produce básicamente por el hecho que los pilotes llegan a ser solicitados hasta su carga última. Pero esto significa, que los procedimientos de cálculo que suponen un comportamiento elástico lineal del suelo (p.e. Butterfield & Banerjee) no son aplicables para estos casos, dado que no representan la no-linealidad del comportamiento del sistema.

Una primera aproximación del comportamiento soportante de fundaciones LFCP se puede lograr con modelos fuertemente simplificados. Algunos de estos modelos son:

a) Modelo con apoyos independientes de las deformaciones: la carga de los pilotes se supone conocida e independiente de las deformaciones. La suma de las cargas de todos los pilotes se resta de la carga total y la losa de fundación se calcula en forma tradicional para la carta restante.

b) La losa de fundación se calcula según el método tradicional del coeficiente de balasto y los pilotes son considerados como apoyos adicionales y modelados como resortes individuales.

En ambos métodos mencionados no es posible modelar todas las interacciones que existen. Modelos de este tipo pueden entregar sólo valores referenciales, aptos únicamente para un predimensionado, debiéndose considerar para los parámetros del modelo, anchos de banda o rangos de variación adecuados. Katzenbach y otros entregan para el segundo modelo valores referenciales para la elección de la rigidez del resorte que modela cada pilote, los cuales fueron determinados en base a modelos numéricos (Tabla 2.3). La base para esto es la rigidez equivalente del resorte C determinada a partir de una curva carga-deformación de un pilote individual. Dependiendo de la distancia entre los pilotes referida al diámetro D y el largo L de éstos, la tabla entrega diferentes factores de reducción ζ para pilotes de una fundación KPP ubicados en el centro, en los costados o en la esquina del grupo de pilotes. Los valores indicados han sido determinados para un asentamiento de un 3% del diámetro del pilote.

$$C_{KPP,i} = \zeta_i \, C_{pilote\ individual} \qquad \textit{Ecuación 2.32}$$

La modelación tridimensional del sistema global suelo-losa-pilotes de una LFCP es aún (hoy con la capacidad de los computadores modernos) no realizable con un esfuerzo razonable. El estado actual del desarrollo lo representan los procedimientos de cálculo que determinan la reacción del suelo numéricamente, mediante un modelo de elementos de borde (BEM = «Boundary Elements Method»). En el método de El Mossallamy se modela de esta forma la no linealidad del comportamiento del suelo mediante hipótesis simplificadoras. El procedimiento de cálculo trabaja con dos modelos: la losa se calcula como losa apoyada sobre «resortes», o sea con un modelo de elementos finitos y coeficiente de balasto. La rigidez de los resortes se modifica en forma interactiva hasta que las deformaciones y las tensiones del modelo de la losa se corresponden con las obtenidas en el segundo modelo planteado para el suelo, en base al método de los elementos de borde (BEM). Se ha comprobado que con este procedimiento de cálculo se han obtenido resultados realistas de acuerdo a «back-analysis» realizados con pruebas de cargas sobre pilotes aislados y grupos de pilotes, así como la comparación del cálculo y las mediciones realizadas sobre LFCP. Es importante indicar que, sin embargo, se requiere una calibración de los parámetros del suelo del modelo mediante la comparación de los resultados en pruebas de cargas de pilotes aislados. Solo en ese caso se obtienen predicciones aceptables.

Tabla 2.3:

Factores de reducción ζ_i para rigideces de pilotes de una LFCP en comparación con el caso de un pilote individual (calculadas para s = 0,03 D según Katzenbach et al.)

Distanciamiento entre pilotes	Largo de pilotes	Factor de reducción ζ_i		
		Pilote central ζ_Z	Pilote lateral ζ_R	Pilote de esquina ζ_E
e/D = 3	L/D = 10	0,13	0,19	0,25
	L/D = 20	0,11	0,18	0,25
	L/D = 30	0,11	0,18	0,25
e/D = 6	L/D = 20	0,33	0,36	0,39
e/D = 8,5	L/D = 20	0,42	-	0,70

2.4.4.3 Conceptos de Diseño

En Alemania fueron creadas las «Reglas para el cálculo de fundaciones combinadas losa-pilotes» por un grupo de especialistas. Básicamente se especifican para las LFCP altas exigencias en lo que respecta al alcance y calidad de la exploración del subsuelo. La ejecución de ensayos de laboratorio en probetas especiales para la determinación de la rigidez y de la resistencia al corte del suelo es imprescindible. Además se debe controlar minuciosamente la ejecución de los pilotes. Para el cálculo se debe conocer la capacidad de carga de un pilote aislado. Por lo general deben ejecutarse por lo tanto pruebas de carga. Al modelo de cálculo de fundaciones LFCP se le hacen las siguientes exigencias:

a) El modelo debe estar en condiciones de simular en forma adecuada y exacta el comportamiento carga vs. deformación de un pilote individual, además de determinar la carga última.

b) Debe considerar la interacción pilote/pilote y pilote/losa

c) Los modelos simplificados sólo pueden ser utilizados cuando existen condiciones simples, como suelo homogéneo, largo de pilotes y distancia entre los mismos constante, carga central sobre la fundación.

La comprobación de la capacidad de carga global de una LFCP se realiza con un factor de seguridad FS = 2. No se exige la verificación de la capacidad de carga para los pilotes individuales, ya que se permite una utilización de la capacidad del pilote hasta la carga última.

Para la comprobación de la capacidad de carga en servicio de la LFCP se debe realizar finalmente un cálculo con una carga simple no mayorada (FS = 1), con el fin de calcular los asentamientos y distribución de esfuerzos. Dada la complejidad del comportamiento estructural, es necesario llevar a cabo un monitoreo geotécnico para la verificación del comportamiento pronosticado para el sistema (mediciones de asentamientos - siempre -, celdas de carga en los pilotes y celdas para medir la presión de contacto bajo la losa).

CAPÍTULO 3

PLANIFICACION DE LOS ENSAYOS

3. Planificación de los Ensayos

3.1 Objetivo

El objetivo de los ensayos propuestos, es poder cuantificar la resistencia última a la compresión de un pilote perforado y colado in situ, en un terreno determinado, comparando dicha resistencia con la calculada utilizando las ecuaciones establecidas para capacidad de carga final de cimentaciones poco profundas creadas por Brinch Hansen y Meyerhof.

En relación a estos ensayos, se proyecta un banco de cargas triangular (Ver figura 3.1), que permite el ensayo a compresión de 3 (tres) pilotes individuales.

Siguiendo los objetivos trazados en este plan de estudio, ensayaremos pilotes en las siguientes condiciones:

- Pilote Nº1: colado en condiciones naturales del suelo; sin tratamiento del terreno que rodea la perforación.
- Pilote Nº2: colado en suelo cementado; es decir un suelo que previamente al llenado del pilote ha recibido una lechada de cemento que infiltró el mismo. Esta lechada impregna y se infiltra en el suelo de acuerdo a la permeabilidad del mismo, y genera en las paredes de la perforación, una interfase suelo-cemento.
- Pilote Nº3: colado en condiciones naturales del suelo con la adición de un cabezal. Se pretende comparar los resultados obtenidos y compararlos con la capacidad portante de un pilote sin cabezal, como el descripto precedentemente.

La prueba de carga de pilotes, es una herramienta complementaria para el dimensionamiento y verificación de la capacidad portante de los mismos. Mediante la prueba de carga se ratifican los valores de tensiones admisibles determinados en el estudio de suelo y se verifica la capacidad de carga del pilote obtenida mediante el uso de las fórmulas teóricas empleadas para el cálculo correspondiente.

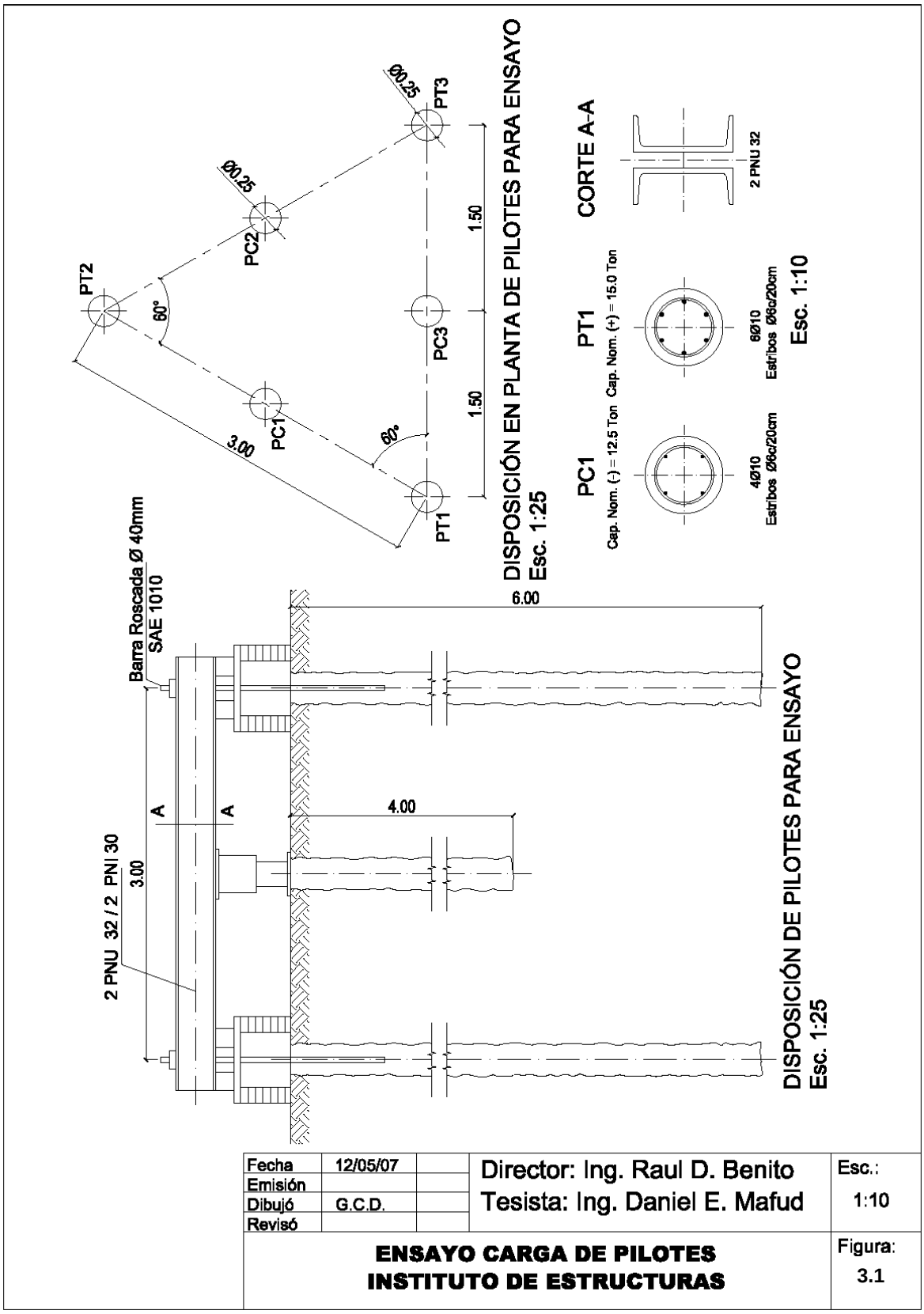
Siempre que sea posible, los pilotes de prueba deben ser del mismo tipo y dimensiones de los pilotes permanentes que se pretenden utilizar. Esta es la única forma de constatar si al alcanzar la penetración de diseño, las cargas admisibles son aproximadamente iguales a las proyectadas. Es importante además, mantener un registro cuidadoso de todas las etapas de montaje y ensayo en las pruebas de carga.

3.2 Selección del tipo de prueba

Se distinguen dos tipos principales de pruebas de carga:

a) A carga constante: La carga se aplicará en dos o más ciclos de carga y descarga, alcanzándose en cada una de ellas un valor máximo cada vez, más alto. Se admite que la prueba se realice hasta conseguir de 1,5 a 2,0 veces la carga admisible prevista. En el primer ciclo de carga, el número de escalones no será inferior a 3 (tres), mientras que en el último éste número aumentará, al menos a 6 (seis). Las descargas tendrán como mínimo, un número de 3 (tres) escalones. La máxima carga aplicada se dejará al menos un periodo de 6 (seis) horas. En cada escalón de carga se medirán los desplazamientos causados inmediatamente después de su aplicación, dejando a continuación estabilizar los movimientos y procediendo a su medición en intervalos máximos de 20 minutos. El desplazamiento puede considerarse estabilizado si el incremento no supera el valor de 0,05 - 0,010 mm en los últimos 30 minutos (suelos no cohesivos) o de 1 hora (suelos cohesivos).

b) A velocidad de deformación constante: En ese tipo de prueba, se da carga con un gato hidráulico de modo que se obtenga el asiento del pilote a velocidad constante. Esta velocidad será de 0,50 mm/min en suelos cohesivos, y de 1,0 mm/min en suelos arenosos o no cohesivos. Se suspende la prueba al llegar a la penetración de 5mm, descargándose el pilote y esperando dos horas para medir el asiento remanente. Después se continúa la carga a la misma velocidad, hasta llegar a la penetración total de 20mm, después de lo cual se descargará el pilote y se esperará 24 horas para medir el asentamiento remanente. Se puede suspender antes la prueba si se llega a la carga prevista como máxima (1,5 a 2,0 la admisible prevista), descargando el pilote a continuación.


PT2
PC2
PT3
PC1
PC3
PT1
60°
60°
3.00
1.50
1.50
Ø0.25
Ø0.25
DISPOSICIÓN EN PLANTA DE PILOTES PARA ENSAYO
Esc. 1:25
PC1
Cap. Nom. (-) = 12.5 Ton
PT1
Cap. Nom. (+) = 15.0 Ton
CORTE A-A
2 PNU 32
4Ø10
Estribos Ø6c/20cm
6Ø10
Estribos Ø6c/20cm
Esc. 1:10
Barra Roscada Ø 40mm
SAE 1010
2 PNU 32 / 2 PNI 30
3.00
A
A
6.00
4.00
DISPOSICIÓN DE PILOTES PARA ENSAYO
Esc. 1:25
Fecha 12/05/07
Emisión
Dibujó G.C.D.
Revisó
Director: Ing. Raul D. Benito
Tesista: Ing. Daniel E. Mafud
Esc.: 1:10
ENSAYO CARGA DE PILOTES
INSTITUTO DE ESTRUCTURAS
Figura: 3.1

El ensayo puede hacerse a carga constante o a velocidad de deformación constante. El primero es preferible por dar mayor información y más precisa, pero el segundo es mucho más rápido.

En virtud de lo expuesto proponemos realizar el ensayo a carga constante.

3.3 Determinación de la capacidad de carga de un pilote perforado y colado in situ en suelo cohesivo, en base a fórmulas teóricas

Antes de realizar el diseño del banco de cargas para ensayar los pilotes, es necesario determinar la capacidad de carga de los mismos, mediante el empleo de las fórmulas creadas por Brinch Hansen y Meyerhof, incluidas en el capítulo 2.

a) Dimensiones geométricas del pilote a ensayar

L = 400 cm (profundidad)

ϕ = 25cm (diámetro)

b) Tipo de suelo: se trata de arcilla suave de baja plasticidad, de origen aluvial, normalmente consolidada (arcilla de río)

c) Determinación del área de la base

$$A_b = \frac{\pi\phi^2}{4} = \frac{\pi(0.25m)^2}{4} = 0.0491m^2 \qquad \textit{Ecuación 3.1}$$

d) Determinación de la superficie de fricción

$$A_s = 2\pi\frac{\phi}{2}L = 2\pi\frac{0.25m}{2}4m = 3.1416m^2 \qquad \textit{Ecuación 3.2}$$

e) Resistencia al corte: para este tipo de arcillas se debe considerar un valor de cohesión dentro del siguiente rango:

$$20\frac{KN}{m^2} \le c \le 40\frac{KN}{m^2} \qquad \textit{Ecuación 3.3}$$

Adoptamos para el cálculo una cohesión igual a 30KN/m^2 . Dado que se trata de una moderada profundidad de penetración en el estrato de cargas (4m), se considerará que la cohesión promedio es igual a la cohesión en la base.

f) Cálculo de la capacidad de carga última

$$Q_u = Q_b + Q_s = N_c c_b A_b + \alpha\bar{c}A_s \qquad \textit{Ecuación 3.4}$$

$$Q_u = 9\times 30\frac{KN}{m^2}\times 0.0491m^2 + 0.45\times 30\frac{KN}{m^2}\times 3.1416m^2 = 13.257KN + 42.412KN \quad \textit{Ecu. 3.5}$$

$$Q_u = 55.669KN = 5566.9Kg = 5.57Ton \qquad \textit{Ecuación 3.6}$$

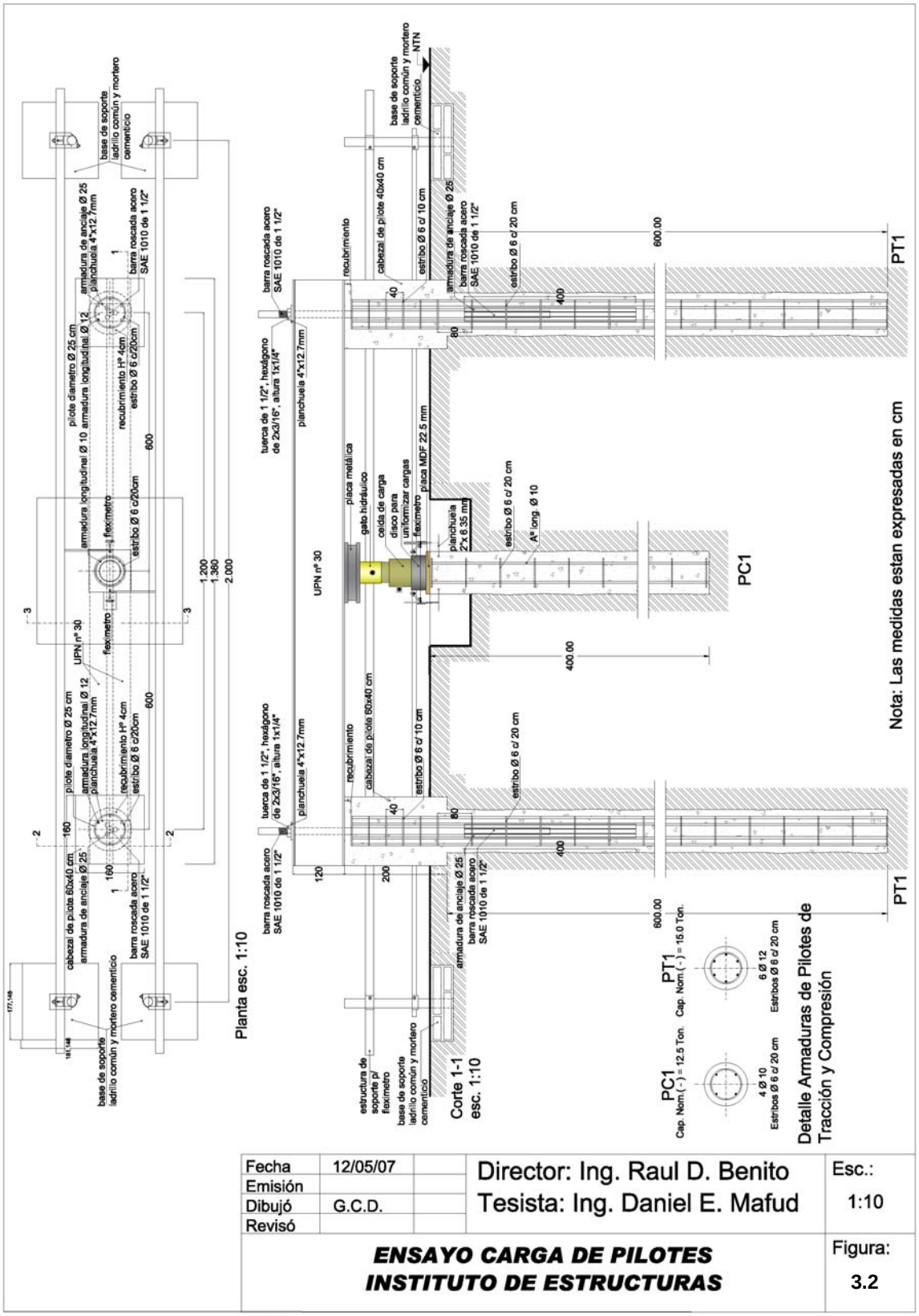
g) Determinación de carga admisible (factor de seguridad F = $2^{1/2}$)

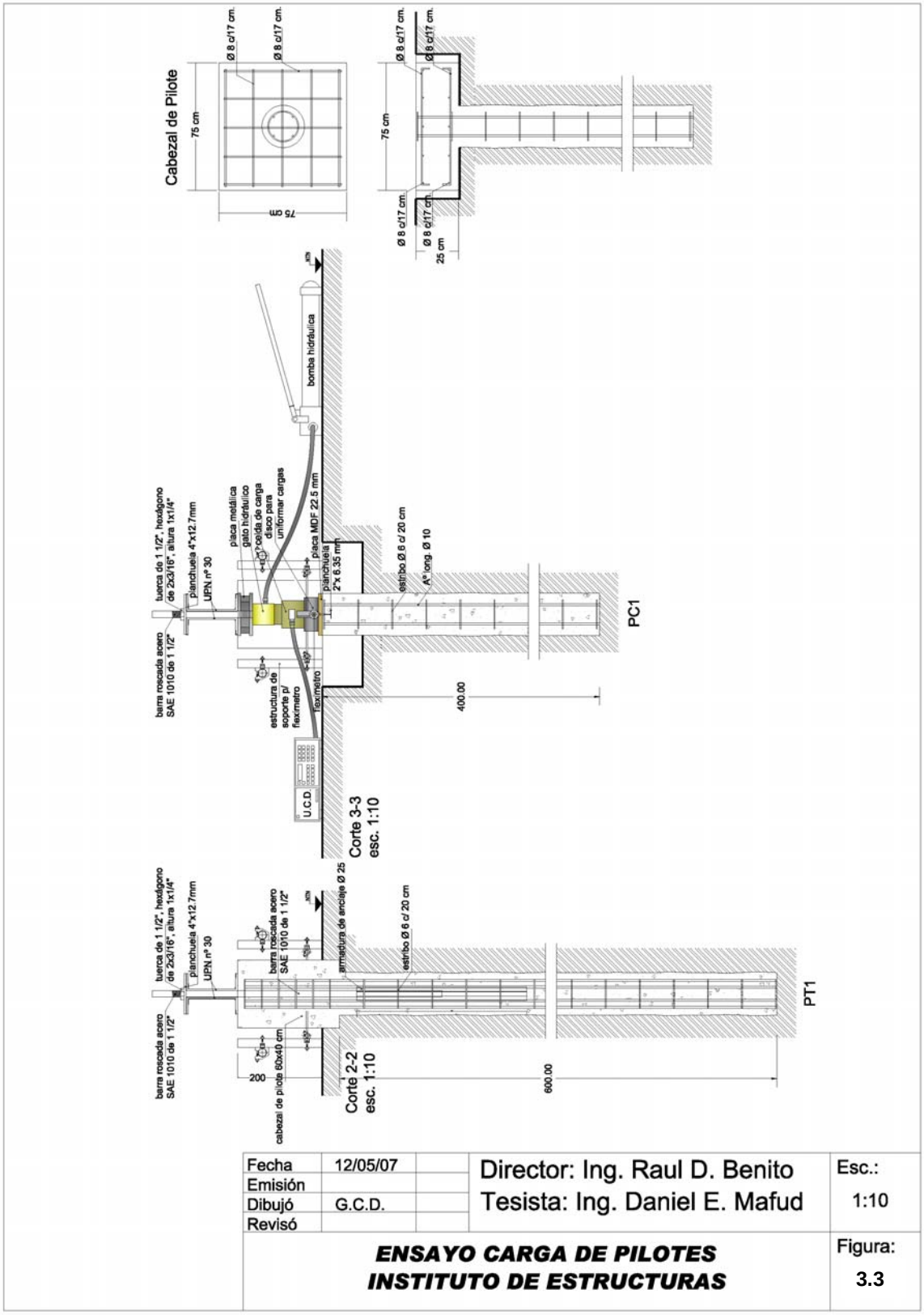
$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{F} = \frac{Q_u}{2.5} = \frac{55.669KN}{2.5} = 22.2676KN = 2226.76Kg \qquad \textit{Ecuación 3.7}$$

$$Q_{adm} = 2.23Ton \qquad \textit{Ecuación 3.8}$$

3.4 Diseño del banco de cargas

El diseño del banco se muestra en las figuras 3.1, 3.2, 3.3




Cabezal de Pilote
75 cm
75 cm
Ø 8 c/17 cm.
Ø 8 c/17 cm.
Ø 8 c/17 cm.
Ø 8 c/17 cm.
Ø 8 c/17 cm.
Ø 8 c/17 cm.
25 cm
bomba hidráulica
tuerca de 1 1/2", hexágono de 2x3/16", altura 1x1/4"
planchuela 4"x12.7mm
UPN nº 30
barra roscada acero SAE 1010 de 1 1/2"
placa metálica
gato hidráulico
celda de carga
disco para uniformar cargas
placa MDF 22.5 mm
planchuela 2"x 6.35 mm
estribo Ø 8 c/ 20 cm
A° long. Ø 10
PC1
400.00
estructura de soporte p/ flexímetro
flexímetro
U.C.D.
Corte 3-3
esc. 1:10
tuerca de 1 1/2", hexágono de 2x3/16", altura 1x1/4"
planchuela 4"x12.7mm
UPN nº 30
barra roscada acero SAE 1010 de 1 1/2"
armadura de anclaje Ø 25
estribo Ø 8 c/ 20 cm
PT1
barra roscada acero SAE 1010 de 1 1/2"
200
cabezal de pilote 60x40 cm
Corte 2-2
esc. 1:10
600.00
Fecha 12/05/07
Emisión
Dibujó G.C.D.
Revisó
Director: Ing. Raul D. Benito
Tesista: Ing. Daniel E. Mafud
Esc.: 1:10
ENSAYO CARGA DE PILOTES
INSTITUTO DE ESTRUCTURAS
Figura: 3.3

3.5 Determinación de intervalos de Carga

Carga P [KN]	Proceso	Número de Ciclo
0	Inicio	
10	Carga	
20	Carga	
0	Descarga	Cierre 1º Ciclo
20	Carga	
30	Carga	
40	Carga	
20	Descarga	
0	Descarga	Cierre 2º Ciclo
30	Carga	
40	Carga	
50	Carga	
60	Carga	
40	Descarga	
20	Descarga	
0	Descarga	Cierre 3º Ciclo
40	Carga	
50	Carga	
60	Carga	
70	Carga	
80	Carga	
90	Carga	
100	Carga	
75	Descarga	
50	Descarga	
25	Descarga	
0	Descarga	Cierre 4º Ciclo

3.6 Representación gráfica de resultados

Se realizarán gráficos que relacionen:

a) la carga aplicada con los desplazamientos
b) desplazamiento en función del tiempo

CAPÍTULO 4

REALIZACIÓN DE ENSAYOS

4. Realización de ensayos

4.1 Ensayo preliminar de infiltración

En primer lugar, y con el objeto de conocer las condiciones de infiltración de la lechada agua-cemento en el terreno donde se realizará el banco de cargas, se decide ejecutar una perforación de 6m de profundidad y 25cm de diámetro (Fotos 4.1, 4.2, 4.3), a una distancia de alrededor de 10m desde donde se emplazará el banco.

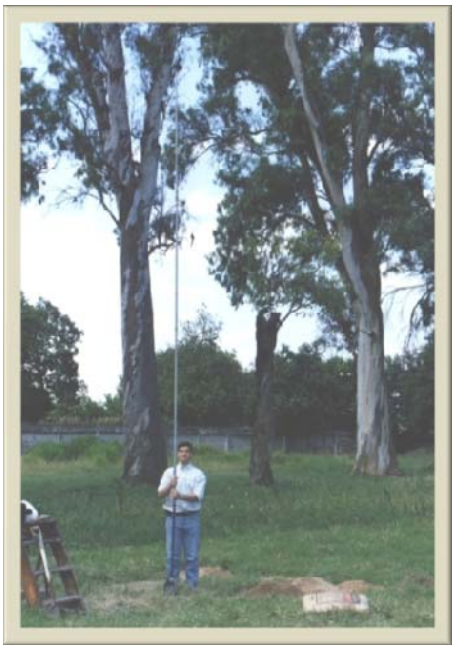


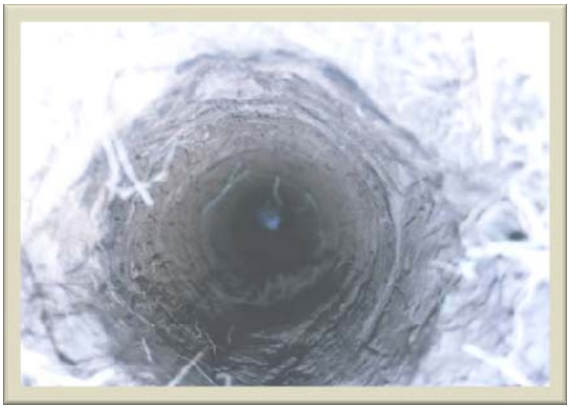
Foto Nº4.1

Perforación realizada con barreno manual (pala vizcachera). De la longitud de la barra de acero se infiere la escala de la profundidad (6.00m).

Movimiento sobre el vástago (torsión) para introducir la pala.

Al llegar a capas de mayor resistencia, se golpea el fondo de la perforación con una punta metálica, y luego se retiran los detritos con la pala.

Foto Nº4.2



Vista de la perforación desde la superficie. Las paredes de la perforación se mantienen estables por el tipo de suelo.

Foto Nº4.3

Para la perforación del pozo se recurrió al uso de pala vizcachera (barrenadora), y a la colaboración de dos operarios, con el fin de alternar el turno para el esfuerzo de torque y penetración de la pala.

La velocidad de perforación fue de 50cm/h aproximadamente, concluyendo la perforación del pozo en una jornada de trabajo.

En la medida en que se avanzó con la perforación, y por cada metro de profundidad se tomaron muestras de suelo alteradas e inalteradas para realizar distintos ensayos de laboratorio y conocer las características del suelo involucrado.

Las muestras de suelo inalteradas fueron cubiertas con parafina (Ver foto 4.4) para mantener las condiciones de humedad presentes a la profundidad de extracción, y posteriormente todas las muestras fueron identificadas para ser trasladadas al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad Nacional de Tucumán.

Muestra de suelo inalterada cubierta con parafina para ser ensayada en laboratorio.

Foto Nº4.4

En el laboratorio de suelos se realizaron los siguientes ensayos:

1) densidad húmeda
2) densidad seca
3) contenido de humedad higroscópica
4) límite líquido
5) límite plástico
6) índice de plasticidad
7) determinación de presencia de carbonatos
8) SPT (Ensayo de Penetración Estándar)
9) clasificación del suelo

Los resultados de los ensayos se muestran en las tablas 4.1y 4.2

Determinación de Humedad Higroscópica					
Profundidad de la muestra	1m	2m	3m	4m	5m
Nº de Pesa Filtro	16	17	18	19	20
p.f. + s.h. (a)	646,7	597,9	645,0	607,3	575,2
p.f. + s.s. (b)	554,3	495,3	537,0	508,4	493,6
agua (c = a - b)	92,4	102,6	108,0	98,9	81,6
tara p. f. (d)	112,5	89,9	94,4	97,0	105,1
s. seco (e = b - d)	441,8	405,4	442,6	411,4	388,5
agua % (f = 100 x c/e)	20,9	25,3	24,4	24,0	21,0
Jefe de Laboratorio	Ing. Sergio Pagani				

Planilla para Determinación de Plasticidad					
Profundidad de la muestra	1m	2m	3m	4m	5m
Nº de golpes [S.P.T.]	***22***	***15***	***21***	***16***	***20***
Nº de Pesa Filtro	10	11	5	14	3
p.f. + s.h. (a)	39,8	42,7	43,8	43,1	43,5
p.f. + s.s. (b)	35,4	37,5	38,4	37,8	38,0
agua (c = a - b)	4,4	5,2	5,4	5,3	5,5
tara p. f. (d)	20,0	20,2	21,5	21,4	21,5
s. seco (e = b - d)	15,4	17,3	16,9	16,4	16,5
agua % (f = 100 x c/e)	28,6	30,0	31,9	32,3	33,3
Límite Líquido [ω_L]	28,1	28,1	31,2	30,5	32,3
Nº de Pesa Filtro	32	34	36	30	37
p.f. + s.h. (a)	31,2	33,8	29,1	29,5	28,0
p.f. + s.s. (b)	28,8	30,5	26,4	27,1	25,5
agua (c = a - b)	2,4	3,3	2,7	2,4	2,5
tara p. f. (d)	15,4	15,7	14,8	16,5	14,6
s. seco (e = b - d)	13,4	14,8	11,6	10,6	10,9
Límite Plástico [ω_p] (g =100 x c/e)	17,9	22,3	23,2	22,6	22,9
Índice de Plasticidad [Ip] (f - g)	10,2	5,8	8,0	7,9	9,4
Presencia de Carbonatos	-	-	+	+	+
Jefe de Laboratorio	Ing. Sergio Pagani				

Tabla 4.1

Determinación de Densidad - Profundidad 4m	
Parámetro	**Valor**
Muestra Nº	4
Profundidad	4m
Peso de muestra húmeda [P_h]	615,5gr
Peso de muestra sumergida en kerosene [P_k]	246,5 gr
Densidad del kerosene [D_k]	0,78gr/cm^3
Volumen de kerosene de la muestra [V_k=P_k/D_k]	316,0cm^3
Agua [H]	22,90%
Densidad húmeda [D_h=P_h/V]	1,948gr/cm^3
Densidad seca [D_s=100D_h/(100+H)]	1,585gr/cm^3

Determinación de Contenido de Humedad	
Parámetro	**Valor**
Profundidad de la muestra	4m
Pesafiltro Nº	15
Pf + Sh = a	83,1gr
Pf + Ss = b	71,4gr
a - b = c	11,7gr
Pf = d	20,3gr
b - d = e	51,1gr
c / e x 100 =	22,90%
Jefe de Laboratorio : Ing. Sergio Pagani	

Tabla 4.2

El perfil de la perforación se ilustra en la figura 4.1

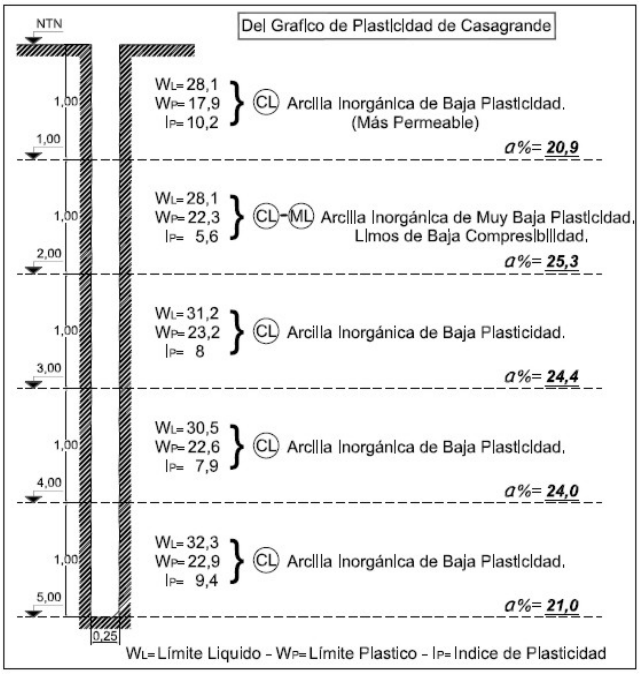


Figura 4.1

En otra jornada de trabajo se dispuso de una hormigonera eléctrica en la proximidad de la perforación, con el fin de mezclar la lechada de agua cemento a ser vertida en el pozo. Ver Foto 4.5

Foto Nº4.5

Además, se recurrió al uso de un tubo plástico de 60mm de diámetro y 6m de largo para que el ingreso de la lechada se realice desde el fondo de la perforación, y así evitar la erosión de las paredes del mismo por la velocidad de caída de la lechada (Ver foto 4.6 a 4.8).

De este modo, se mezclaron en la hormigonera 1 bolsa de cemento con 150 lts de agua durante 15 minutos aproximadamente antes de comenzar el vertido.

El procedimiento descripto se repitió hasta que el nivel de la lechada alcanzó la superficie del terreno. En total se realizó 5 veces el procedimiento, insumiendo un total de 750 lts = 0.75m^3 de lechada. Teniendo presente que el volumen de la perforación es de 0.2944 m^3, se concluye que en esta experiencia se vertieron 2.55 veces el volumen del pozo con la lechada.

Foto Nº4.6

Se vierte la lechada desde la hormigonera, pasando por un embudo.

Foto Nº4.7

Al transcurrir 15 minutos de mezclado del cemento con el agua, comienza a generarse alrededor de las partículas de cemento un gel acompañado de varillas microscópicas distribuidas al azar, según se estudió en el Capítulo 2.

Foto Nº4.8

Posteriormente, se esperó a que baje el nivel interior de la lechada, como consecuencia de la infiltración en el terreno.

Días después, se decidió indagar a lo largo de toda la profundidad de la perforación, realizando una excavación de ¼ de círculo de 1.50m de radio desde el eje de la perforación (ver figura 4.2, foto 4.9, 4.10).

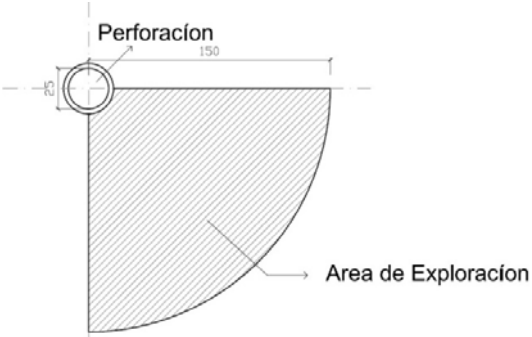


Figura 4.2

Trípode de puntales de madera sobre la excavación con el fin de sostener el peso de los baldes con tierra que se izan desde la superficie.

Foto Nº4.9

Hueco superficial de la perforación.

Foto Nº4.10

De la exploración realizada, se puede observar que el tiempo de mezcla entre el agua y el cemento fue excesivo, provocando que a los pocos minutos comience la hidratación de las partículas de cemento, surgiendo de la hidratación, un gel que adquiere un tamaño superior al diámetro promedio de los poros del suelo que rodea la perforación. Consecuentemente, el agua libre escapa por los poros del suelo, y el gel de cemento se adhiere a las paredes y el resto lentamente se va depositando en el fondo de la perforación.

Al ir descubriendo en profundidad el resultado de la experiencia, se observó la formación de una costra en el perímetro interno de la perforación de aproximadamente 2cm de espesor, y al llegar a los 3.50m de profundidad en la excavación realizada para indagar la perforación, se encontró un macizo de mortero cementicio que se prolongaba hasta los 6m de profundidad. Ver fotos 4.11 - 4.22.

Costra perimetral del pozo próxima a la superficie. Se observa que las partículas de cemento hidratadas no percolaron en el suelo.

Foto Nº4.11

La costra de aproximadamente 2cm de espesor, se extiende hasta los 3.50m de prof. Desde allí en más, se encuentra el macizo de cemento hasta el final de la perfor.

Foto Nº4.12

Vista superior del tubo de lechada endurecida formada sobre las paredes de la perforación.

Foto Nº4.13

Discontinuidades en el espesor de la costra en profundidad. Además se observa sobre las paredes de la excavación, las hendiduras que se hicieron para poder descender y ascender hasta el fondo de la perforación.

Foto Nº4.14

Un operario mide la profundidad máxima de la de la costra perimetral. La misma se extiende desde la superficie hasta los 3,50m de profundidad.

Foto Nº4.15

Se avanza en profundidad, y se observa que el depósito de partículas de cemento hidratado que sedimentó, formó un macizo desde los 3,50m hasta los 6,00m.

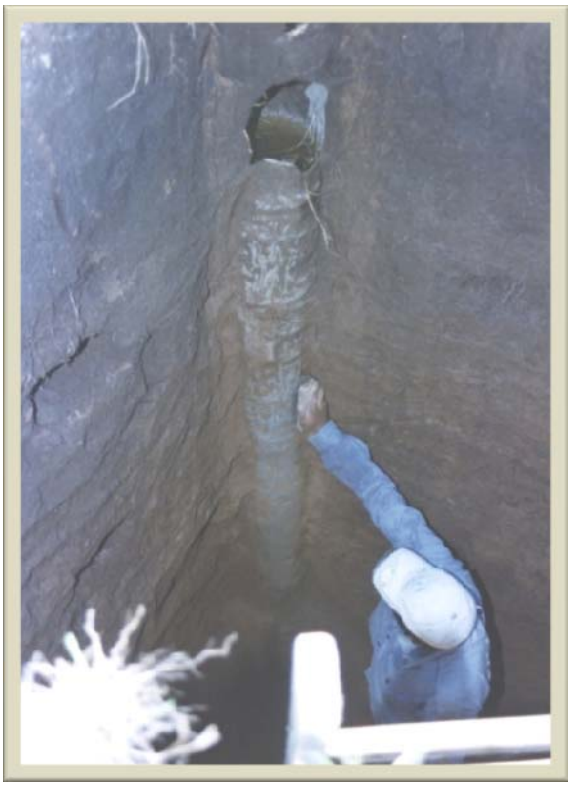


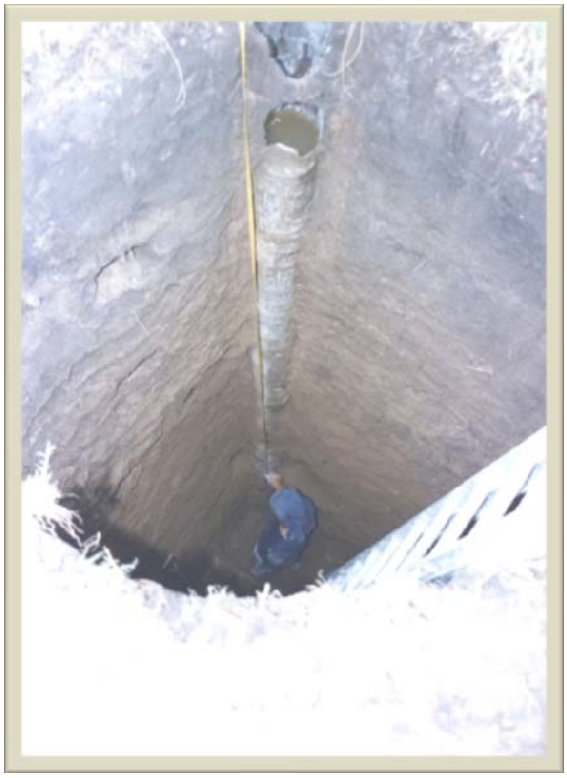
Foto Nº4.16

Foto Nº4.17

Foto tomada entre los 3.50m y los 5.00m de profundidad. Se caló alrededor del tubo para medir el perímetro, y poder obtener finalmente una muestra del macizo.

Un operario indica que se alcanzó los 5.00m de profundidad en la excavación. Se aprecia también en la foto el perfil del terreno (un suelo arcilloso inorgánico de baja plasticidad, acompañado de limos de baja compresibilidad).

Foto Nº4.18



Se llegó hasta los 6.00m de profundidad, y se extrajeron muestras del macizo. Las paredes de la perforación se mantuvieron absolutamente estables en este cuarto de círculo.

Foto Nº4.19

Foto tomada desde el fondo de la perforación. La irregularidad de la superficie del tubo perforado exhibe las superficies e interfases expuestas a fricción.

Foto Nº4.20

Foto de una muestra extraída del macizo endurecido.

Foto Nº4.21

Foto Nº4.22

Esta experiencia, manifiesta con claridad que el tiempo de mezcla entre el agua y el cemento debe reducirse a un tiempo mínimo, para evitar la formación del gel de cemento.

4.2 Construcción del banco de cargas

a) Trabajos Preliminares

Conforme a lo previsto en el proyecto del banco que se muestra en figura 3.1, 3.2 y 3.3, se realizan las perforaciones para el posterior llenado de los pilotes de tracción, como así también de los pilotes de compresión a ensayar.

El predio donde se construirá el banco de cargas, se ubica en un patio descubierto entre los laboratorios de hidráulica y estructuras de la quinta agronómica, perteneciente a la Universidad Nacional de Tucumán. Ver Foto 4.23, 4.24 y 4.25.

Predio donde se construirá el banco de cargas.

Foto Nº4.23

Operarios limpian la zona de trabajo, y la delimitan mediante el uso de puntales y alambre.

Foto Nº4.24

Foto Nº4.25

En primer lugar se delimitó una zona de trabajo cuadrada de 36m^2 de superficie, mediante el empleo de 4 estacas de 100cm de altura, las cuales sobresalían 50cm desde el nivel del terreno natural. Estas estacas fueron usadas como extremos resistentes p/colocar una faja de media sombra en el perímetro de la zona de trabajo. Este cerramiento precario persigue evitar el ingreso eventual de niños y animales a la zona de trabajo. Fotos 4.26 y 4.27.

Foto Nº4.26

Colocación de media sombra y cinta de peligro para trabajar con seguridad.

Foto Nº4.27

Una vez delimitada la zona de trabajo, se replantea la ubicación de los pilotes de tracción y compresión, para iniciar la perforación de los mismos. Ver Foto 6.28, 6.29, 6.30.

Un operario replantea la ubicación de los pilotes. La separación entre los pilotes extremos de tracción es de 3,00m.

Foto Nº4.28

Se inicia la perforación de los pozos donde se llenarán los pilotes de tracción y compresión. La perforación se realiza con pala vizcachera (barrenadora manual).

Foto Nº4.29

El esfuerzo de torque se intensifica mientras se avanza en profundidad, por lo que se observa la colaboración de dos operarios en el proceso.

Foto Nº4.30

Para el caso de los pilotes de tracción, se decide construir sobre la superficie un cabezal que permita el apoyo de los perfiles del banco de carga, según se observa en el diseño del banco de la figura 3.2. Además, y conforme a lo previsto en el diseño del banco, en correspondencia con el eje de los pilotes de tracción, se ubica una barra roscada de acero SAE 1010 de $1^{1/2}$ pulgadas de diámetro, la cuál transmitirá el esfuerzo de tracción al pilote durante el ensayo. El anclaje de esta barra al cuerpo del pilote se realiza mediante en empleo de tres barras de hierro torsionado de 25mm soldadas alrededor de la barra roscada, las cuales se introducen 100cm en el cuerpo del pilote. Ver Fotos 4.31 a 4.40.

Foto Nº4.31

Se arma el encofrado para realizar un cabezal sobre los pilotes de tracción, que solo servirá para apoyar los perfiles del banco de cargas.

Foto Nº4.32

Armadura del pilote con barras longitudinales y estribos según cálculo.

Foto Nº4.33

Armadura de uno de los pilotes antes de introducirla en el hueco de la perforación.

Foto Nº4.34

Para anclar la barra que transmite la tracción al cuerpo del pilote, se soldaron 3 barras de 25 mm de diámetro, y se introdujeron las mismas aprox. 1000mm en el cuerpo del pilote.

Foto Nº4.35

Ultimo tramo de la armadura longitudinal del pilote de tracción, con la barra roscada asegurada sobre el eje del mismo.

Foto Nº4.36

Puesta a plomo, y alineación de la armadura en el último tramo.

Foto Nº4.37

Detalle de anclaje de la barra roscada central con la armadura longitudinal del pilote.

Foto Nº4.38

Vista lateral del encofrado previo al llenado del pilote.

Foto Nº4.39

Vista superior del encofrado donde se conformará el cabezal para los pilotes de tracción.

Foto Nº4.40

Siempre y en todo caso el hormigonado se llevó a cabo con la ayuda de un vibrador de aguja, con el objeto de obtener un pilote macizo sin oquedades. Ver Foto 4.41.

b) Medios de aplicación de carga e instrumental de medición

Para la aplicación de la carga sobre los pilotes, se utilizará un gato hidráulico vinculado a una bomba de accionamiento manual, como se muestra en la foto 4.42, 4.43.

Vibrado durante el llenado del pilote, realizado sobre la pasta y armadura.

Foto Nº4.41

Bomba de accionamiento manual.

Foto Nº4.42

Foto Nº4.43

Gato hidráulico marca SIMPLEX-
Capacidad: 60Ton
Mín. elevac.: $18^{1/2}$"
Desp. émbolo:10"
Area efec.: 13,75pulg^2
Presión interna: 8750 PSI

El seguimiento de los desplazamientos en función de la carga aplicada, se llevó a cabo mediante el empleo de una celda de carga (LOAD CELL - KYOWA), vinculada a una Central de Procesamiento de Datos. Ver Fotos 4.44, 4.45.

Celda de carga marca KIOWA

Data Logging System

UCAM – 10A

Foto Nº4.44

Celda de procesamiento de datos.

Foto Nº4.45

Es necesario aclarar que para aplicar la carga sobre el pilote se dispuso de una placa de MDF circular sobre el mismo, que permitió uniformizar la carga y reducir las excentricidades producidas por la irregularidad superficial del pilote. Inmediatamente sobre ella se colocó un disco macizo de acero, y se completó la pila con una placa de acero que permitió conseguir la altura necesaria hasta alcanzar el nivel del perfil del banco. Ver Fotos 4.46, 4.47, 4.48, 4.49.

Disco de acero utilizado para uniformizar y centrar la carga sobre el pilote.

Foto Nº4.46

Placa de acero utilizada como suplemento para alcanzar la altura necesaria para la aplicación de la carga.

Foto Nº4.47

Vista superior de la placa de acero.

Foto Nº4.48

La foto ilustra la ubicación de cada componente para aplicación de carga sobre pilote.

Foto Nº4.49

En relación al instrumental de medición de desplazamientos, cabe aclarar que se utilizaron de dos tipos: extensómetros mecánicos y eléctricos (potenciómetros). Para colocar adecuadamente los mismos, se montó una estructura tubular paralela al eje del banco de cargas, desde donde se sujetaban los extensómetros para medir el desplazamiento de las planchuelas vinculadas a la cabeza de los pilotes a ensayar. Ver Fotos 4.50 – 4.60.

Extensómetro Mecánico
Marca: AMES
Rango: 4”
Rango por revoluc.: 1mm
Apreciación: 0,001”

Foto Nº4.50

Sistema de sujeción de los extensómetros mecánicos a los tubos paralelos al banco de carga.

Foto Nº4.51

Tubos paralelos a banco de cargas, desde donde se sujetaron los extensómetros mecánicos de un lado, y extensómetros eléctricos del otro.

Foto Nº4.52

Detalle de unión de los tubos. Esta unión ejemplifica el mecanismo de sujeción utilizado.

Foto Nº4.53

Estacas adicionales de sujeción de tubos horizontales, para reducir al mínimo las distorsiones en la medición, producidas por vibración del sistema.

Foto Nº4.54

Extensómetro mecánico apoyado sobre planchuela vinculada a la cabeza del pilote.

Foto Nº4.55

Extensómetro mecánico sobre pilote de tracción.

Foto Nº4.56

Extensómetro mecánico ubicado sobre planchuela vinculada al cabezal del pilote.
A su vez se observa el extensómetro sujeto al tubo redondo paralelo al banco de cargas.

Foto Nº4.57

Extensómetro eléctrico ubicado también sobre una planchuela del otro lado del cabezal.

Foto Nº4.58

Foto Nº4.59

Detalles de sujeción del potenciómetro al tubo redondo.

Voltímetro
Marca: PROSKIT

Disposición final de los instrumentos de medición y de tubos de sujeción de los mismos, paralelos al banco de cargas.

Foto Nº4.60

c) Colado de hormigón en pilotes a ensayar a compresión

El procedimiento seguido para el colado de hormigón en cada pilote se describe a continuación:

Pilote N°1

En una perforación de 25cm de diámetro por 4m de profundidad, se introdujo la armadura del pilote y se coló hormigón con la siguiente dosificación: 1vol cemento - 3vol arena - 3vol grava - 1/2 vol agua.

Para el llenado de la perforación se recurrió a la ayuda de un vibrador, con el fin de evitar la formación de oquedades y discontinuidades en la masa del futuro pilote.

Este pilote se realizó en condiciones naturales de suelo, es decir, sin ningún tratamiento de las paredes de la perforación, y sin recurrir a ningún método que permita mejorar las condiciones del suelo artificialmente.

Pilote N°2

En una de las perforaciones que se realizaron, de 25 cm de diámetro, y 4m de profundidad, se colará el segundo pilote. Se debe resaltar que la napa que se encontraba a 4m de profundidad, el día miércoles 27 de Junio de 2007 había descendido unos centímetros. Por lo tanto, desde la superficie del terreno natural, ya no se aprecia una película de agua en el fondo de la perforación.

Previo al colado del hormigón en la perforación, se debe verter una lechada a agua-cemento en la misma, con el fin de que la misma, se infiltre en las paredes de la perforación desde el fondo hasta la superficie.

Es necesario recordar la experiencia anterior, en la cual al mezclar aproximadamente 15(quince) minutos el agua con el cemento, se hidrataron las partículas de cemento, aumentando su volumen, y por lo tanto no se logró que la lechada se infiltre en el suelo que rodea la perforación.

Por lo tanto, en esta oportunidad, se mezclaron agua y cemento rápidamente (aproximadamente 20 segundos), con el fin de no dar tiempo a la formación del gel de cemento.

En esta nueva experiencia, se mantuvo la relación entre agua y cemento, es decir una bolsa (50 kg) por cada 150 lts. de agua.

Se comienza a verter la lechada en la perforación, con la ayuda de un embudo y una caño de PVC de 60mm, de 4,50m de longitud, con la finalidad de que la misma ingrese desde el fondo, sin erosionar las paredes de la perforación. Ver Fotos 4.61 – 4.64.

Un operario vierte la lechada, mientras el otro sostiene un embudo y el tubo de PVC que permite llegar con la lechada al fondo de la perforación.

Foto Nº4.61

Se observa la fluidez de la mezcla, pues no se dio tiempo para que se inicie la formación del gel de cemento.

Foto Nº4.62

Con el fin de ganar velocidad se recurre a la colaboración de un nuevo operario

Foto Nº4.63

Instante en el cual sucede el primer rechazo. Es decir, el suelo deja de absorber y el excedente rebalsa de la perforación.

Foto Nº4.64

Con este procedimiento, ingresaron a la perforación 225 lts. de lechada, siendo el volumen del pozo 196,3 lts. Por lo tanto, estimamos que la infiltración fue de 28,7 lts. en el terreno que rodea la perforación. Todo este proceso se realizó durante aproximadamente 25 minutos.

Si bien, al llegar el nivel de lechada a la superficie del pozo, se percibía aún un descenso del nivel, lo que indicaba que seguía infiltrando, pero a una tasa menor; se decidió cortar el vertido de lechada para evitar el inicio del endurecimiento de la pasta (aparición del gel de cemento), y realizar inmediatamente el retiro de la lechada que no infiltró en la perforación mediante bombeo. Ver Fotos 4.65, 4.66, 4.67.

Foto Nº4.65

Para iniciar el bombeo de la lechada que quedo en el interior de la perforación sin infiltrar, se carga con agua la cañería de impulsión y la de aspiración, para evitar que la bomba trabaje en vacío (purgado).

Comienza a trabajar la bomba y se expulsa de la perforación, la lechada que no infiltro.

No obstante, las paredes y el fondo de la perforación quedaron impregnados por la misma.

Foto Nº4.66

Un operario sostiene y guía la cañería de aspiración, mientras se observa a la salida de la bomba la cañería de impulsión.

Foto Nº4.67

Es así que al llegar al nivel de la superficie, se colocó la tubería de aspiración de una bomba en el fondo de la perforación y se comenzó a bombear para retirar la lechada.

El objetivo era retirar toda la lechada, y constatar que tanto las paredes como el fondo de la excavación estén totalmente impregnados por la misma.

Se advirtió, que en el fondo de la perforación, ya se había iniciado el proceso de endurecimiento de la pasta, por lo que no fue posible bombear toda la lechada, quedando en aproximadamente 1m de longitud desde el fondo de la perforación, una porción endurecida de lechada, sumergida en el fondo de la perforación, que no pudo ser bombeada.

Posteriormente, se colocó la armadura del pilote, con el fin de iniciar el hormigonado del mismo. Al descender la armadura, observamos que la misma quedó atascada 30cm antes de llegar al final de la perforación, por lo que deducimos, que esta última parte del pilote estará constituida por el mortero endurecido de agua-cemento.

Con una pequeña presión ejercida sobre la armadura, desde la superficie, logramos finalmente introducir la misma hasta el fondo. Ver Fotos 4.68, 4.69, 4.70.

Paralelamente, un grupo de operarios, preparaban un pastón de hormigón con la siguiente dosificación: 1vol cemento - 3vol arena - 3vol grava - 1/2 vol agua.

Este hormigón, fue vertido desde la superficie, y la lechada que aún se mantenía en estado fluido en el fondo de la perforación, comenzó a ascender, en la medida que mayor era el volumen de hormigón que ingresaba a la perforación.

La tarea continuó mediante el ingreso del hormigón a la perforación con el apoyo de un vibrador necesario para evitar la formación de oquedades en el cuerpo del pilote.

Destacamos que al tratarse de un hormigón de baja relación agua-cemento, el uso del vibrador fue de gran importancia, insertando el mismo tanto en el eje del pilote, como también con roces sostenidos contra la armadura.

Este hormigón, finalmente expulsó de la perforación a toda la lechada líquida a la superficie.

Ver Fotos 4.71, 4.72, 4.73.

Ingreso de la armadura del pilote en el hueco de la perforación.

Foto Nº4.68

Se logra introducir la misma hasta el fondo, según se observa.

Para los últimos 30 cm se requirió un esfuerzo adicional, para vencer la resistencia de la lechada endurecida del fondo.

Foto Nº4.69

El uso del vibrador durante el llenado de los pilotes fue permanente, cuidando de evitar segregación de la masa de hormigón.

Foto Nº4.70

Se observa la consistencia del pastón de hormigón, el cual al tener una baja relación agua-cemento, se hace más difícil de trabajar.

Todo ello justifica el uso permanente del vibrador de aguja.

Foto Nº4.71

Se observa la salida de la lechada (fluida) en la superficie, mientras ingresa el hormigón con una consistencia notablemente más densa.

Foto Nº4.72

Se concluye el llenado del pilote, y en la superficie próxima al hueco, todavía se aprecia el rechazo de la lechada cementicia.

Foto Nº4.73

Pilote N°3

Este pilote, al igual que el N°1, se realiza en condiciones naturales del suelo. Pero a diferencia del primero, se adiciona al mismo un cabezal cuadrado en la superficie de 75x75cm y de 25cm de espesor. Ver Fotos 4.74 – 4.82.

Foto Nº4.74

Se excava el hueco donde las paredes del mismo servirán de encofrado perdido del cabezal.

Las dimensiones elegidas (75 x 75cm) responden a generar un área de dimensiones que resulten ser 3 veces el diámetro del pilote (25cm x 3 = 75cm). Se conoce de la experiencia que esta es el área de influencia de un pilote en una platea.

Foto Nº4.75

Armadura del cabezal, se prueba su ubicación y luego se retira para el ingreso de la armadura del pilote.

Foto Nº4.76

Ingreso de la armadura del pilote. Se observa que esta vez no se impregna la superficie del hueco con lechada.

Foto Nº4.77

Un operario prepara la armadura, antes de iniciarse el hormigonado.

Foto Nº4.78

Se observa la armadura del pilote que sobresale para ser llenada con el cabezal.

Foto Nº4.79

Se coloca la armadura de base en el cabezal.

Foto Nº4.80

Se separa la armadura de base de la tierra mediante el empleo de piedras.

Foto Nº4.81

Se completa el llenado del cabezal.

Foto Nº4.82

4.3 Prueba de carga

Después de transcurrido el tiempo de fraguado de cada pilote (aproximadamente 30 días), se realizaron los ensayos a compresión de los pilotes, de acuerdo a los escalones de carga que se indican en las tablas 4.3, 4.4, 4.5.

Ensayo Nº1: Pilote Nº1. Colado en condiciones naturales de suelo; sin tratamiento del terreno que rodea la perforación									
Fecha:	21/08/2007								
Referencias:									
LEM1	Lectura extensómetro mecánico Nº1 (Tracción/Izquierda)								
LEM2	Lectura extensómetro mecánico Nº2 (Compresión)						1" (pulgada) =	25,4	mm
LEM3	Lectura extensómetro mecánico Nº3 (Tracción/Derecha)						1/1000 "	0,0254	mm
	Escalón de Carga	Lecturas			Carga Aplicada	Registro	Tiempo	Lecturas	Desplaz.
	P[KN]	LEM1	LEM2	LEM3	P[tf]	MEAS	[h:m:s]	LEM2	[mm]
CICLO Nº1	0	1209	2608	1031	0,025	2694	10:06:34	66,2432	0
	10	1208	2607	1031	1,001	2695	10:09:05	66,2178	-0,0254
	20	1207	2606	1031	2,028	2696	10:09:41	66,1924	-0,0508
	0	1207	2606	1031	0,000	2697	10:10:09	66,1924	-0,0508
CICLO Nº2	20	1207	2605	1031	2,128	2698	10:10:28	66,167	-0,0762
	30	1207	2604	1031	3,079	2699	10:10:58	66,1416	-0,1016
	40	1207	2603	1031	4,006	2700	10:11:23	66,1162	-0,127
	20	1207	2604	1031	1,577	2701	10:11:51	66,1416	-0,1016
	0	1207	2605	1031	0,000	s/lectura	10:12:21	66,167	-0,0762
CICLO Nº3	30	1207	2603	1029	3,079	2702	10:12:51	66,1162	-0,127
	40	1207	2601	1029	4,156	2703	10:13:24	66,0654	-0,1778
	50	1207	2597	1029	5,233	2704	10:13:55	65,9638	-0,2794
	60	1207	2594	1029	6,159	2705	10:15:08	65,8876	-0,3556
	40	1207	2596	1029	4,031	2706	10:15:46	65,9384	-0,3048
	20	1206	2598	1028	1,903	2707	10:16:29	65,9892	-0,254
	0	1205	2601	1026	0,050	2708	10:17:22	66,0654	-0,1778
CICLO Nº3	40	1204	2595	1026	4,181	2709	10:18:10	65,913	-0,3302
	50	1204	2593	1026	5,083	2710	10:18:33	65,8622	-0,381
	60	1204	2591	1026	5,959	2711	10:19:10	65,8114	-0,4318
	70	1204	2587	1026	7,111	2712	10:19:35	65,7098	-0,5334
	80	1205	2580	1026	8,037	2713	10:20:00	65,532	-0,7112
	90	1206	2565	1026	9,139	2714	10:20:29	65,151	-1,0922
	100	1206	2565	1026	9,990	2715	10:21:38	65,151	-1,0922
	75	1207	2547	1026	7,562	2716	10:22:34	64,6938	-1,5494
	50	1205	2551	1026	5,008	2717	10:23:03	64,7954	-1,4478
	25	1204	2555	1023	2,453	2718	10:23:42	64,897	-1,3462
	0	1201	2560	1018	0,000	s/lectura	10:25:54	65,024	-1,2192
CICLO Nº4	100	1202	2523	1013	10,041	2719	10:28:06	64,0842	-2,159
	120	1203	2486	1013	11,994	2720	10:31:03	63,1444	-3,0988
	140	1208	2421	1016	14,247	2721	10:32:15	61,4934	-4,7498
	160	1213	2319	1019	15,775	2722	10:33:42	58,9026	-7,3406
	180	1219	2248	1025	18,003	2724	10:37:06	57,0992	-9,144
	200	1225	2026	1033	19,005	2725	10:41:10	51,4604	-14,7828
	160	1222	2022	1026	15,574	2726	10:42:14	51,3588	-14,8844
	120	1216	2027	1025	11,868	2727	10:45:32	51,4858	-14,7574
	80	1210	2034	1020	7,687	2728	10:46:22	51,6636	-14,5796
	40	1205	2042	1017	3,931	2729	10:47:33	51,8668	-14,3764
	0	1200	2053	1009	0,050	2730	10:48:42	52,1462	-14,097
CICLO Nº5	200	1222	2043	1027	19,881	2731	10:52:26	51,8922	-14,351
	220	1227	1974	1027	22,035	2732	10:54:41	50,1396	-16,1036
	240	1230	1876	1031	23,938	2733	10:57:05	47,6504	-18,5928
	260	1235	1780	1035	26,066	2734	10:59:09	45,212	-21,0312
	280	1239	1675	1036	28,195	2735	11:00:45	42,545	-23,6982
	300	1250	1430	1046	30,273	2736	11:01:50	36,322	-29,9212
	300	1250	1402	1049	24,589	2737	11:04:32	35,6108	-30,6324
	250	1242	1499	1026	22,36	2738	11:05:15	38,0746	-28,1686
	200	1239	1402	1020	19,606	2739	11:05:43	35,6108	-30,6324
	150	1229	1407	1006	15,099	2740	11:06:39	35,7378	-30,5054
	100	1213	1415	990	10,091	2741	11:07:32	35,941	-30,3022
	50	1299	1426	970	4,957	2742	11:09:55	36,2204	-30,0228
	0	1288	1542	948	0,225	2743	11:11:39	39,1668	-27,0764

Tabla 4.3

Ensayo 2: Pilote Nº2. Colado en suelo cementado; es decir un suelo que previamente al llenado del pilote ha recibido una lechada de cemento que infiltró el mismo. Esta lechada se infiltra y percola en el suelo de acuerdo a la permeabilidad del mismo, y genera en las paredes de la perforación, una interfase suelo-cemento.

Fecha:	25/09/2007								
Referencias:									
LEM1	Lectura extensómetro mecánico Nº1 (Tracción/Izquierda)						1" (pulgada) =	25,4	mm
LEM2	Lectura extensómetro mecánico Nº2 (Compresión)						1/1000 "	0,0254	mm
LEM3	Lectura extensómetro mecánico Nº3 (Tracción/Derecha)								

	Escalón de Carga	Lecturas			Carga Aplicada	Registro	Tiempo	Lectura	Desplaz.
	P[KN]	LEM1	LEM2	LEM3	P[tf]	MEAS	[h:m:s]	LEM2 [mm]	[mm]
CICLO Nº1	0	1140	3265	1192	0	s/lectura	9:46:31	82,9310	0,0000
	10	1141	3263	1193	0,951	2744	9:55:56	82,8802	-0,0508
	20	1141	3259	1193	1,978	2745	9:56:35	82,7786	-0,1524
	0	1140	3263	1192	0,000	2746	9:57:20	82,8802	-0,0508
CICLO Nº2	20	1141	3259	1192	2,078	2747	9:58:13	82,7786	-0,1524
	30	1141	3257	1192	3,029	2748	9:58:42	82,7278	-0,2032
	40	1142	3255	1192	4,056	2749	9:59:14	82,6770	-0,2540
	20	1142	3258	1192	1,978	2750	9:59:52	82,7532	-0,1778
	0	1140	3262	1191	0,025	2751	10:00:33	82,8548	-0,0762
CICLO Nº3	30	1141	3256	1192	3,13	2752	10:01:25	82,7024	-0,2286
	40	1142	3255	1193	4,106	2753	10:01:58	82,6770	-0,2540
	50	1145	3254	1194	5,058	2754	10:02:30	82,6516	-0,2794
	60	1146	3252	1195	6,084	2755	10:03:10	82,6008	-0,3302
	40	1145	3256	1195	3,781	2756	10:03:48	82,7024	-0,2286
	20	1144	3259	1195	1,928	2757	10:04:31	82,7786	-0,1524
	0	1140	3262	1192	0,000	2758	10:05:05	82,8548	-0,0762
CICLO Nº3	40	1141	3251	1191	4,106	2759	10:06:08	82,5754	-0,3556
	50	1143	3250	1192	5,358	2760	10:06:34	82,5500	-0,3810
	60	1144	3249	1193	6,059	2761	10:06:55	82,5246	-0,4064
	70	1145	3248	1194	7,011	2762	10:07:20	82,4992	-0,4318
	80	1146	3245	1196	8,037	2763	10:07:47	82,4230	-0,5080
	90	1148	3243	1198	9,039	2764	10:08:13	82,3722	-0,5588
	100	1149	3242	1201	10,066	2765	10:09:05	82,3468	-0,5842
	70	1145	3245	1200	6,961	2766	10:10:01	82,4230	-0,5080
	50	1141	3247	1196	4,356	2767	10:10:34	82,4738	-0,4572
	25	1140	3250	1195	2,654	2768	10:11:21	82,5500	-0,3810
	0	1135	3258	1192	0,000	2769	10:12:08	82,7532	-0,1778
CICLO Nº4	100	1144	3235	1197	10,066	2770	10:13:57	82,1690	-0,7620
	120	1147	3230	1200	12,044	2771	10:14:29	82,0420	-0,8890
	140	1151	3224	1205	14,122	2772	10:15:10	81,8896	-1,0414
	160	1155	3219	1210	16,1	2773	10:15:45	81,7626	-1,1684
	180	1161	3212	1213	18,103	2774	10:16:13	81,5848	-1,3462
	200	1167	3207	1218	20,057	2775	10:16:54	81,4578	-1,4732
	160	1163	3212	1218	15,975	2776	10:17:40	81,5848	-1,3462
	120	1159	3221	1216	11,944	2777	10:18:31	81,8134	-1,1176
	80	1152	3229	1210	7,962	2778	10:19:17	82,0166	-0,9144
	40	1143	3238	1204	4,006	2779	10:20:22	82,2452	-0,6858
	0	1134	3250	1194	0,050	2780	10:21:31	82,5500	-0,3810
CICLO Nº5	200	1167	3204	1213	19,981	2781	10:23:01	81,3816	-1,5494
	220	1172	3198	1221	22,135	2782	10:23:37	81,2292	-1,7018
	240	1180	3191	1225	24,113	2783	10:24:22	81,0514	-1,8796
	260	1189	3182	1230	26,241	2784	10:25:02	80,8228	-2,1082
	280	1101	3172	1233	28,17	2785	10:25:34	80,5688	-2,3622
	300	1208	3161	1237	30,098	2786	10:26:09	80,2894	-2,6416
	250	1197	3172	1233	23,537	2787	10:26:38	80,5688	-2,3622
	200	1195	3175	1230	19,981	2788	10:27:11	80,6450	-2,2860
	150	1184	3185	1225	14,848	2789	10:28:24	80,8990	-2,0320
	100	1172	3197	1212	9,84	2790	10:29:13	81,2038	-1,7272
	50	1152	3212	1208	4,957	2791	10:30:00	81,5848	-1,3462
	0	1139	3235	1196	0,075	2792	10:30:45	82,1690	-0,7620

Tabla 4.4

Ensayo N°3: Pilote N°3. Colado en condiciones naturales del suelo con la adición de un cabezal.

Fecha:	16/10/2007								
Referencias:									
LEM1	Lectura extensómetro mecánico N°1 (Tracción/Izquierda)								
LEM2	Lectura extensómetro mecánico N°2 (Compresión)						1" (pulgada) =	25,4	mm
LEM3	Lectura extensómetro mecánico N°3 (Tracción/Derecha)						1/1000 "	0,0254	mm
	Escalón de Carga	Lecturas			Carga Aplicada	Registro	Tiempo	Lecturas	Desplaz.
	P[KN]	LEM1	LEM2	LEM3	P[tf]	MEAS	[h:m:s]	LEM2	[mm]
CICLO N°1	0	874	3153	1248	0,025	2796	9:13:52	80,0862	0
	10	875	3152	1247	0,951	2797	9:17:30	80,0608	-0,0254
	20	876	3151	1247	1,978	2798	9:18:19	80,0354	-0,0508
	0	874	3151	1247	0,000	2799	9:18:59	80,0354	-0,0508
CICLO N°2	20	876	3151	1248	2,028	2800	9:19:43	80,0354	-0,0508
	30	878	3150	1249	2,954	2801	9:20:17	80,01	-0,0762
	40	879	3149	1251	4,131	2802	9:20:48	79,9846	-0,1016
	20	876	3150	1250	2,053	2803	9:21:31	80,01	-0,0762
	0	872	3150	1249	0,000	2804	9:22:14	80,01	-0,0762
CICLO N°3	30	877	3149	1250	2,979	2805	9:22:59	79,9846	-0,1016
	40	879	3148	1251	4,256	2806	9:23:24	79,9592	-0,127
	50	881	3147	1252	5,108	2807	9:23:48	79,9338	-0,1524
	60	883	3146	1254	6,034	2808	9:24:18	79,9084	-0,1778
	40	880	3147	1252	4,006	2809	9:24:59	79,9338	-0,1524
	20	875	3148	1250	1,928	2810	9:25:37	79,9592	-0,127
	0	870	3150	1249	0,025	2811	9:26:08	80,01	-0,0762
CICLO N°3	40	879	3148	1252	4,156	2812	9:26:57	79,9592	-0,127
	50	881	3146	1253	5,083	2813	9:27:31	79,9084	-0,1778
	60	883	3146	1255	6,109	2814	9:28:12	79,9084	-0,1778
	70	885	3145	1256	7,161	2815	9:28:45	79,883	-0,2032
	80	888	3144	1258	8,163	2816	9:29:25	79,8576	-0,2286
	90	890	3143	1260	9,114	2817	9:29:57	79,8322	-0,254
	100	893	3141	1264	10,216	2818	9:30:23	79,7814	-0,3048
	75	889	3143	1263	7,386	2819	9:31:27	79,8322	-0,254
	50	884	3145	1259	5,108	2820	9:32:13	79,883	-0,2032
	25	878	3147	1255	2,353	2822	9:34:55	79,9338	-0,1524
	0	873	3149	1251	0,025	2823	9:35:27	79,9846	-0,1016
CICLO N°4	100	892	3141	1265	9,915	2824	9:36:23	79,7814	-0,3048
	120	898	3140	1272	11,994	2825	9:37:13	79,756	-0,3302
	140	904	3137	1278	14,022	2826	9:37:45	79,6798	-0,4064
	160	911	3133	1280	16,150	2827	9:38:37	79,5782	-0,508
	180	917	3130	1283	18,103	2828	9:39:10	79,502	-0,5842
	200	925	3125	1285	20,157	2829	9:39:41	79,375	-0,7112
	160	916	3128	1285	15,700	2830	9:40:31	79,4512	-0,635
	120	906	3133	1285	11,919	2831	9:41:20	79,5782	-0,508
	80	895	3137	1281	7,962	2832	9:42:10	79,6798	-0,4064
	40	883	3142	1269	3,931	2833	9:42:59	79,8068	-0,2794
	0	874	3145	1256	0,000	2834	9:43:35	79,883	-0,2032
CICLO N°5	200	924	3122	1280	20,232	2835	9:45:01	79,2988	-0,7874
	220	930	3118	1282	22,135	2836	9:45:40	79,1972	-0,889
	240	939	3112	1285	24,238	2837	9:46:29	79,0448	-1,0414
	260	947	3105	1287	26,216	2838	9:47:01	78,867	-1,2192
	280	956	3095	1289	28,069	2839	9:47:31	78,613	-1,4732
	300	969	3084	1292	30,348	2840	9:48:17	78,3336	-1,7526
	300	970	3080	1293	30,022	2841	9:48:47	78,232	-1,8542
	250	959	3085	1292	25,115	2842	9:49:23	78,359	-1,7272
	200	944	3090	1290	19,781	2843	9:49:54	78,486	-1,6002
	150	929	3095	1288	15,149	2844	9:50:40	78,613	-1,4732
	100	911	3101	1283	10,091	2845	9:51:17	78,7654	-1,3208
	50	891	3111	1275	4,882	2846	9:52:04	79,0194	-1,0668
	0	875	3121	1259	0,025	2847	9:52:47	79,2734	-0,8128

Tabla 4.5

El ensayo de cada uno de los pilotes se realizó en jornadas distintas de trabajo (las fechas de cada uno de los ensayos se encuentran especificadas en las tablas correspondientes), durante las cuales se montaba todo el dispositivo de carga y medición, y se desmontaba el mismo al concluir el ensayo, por razones de seguridad del instrumental del laboratorio.

Es importante resaltar, que previamente a la realización de los ensayos, y con el objetivo de poder incrementar la carga de aplicación hasta llegar a las 30 Ton, se decidió

soldar a las planchuelas de los extremos de los perfiles del banco de carga que se exhiben en la Figura 3.2, dos hierros lisos de 16mm desde un extremo al otro, como se observa en las fotos 4.83 – 4.86. Estas barras soldadas y uniendo los extremos de cada uno de los perfiles longitudinales del banco de aplicación de cargas, fueron colocadas para disminuir la flexión de los perfiles y a su vez, evitar que por la deformación del perfil, y consecuentemente de la planchuela en ambos apoyos, pueda salirse de lugar alguno de los dos perfiles, con el riesgo que este hecho implica.

Hierros de 16mm soldados sobre planchuelas.

Foto Nº4.83

Disposición final del banco de cargas y su correspondiente sistema de instrumentos de medición deformaciones.

Foto Nº4.84

Foto Nº4.85

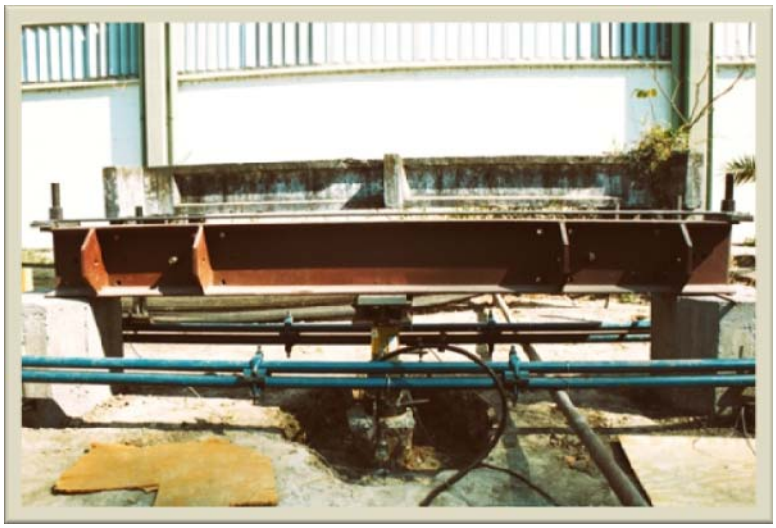


Foto Nº4.86

Para el ensayo de cada uno de los pilotes, se dispuso de seis dispositivos de medición de desplazamientos, a saber:

a) tres potenciómetros (uno ubicado en el pilote central a ensayar a compresión, y los otros dos en los pilotes de tracción que absorben la carga reactiva del banco).

b) tres flexímetros (uno para el pilote central a ensayar y los otros dos en los pilotes de tracción).

Es decir, que para cada pilote que participa del ensayo (uno de compresión y dos de tracción) se dispuso de dos instrumentos para medir el desplazamiento de manera independiente. Ver Fotos 4.54, 4.55, 4.56, 4.57, 4.58, 4.59.

Al ir aplicando la carga, los flexímetros requieren de mediciones individuales para cada escalón de carga, mientras que los potenciómetros fueron conectados a una U.C.D. (Unidad Central de Datos) y la evolución del desplazamiento durante cada ensayo fue registrada a intervalos regulares por un computador.

Las lecturas en los flexímetros se realizan cada vez que el operador de la U.C.D. advierte que se alcanzó un escalón de carga previsto, tanto para carga como descarga.

Finalmente, los resultados de los ensayos son procesados para poder graficar:

a) Desplazamiento en función de la carga aplicada
b) Desplazamiento en función del tiempo

Estos gráficos se observan en las figuras 4.3, 4.4, 4.5, para cada pilote respectivamente.

Ensayo Nº1: Pilote Nº1. Colado en condiciones naturales de suelo; sin tratamiento del terreno que rodea la perforación									
Fecha:	21/08/2007								
Referencias:									
LEM1	Lectura extensómetro mecánico Nº1 (Tracción/Izquierda)								
LEM2	Lectura extensómetro mecánico Nº2 (Compresión)						1" (pulgada) =	25,4	mm
LEM3	Lectura extensómetro mecánico Nº3 (Tracción/Derecha)						1/1000 "	0,0254	mm
	Escalón de Carga	Lecturas			Carga Aplicada	Registro	Tiempo	Lecturas	Desplaz.
	P[KN]	LEM1	LEM2	LEM3	P[tf]	MEAS	[h:m:s]	LEM2	[mm]
CICLO Nº1	0	1209	2608	1031	0,025	2694	10:06:34	66,2432	0
	10	1208	2607	1031	1,001	2695	10:09:05	66,2178	-0,0254
	20	1207	2606	1031	2,028	2696	10:09:41	66,1924	-0,0508
	0	1207	2606	1031	0,000	2697	10:10:09	66,1924	-0,0508
CICLO Nº2	20	1207	2605	1031	2,128	2698	10:10:28	66,167	-0,0762
	30	1207	2604	1031	3,079	2699	10:10:58	66,1416	-0,1016
	40	1207	2603	1031	4,006	2700	10:11:23	66,1162	-0,127
	20	1207	2604	1031	1,577	2701	10:11:51	66,1416	-0,1016
	0	1207	2605	1031	0,000	s/lectura	10:12:21	66,167	-0,0762
CICLO Nº3	30	1207	2603	1029	3,079	2702	10:12:51	66,1162	-0,127
	40	1207	2601	1029	4,156	2703	10:13:24	66,0654	-0,1778
	50	1207	2597	1029	5,233	2704	10:13:55	65,9638	-0,2794
	60	1207	2594	1029	6,159	2705	10:15:08	65,8876	-0,3556
	40	1207	2596	1029	4,031	2706	10:15:46	65,9384	-0,3048
	20	1206	2598	1028	1,903	2707	10:16:29	65,9892	-0,254
	0	1205	2601	1026	0,050	2708	10:17:22	66,0654	-0,1778
CICLO Nº3	40	1204	2595	1026	4,181	2709	10:18:10	65,913	-0,3302
	50	1204	2593	1026	5,083	2710	10:18:33	65,8622	-0,381
	60	1204	2591	1026	5,959	2711	10:19:10	65,8114	-0,4318
	70	1204	2587	1026	7,111	2712	10:19:35	65,7098	-0,5334
	80	1205	2580	1026	8,037	2713	10:20:00	65,532	-0,7112
	90	1206	2565	1026	9,139	2714	10:20:29	65,151	-1,0922
	100	1206	2565	1026	9,990	2715	10:21:38	65,151	-1,0922
	75	1207	2547	1026	7,562	2716	10:22:34	64,6938	-1,5494
	50	1205	2551	1026	5,008	2717	10:23:03	64,7954	-1,4478
	25	1204	2555	1023	2,453	2718	10:23:42	64,897	-1,3462
	0	1201	2560	1018	0,000	s/lectura	10:25:54	65,024	-1,2192
CICLO Nº4	100	1202	2523	1013	10,041	2719	10:28:06	64,0842	-2,159
	120	1203	2486	1013	11,994	2720	10:31:03	63,1444	-3,0988
	140	1208	2421	1016	14,247	2721	10:32:15	61,4934	-4,7498
	160	1213	2319	1019	15,775	2722	10:33:42	58,9026	-7,3406
	180	1219	2248	1025	18,003	2724	10:37:06	57,0992	-9,144
	200	1225	2026	1033	19,005	2725	10:41:10	51,4604	-14,7828
	160	1222	2022	1026	15,574	2726	10:42:14	51,3588	-14,8844
	120	1216	2027	1025	11,868	2727	10:45:32	51,4858	-14,7574
	80	1210	2034	1020	7,687	2728	10:46:22	51,6636	-14,5796
	40	1205	2042	1017	3,931	2729	10:47:33	51,8668	-14,3764
	0	1200	2053	1009	0,050	2730	10:48:42	52,1462	-14,097
CICLO Nº5	200	1222	2043	1027	19,881	2731	10:52:26	51,8922	-14,351
	220	1227	1974	1027	22,035	2732	10:54:41	50,1396	-16,1036
	240	1230	1876	1031	23,938	2733	10:57:05	47,6504	-18,5928
	260	1235	1780	1035	26,066	2734	10:59:09	45,212	-21,0312
	280	1239	1675	1036	28,195	2735	11:00:45	42,545	-23,6982
	300	1250	1430	1046	30,273	2736	11:01:50	36,322	-29,9212
	300	1250	1402	1049	24,589	2737	11:04:32	35,6108	-30,6324
	250	1242	1499	1026	22,36	2738	11:05:15	38,0746	-28,1686
	200	1239	1402	1020	19,606	2739	11:05:43	35,6108	-30,6324
	150	1229	1407	1006	15,099	2740	11:06:39	35,7378	-30,5054
	100	1213	1415	990	10,091	2741	11:07:32	35,941	-30,3022
	50	1299	1426	970	4,957	2742	11:09:55	36,2204	-30,0228
	0	1288	1542	948	0,225	2743	11:11:39	39,1668	-27,0764

Tabla 4.3

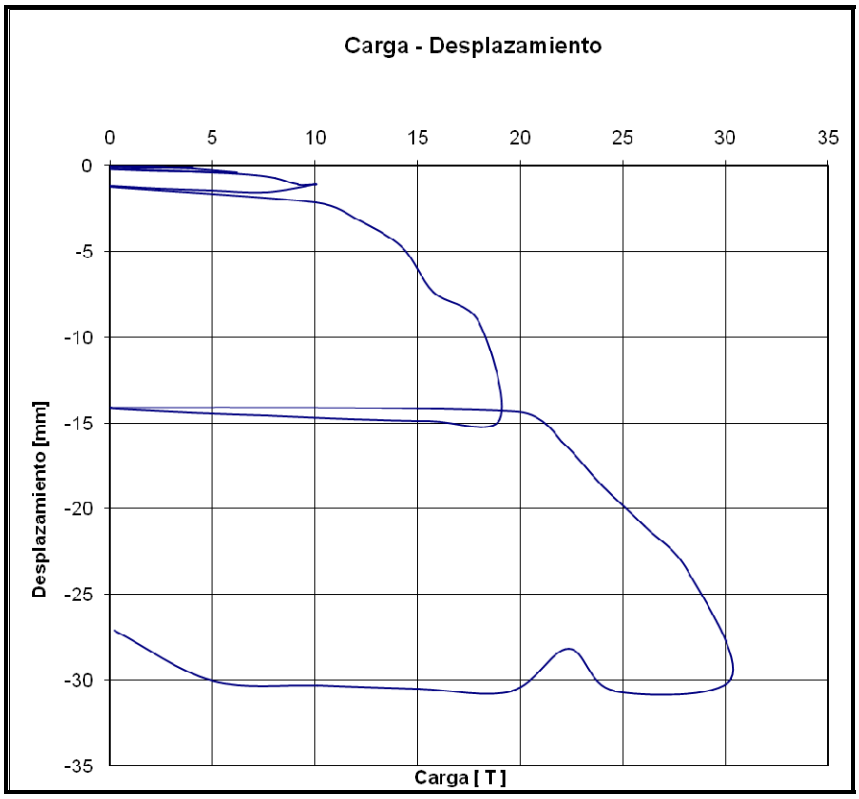


Figura 4.3 (a)

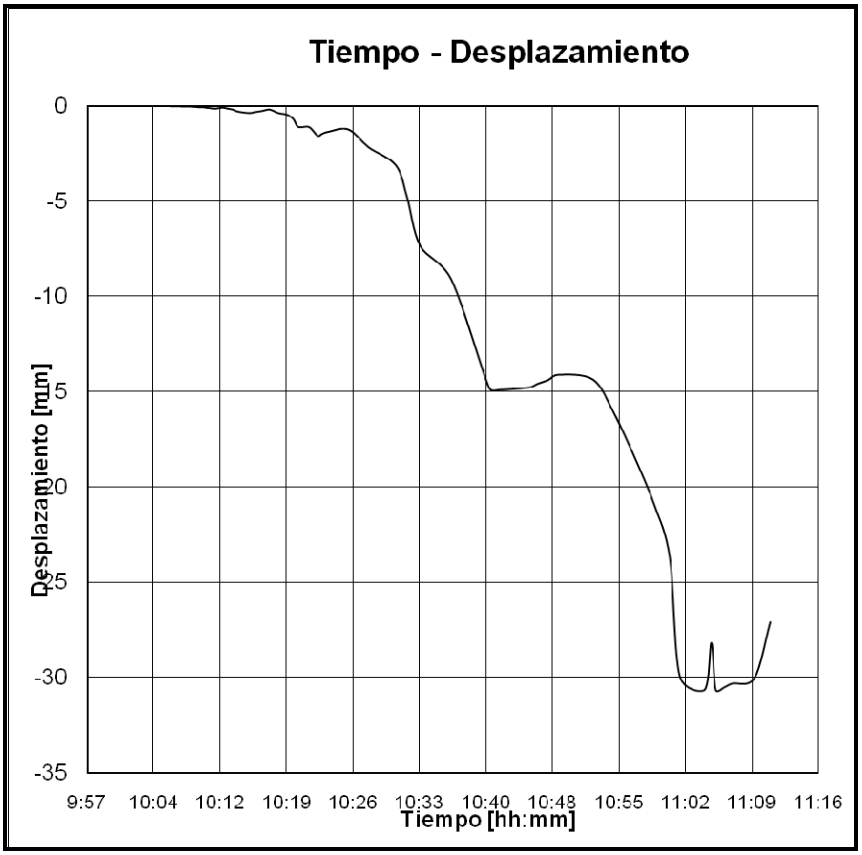


Figura 4.3 (b)

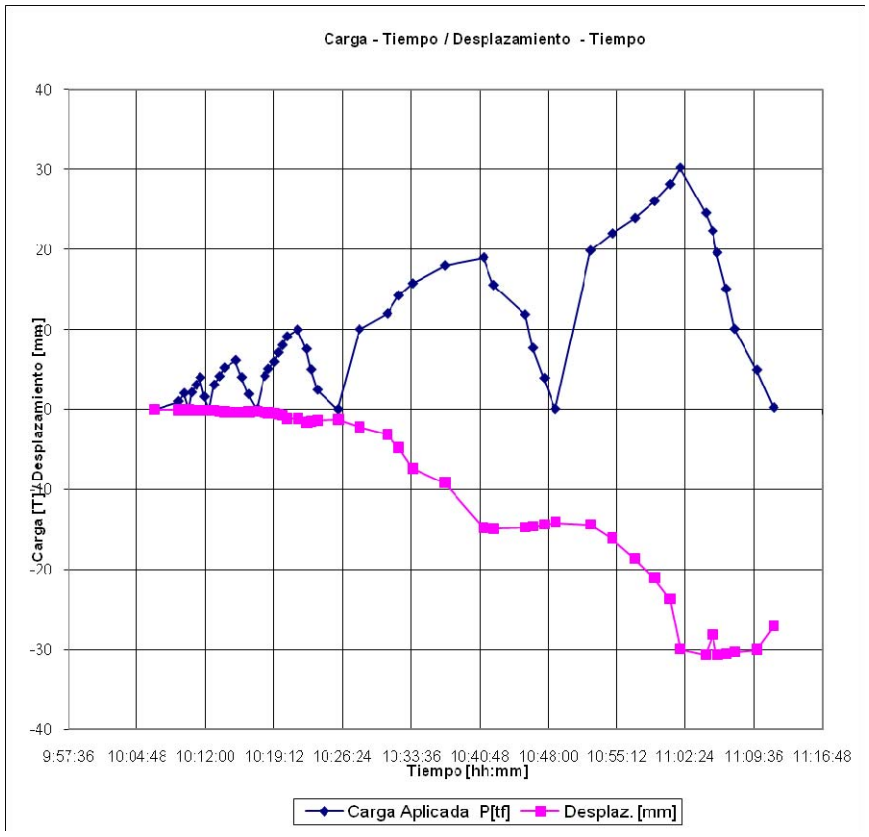


Figura 4.3 (c)

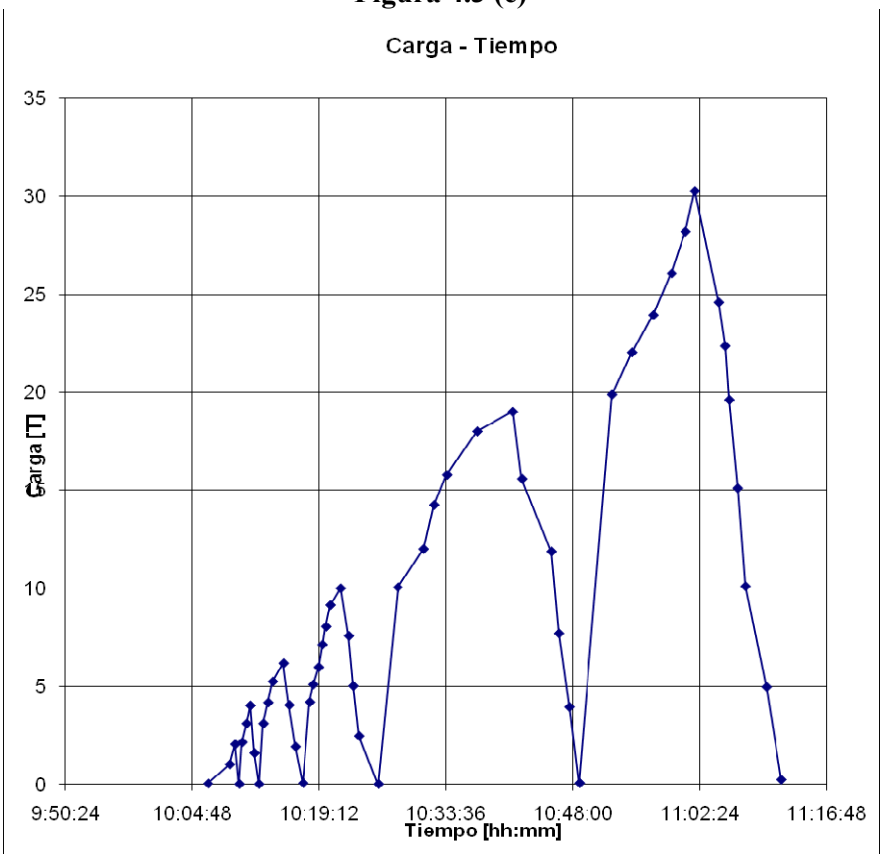


Figura 4.3 (d)

Ensayo 2: Pilote Nº2. Colado en suelo cementado; es decir un suelo que previamente al llenado del pilote ha recibido una lechada de cemento que infiltró el mismo. Esta lechada se infiltra y percola en el suelo de acuerdo a la permeabilidad del mismo, y genera en las paredes de la perforación, una interfase suelo-cemento.

Fecha:	25/09/2007								
Referencias:									
LEM1	Lectura extensómetro mecánico Nº1 (Tracción/Izquierda)						1" (pulgada) =	25,4	mm
LEM2	Lectura extensómetro mecánico Nº2 (Compresión)						1/1000 "	0,0254	mm
LEM3	Lectura extensómetro mecánico Nº3 (Tracción/Derecha)								
	Escalón de Carga	Lecturas			Carga Aplicada	Registro	Tiempo	Lectura	Desplaz.
	P[KN]	LEM1	LEM2	LEM3	P[tf]	MEAS	[h:m:s]	LEM2 [mm]	[mm]
CICLO Nº1	0	1140	3265	1192	0	s/lectura	9:46:31	82,9310	0,0000
	10	1141	3263	1193	0,951	2744	9:55:56	82,8802	-0,0508
	20	1141	3259	1193	1,978	2745	9:56:35	82,7786	-0,1524
	0	1140	3263	1192	0,000	2746	9:57:20	82,8802	-0,0508
CICLO Nº2	20	1141	3259	1192	2,078	2747	9:58:13	82,7786	-0,1524
	30	1141	3257	1192	3,029	2748	9:58:42	82,7278	-0,2032
	40	1142	3255	1192	4,056	2749	9:59:14	82,6770	-0,2540
	20	1142	3258	1192	1,978	2750	9:59:52	82,7532	-0,1778
	0	1140	3262	1191	0,025	2751	10:00:33	82,8548	-0,0762
CICLO Nº3	30	1141	3256	1192	3,13	2752	10:01:25	82,7024	-0,2286
	40	1142	3255	1193	4,106	2753	10:01:58	82,6770	-0,2540
	50	1145	3254	1194	5,058	2754	10:02:30	82,6516	-0,2794
	60	1146	3252	1195	6,084	2755	10:03:10	82,6008	-0,3302
	40	1145	3256	1195	3,781	2756	10:03:48	82,7024	-0,2286
	20	1144	3259	1195	1,928	2757	10:04:31	82,7786	-0,1524
	0	1140	3262	1192	0,000	2758	10:05:05	82,8548	-0,0762
CICLO Nº3	40	1141	3251	1191	4,106	2759	10:06:08	82,5754	-0,3556
	50	1143	3250	1192	5,358	2760	10:06:34	82,5500	-0,3810
	60	1144	3249	1193	6,059	2761	10:06:55	82,5246	-0,4064
	70	1145	3248	1194	7,011	2762	10:07:20	82,4992	-0,4318
	80	1146	3245	1196	8,037	2763	10:07:47	82,4230	-0,5080
	90	1148	3243	1198	9,039	2764	10:08:13	82,3722	-0,5588
	100	1149	3242	1201	10,066	2765	10:09:05	82,3468	-0,5842
	70	1145	3245	1200	6,961	2766	10:10:01	82,4230	-0,5080
	50	1141	3247	1196	4,356	2767	10:10:34	82,4738	-0,4572
	25	1140	3250	1195	2,654	2768	10:11:21	82,5500	-0,3810
	0	1135	3258	1192	0,000	2769	10:12:08	82,7532	-0,1778
CICLO Nº4	100	1144	3235	1197	10,066	2770	10:13:57	82,1690	-0,7620
	120	1147	3230	1200	12,044	2771	10:14:29	82,0420	-0,8890
	140	1151	3224	1205	14,122	2772	10:15:10	81,8896	-1,0414
	160	1155	3219	1210	16,1	2773	10:15:45	81,7626	-1,1684
	180	1161	3212	1213	18,103	2774	10:16:13	81,5848	-1,3462
	200	1167	3207	1218	20,057	2775	10:16:54	81,4578	-1,4732
	160	1163	3212	1218	15,975	2776	10:17:40	81,5848	-1,3462
	120	1159	3221	1216	11,944	2777	10:18:31	81,8134	-1,1176
	80	1152	3229	1210	7,962	2778	10:19:17	82,0166	-0,9144
	40	1143	3238	1204	4,006	2779	10:20:22	82,2452	-0,6858
	0	1134	3250	1194	0,050	2780	10:21:31	82,5500	-0,3810
CICLO Nº5	200	1167	3204	1213	19,981	2781	10:23:01	81,3816	-1,5494
	220	1172	3198	1221	22,135	2782	10:23:37	81,2292	-1,7018
	240	1180	3191	1225	24,113	2783	10:24:22	81,0514	-1,8796
	260	1189	3182	1230	26,241	2784	10:25:02	80,8228	-2,1082
	280	1101	3172	1233	28,17	2785	10:25:34	80,5688	-2,3622
	300	1208	3161	1237	30,098	2786	10:26:09	80,2894	-2,6416
	250	1197	3172	1233	23,537	2787	10:26:38	80,5688	-2,3622
	200	1195	3175	1230	19,981	2788	10:27:11	80,6450	-2,2860
	150	1184	3185	1225	14,848	2789	10:28:24	80,8990	-2,0320
	100	1172	3197	1212	9,84	2790	10:29:13	81,2038	-1,7272
	50	1152	3212	1208	4,957	2791	10:30:00	81,5848	-1,3462
	0	1139	3235	1196	0,075	2792	10:30:45	82,1690	-0,7620

Tabla 4.4

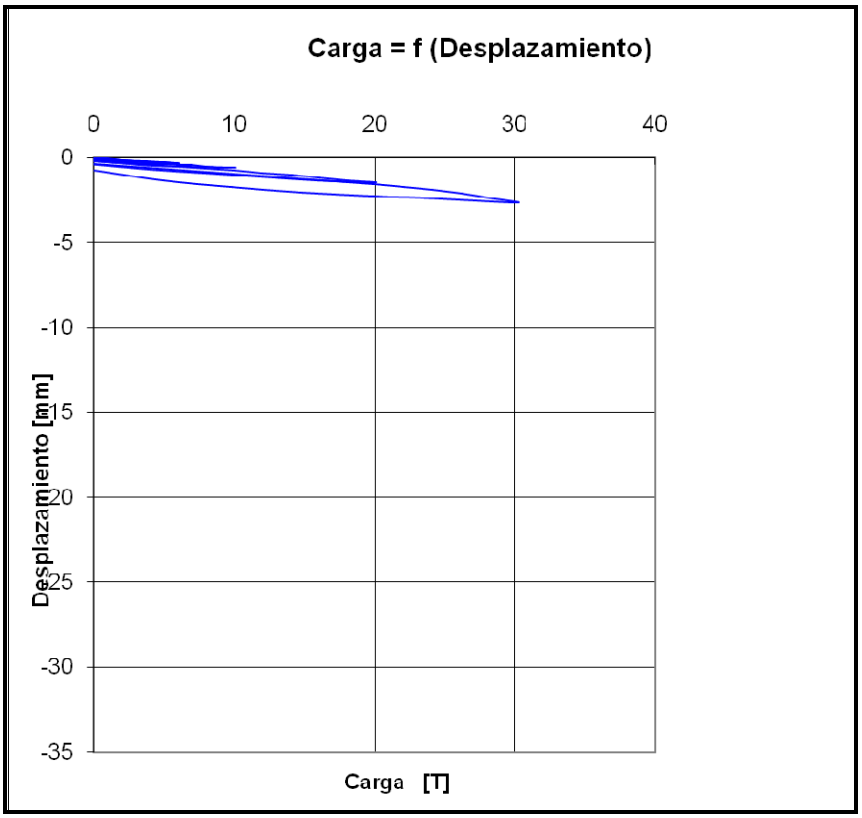


Figura 4.4 (a)

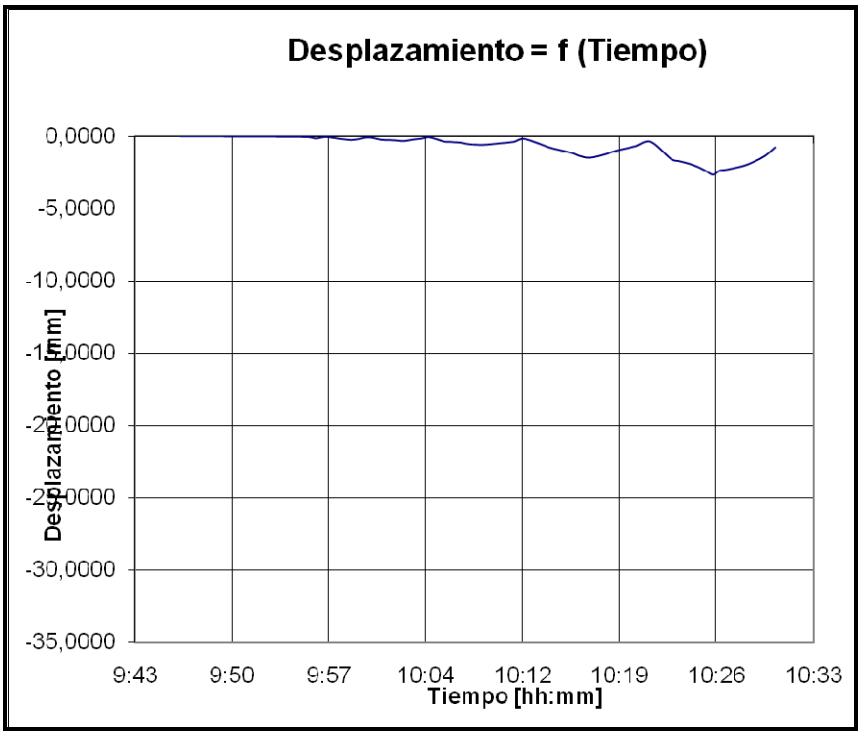


Figura 4.4 (b)

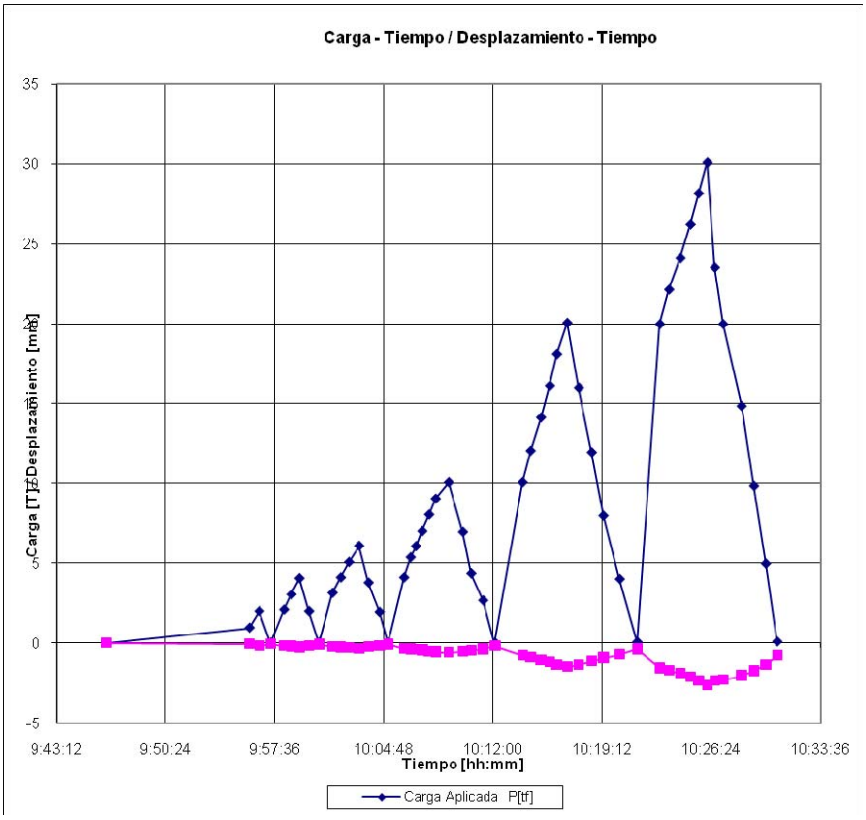


Figura 4.4 (c)

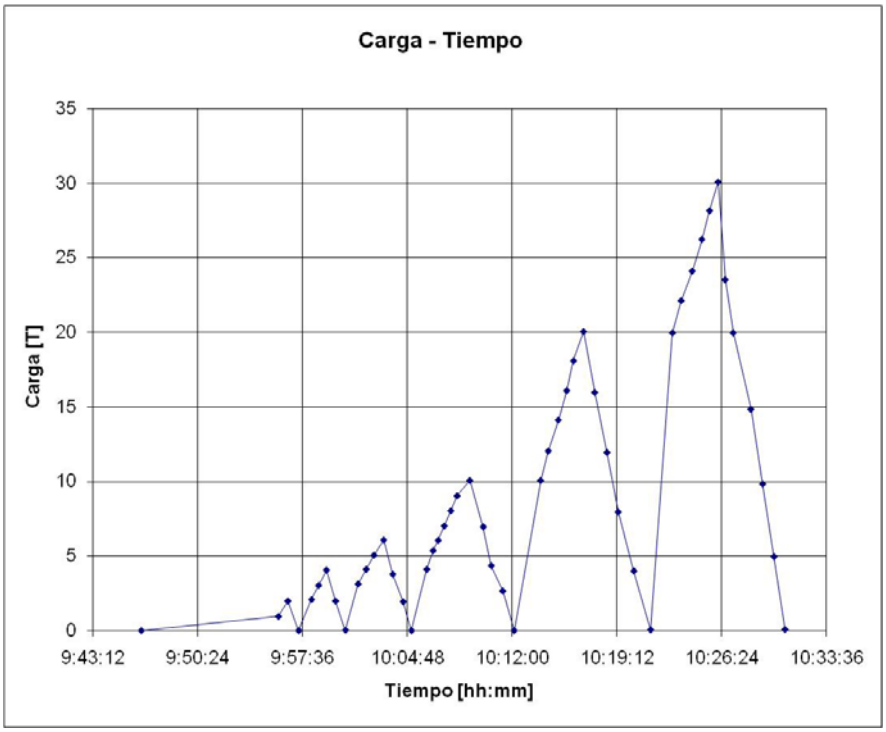


Figura 4.4 (d)

Ensayo N°3: Pilote N°3. Colado en condiciones naturales del suelo con la adición de un cabezal.

Fecha:	16/10/2007								
Referencias:									
LEM1	Lectura extensómetro mecánico N°1 (Tracción/Izquierda)								
LEM2	Lectura extensómetro mecánico N°2 (Compresión)						1" (pulgada) =	25,4	mm
LEM3	Lectura extensómetro mecánico N°3 (Tracción/Derecha)						1/1000 "	0,0254	mm
	Escalón de Carga	Lecturas			Carga Aplicada	Registro	Tiempo	Lecturas	Desplaz.
	P[KN]	LEM1	LEM2	LEM3	P[tf]	MEAS	[h:m:s]	LEM2	[mm]
CICLO N°1	0	874	3153	1248	0,025	2796	9:13:52	80,0862	0
	10	875	3152	1247	0,951	2797	9:17:30	80,0608	-0,0254
	20	876	3151	1247	1,978	2798	9:18:19	80,0354	-0,0508
	0	874	3151	1247	0,000	2799	9:18:59	80,0354	-0,0508
CICLO N°2	20	876	3151	1248	2,028	2800	9:19:43	80,0354	-0,0508
	30	878	3150	1249	2,954	2801	9:20:17	80,01	-0,0762
	40	879	3149	1251	4,131	2802	9:20:48	79,9846	-0,1016
	20	876	3150	1250	2,053	2803	9:21:31	80,01	-0,0762
	0	872	3150	1249	0,000	2804	9:22:14	80,01	-0,0762
CICLO N°3	30	877	3149	1250	2,979	2805	9:22:59	79,9846	-0,1016
	40	879	3148	1251	4,256	2806	9:23:24	79,9592	-0,127
	50	881	3147	1252	5,108	2807	9:23:48	79,9338	-0,1524
	60	883	3146	1254	6,034	2808	9:24:18	79,9084	-0,1778
	40	880	3147	1252	4,006	2809	9:24:59	79,9338	-0,1524
	20	875	3148	1250	1,928	2810	9:25:37	79,9592	-0,127
	0	870	3150	1249	0,025	2811	9:26:08	80,01	-0,0762
CICLO N°3	40	879	3148	1252	4,156	2812	9:26:57	79,9592	-0,127
	50	881	3146	1253	5,083	2813	9:27:31	79,9084	-0,1778
	60	883	3146	1255	6,109	2814	9:28:12	79,9084	-0,1778
	70	885	3145	1256	7,161	2815	9:28:45	79,883	-0,2032
	80	888	3144	1258	8,163	2816	9:29:25	79,8576	-0,2286
	90	890	3143	1260	9,114	2817	9:29:57	79,8322	-0,254
	100	893	3141	1264	10,216	2818	9:30:23	79,7814	-0,3048
	75	889	3143	1263	7,386	2819	9:31:27	79,8322	-0,254
	50	884	3145	1259	5,108	2820	9:32:13	79,883	-0,2032
	25	878	3147	1255	2,353	2822	9:34:55	79,9338	-0,1524
	0	873	3149	1251	0,025	2823	9:35:27	79,9846	-0,1016
CICLO N°4	100	892	3141	1265	9,915	2824	9:36:23	79,7814	-0,3048
	120	898	3140	1272	11,994	2825	9:37:13	79,756	-0,3302
	140	904	3137	1278	14,022	2826	9:37:45	79,6798	-0,4064
	160	911	3133	1280	16,150	2827	9:38:37	79,5782	-0,508
	180	917	3130	1283	18,103	2828	9:39:10	79,502	-0,5842
	200	925	3125	1285	20,157	2829	9:39:41	79,375	-0,7112
	160	916	3128	1285	15,700	2830	9:40:31	79,4512	-0,635
	120	906	3133	1285	11,919	2831	9:41:20	79,5782	-0,508
	80	895	3137	1281	7,962	2832	9:42:10	79,6798	-0,4064
	40	883	3142	1269	3,931	2833	9:42:59	79,8068	-0,2794
	0	874	3145	1256	0,000	2834	9:43:35	79,883	-0,2032
CICLO N°5	200	924	3122	1280	20,232	2835	9:45:01	79,2988	-0,7874
	220	930	3118	1282	22,135	2836	9:45:40	79,1972	-0,889
	240	939	3112	1285	24,238	2837	9:46:29	79,0448	-1,0414
	260	947	3105	1287	26,216	2838	9:47:01	78,867	-1,2192
	280	956	3095	1289	28,069	2839	9:47:31	78,613	-1,4732
	300	969	3084	1292	30,348	2840	9:48:17	78,3336	-1,7526
	300	970	3080	1293	30,022	2841	9:48:47	78,232	-1,8542
	250	959	3085	1292	25,115	2842	9:49:23	78,359	-1,7272
	200	944	3090	1290	19,781	2843	9:49:54	78,486	-1,6002
	150	929	3095	1288	15,149	2844	9:50:40	78,613	-1,4732
	100	911	3101	1283	10,091	2845	9:51:17	78,7654	-1,3208
	50	891	3111	1275	4,882	2846	9:52:04	79,0194	-1,0668
	0	875	3121	1259	0,025	2847	9:52:47	79,2734	-0,8128

Tabla 4.5

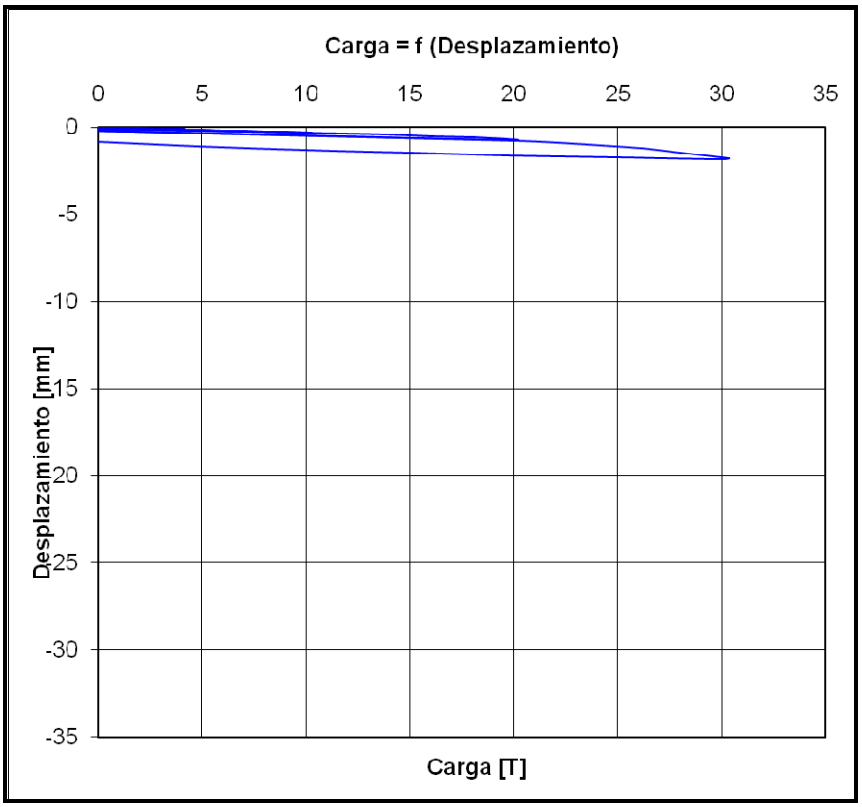


Figura 4.5 (a)

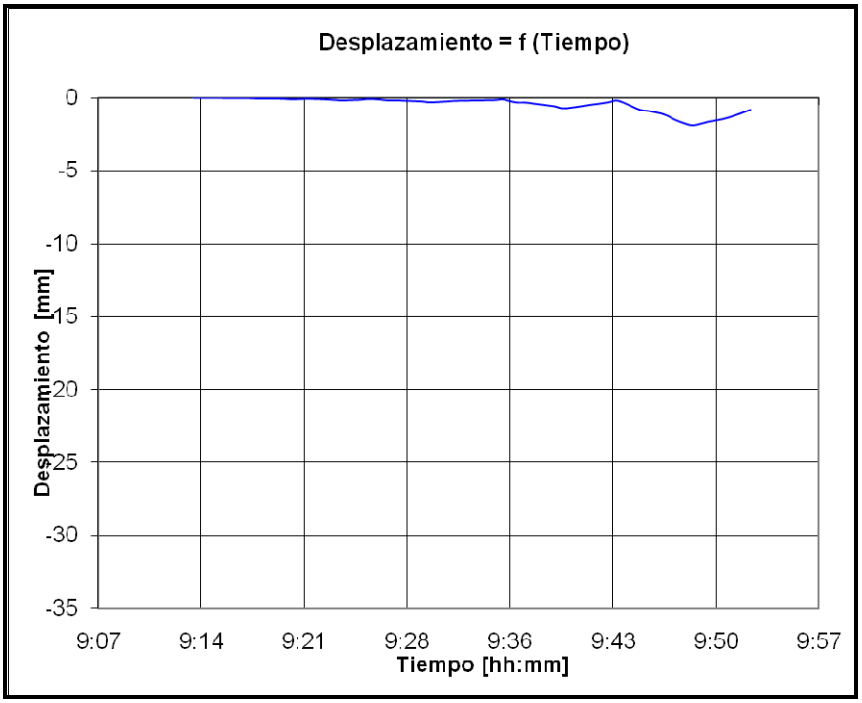


Figura 4.5 (b)

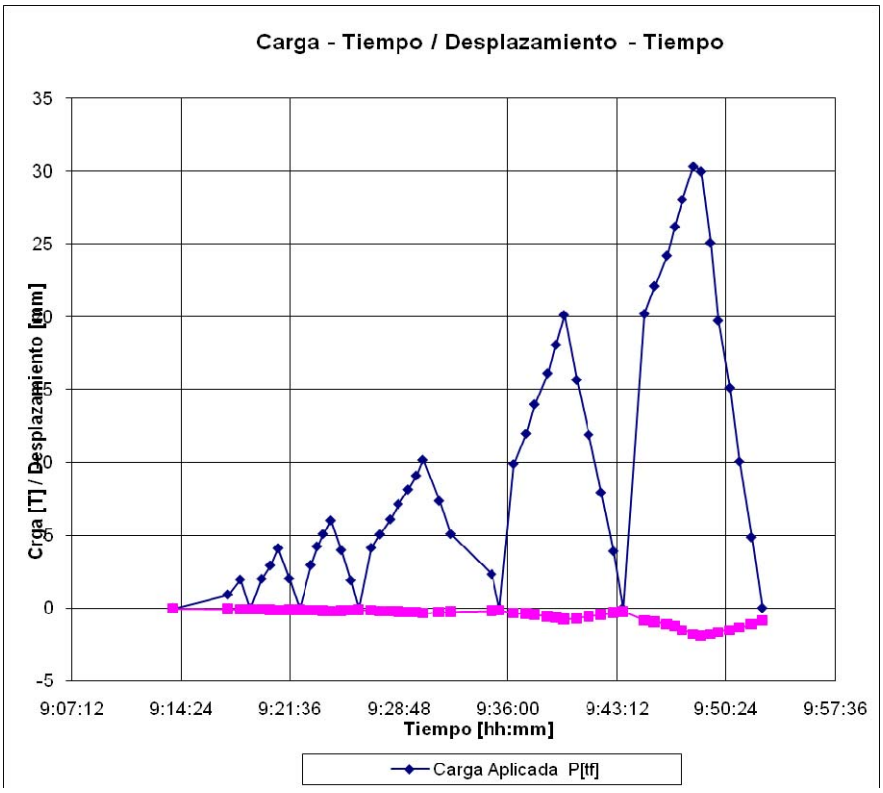


Figura 4.5 (c)

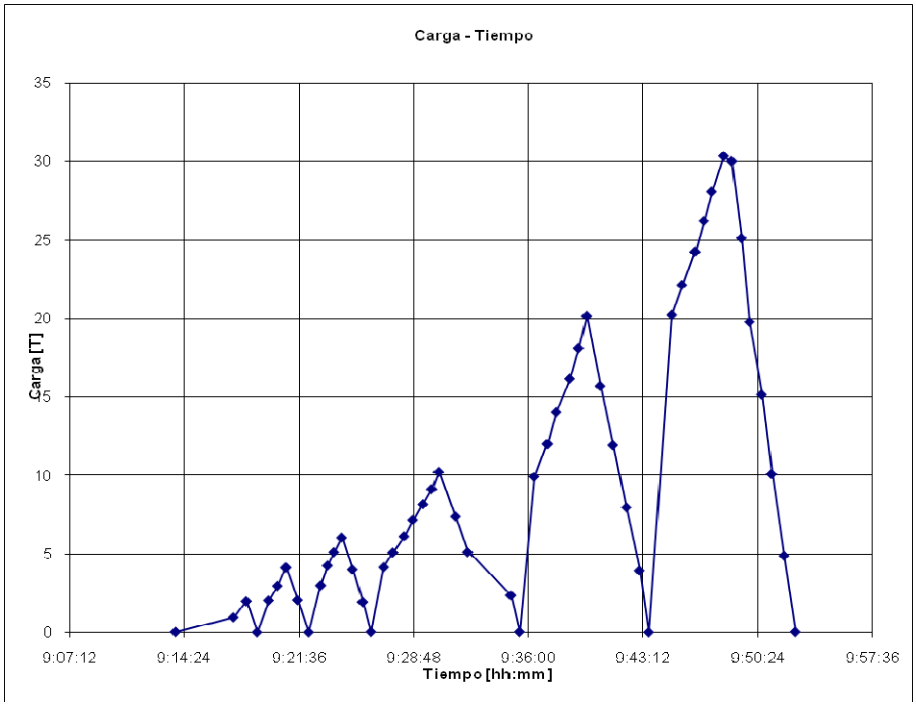


Figura 4.5 (d)

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES

5. Conclusiones

En los problemas de ingeniería estructural, se hace día a día más evidente la necesidad de modelar más ajustadamente al fenómeno físico real.

Los modelos virtuales desarrollados a partir de imaginar el fenómeno y tratar de representarlo con el auxilio de herramientas abstractas como la física y la matemática, sobre todo de esta última, conducen, en algunos casos, a pronósticos de comportamiento bastante poco ajustados a los resultados de modelos experimentales, o inclusive respecto a la misma estructura así construida.

Es sobre todo ante ciertas solicitaciones, o combinación de ellas, en las que se producen mayores diferencias entre las predicciones de comportamiento por modelación numérica y la respuesta real. Por ejemplo, para el caso de una viga de hormigón armado, solicitaciones como la flexión pura, han sido convenientemente modeladas y estudiadas, y los resultados fueron volcados en las recomendaciones de códigos de práctica, ratificando el éxito de las predicciones, exhibiendo diferencias entre modelos teóricos y experimentales que no superan el 10 o 15%.

Sin embargo, para casos como los estudios de corte, torsión, o en general en aquellos casos en que los campos tensiónales desarrollados son variables, los resultados frente a estas predicciones son francamente diferentes, con discrepancias que pueden llegar a tener órdenes de magnitud distintos inclusive.

Peor es aún esta situación cuando se trata de modelar interacciones suelo – estructura, como es el caso de la presente tesis de Magíster. En este caso se pretende modelar y predecir el comportamiento de pilotes excavados en el lugar con diferentes tipos de mejoramientos en la interfase suelo – hormigón (como es el caso de los pilotes suelo cementados), o cuando se combinan estructuras de fundación de tipo profundo y superficial, como es el caso de los nuevos desarrollos en Piled Raft Foundations (PRF), o como se las conoce en habla hispana, Losas de Fundación Combinadas con Pilotes (LFCP).

No tan solo se introducen problemas de modelación cuando se trabaja con un material tan variable como el suelo, sino peor aún, cuando la interacción incluye fenómenos complicados para entender como los relativos al mejoramiento de la interfase suelo hormigón, o los de dos estructuras tan diferentes en comportamiento como un pilote y una platea que unifican su descenso frente a cargas superiores aplicadas.

Los trabajos de investigación que actualmente se llevan a cabo en distintos centros de estudio del mundo, tales como: 1) Katzenbach, R. 1999; 2) Butterfield, R., Banerjee, P. K., 1971; 3) El Mossallamy, Y., 1996; 4) Reglas para el diseño, dimensionado y construcción de LFCP, Stuttgart, 2000; 5) Katzenbach, R., 1997., muestran como resulta totalmente ineficaz el hecho de modelar teóricamente a partir de fórmulas desarrolladas por distintos investigadores teniendo en cuenta tradicionalmente una adición entre la colaboración del efecto de punta de estos micropilotes, con su capacidad para transferir cargas por cohesión-fricción con el suelo circundante.

Estos mismos trabajos, hacen hincapié en el hecho de que una modelación basada solamente en fórmulas que contemplan las características del comportamiento mecánico del suelo y las del pilote, estudiadas ambas individualmente, son totalmente ineficientes (por defecto) en la estimación de las cargas últimas.

La modelación mediante el uso del Método de los Elementos Finitos, presenta cierta correlación con la realidad, si dentro del modelo se incorporan parámetros de suelo calibrados mediante comparación con ensayos experimentales. En este último caso, se hace imprescindible, y así lo remarcan distintos investigadores, de disponer de ensayos experimentales de carga de micropilotes elaborados en el tipo de suelo a modelar, ya que éstos ensayos deben ser utilizados como input o datos de entrada para esta modelación

computacional, sobre todo teniendo en cuenta que estas predicciones hacen uso de una platea combinada con pilotes trabajando en estado último, lo que hace al sistema de alta eficiencia en términos mecánicos y económicos.

Justamente de esta tesis de magíster, realizada en terrenos anexos al Instituto de Estructuras de la UNT, se extraen datos confiables de los resultados obtenidos de estos ensayos llevados a cabo mediante un banco de carga de pilotes, lo que resulta ser un aporte invalorable para una modelación teórica posterior.

La homogeneidad que presentan los suelos de la ciudad de Tucumán en casi todo su casco céntrico, que incluye al tipo de suelo ensayado en las localizaciones universitarias, confiere gran valor a los resultados obtenidos.

En relación a los ensayos realizados cabe inferir lo siguiente:

5.1 Contraste entre Modelo Numérico Virtual y Fenómeno Físico Real

En primer lugar, surge como conclusión, la notable diferencia entre el valor obtenido para la resistencia última del pilote en condiciones normales (pilote Nº1) mediante el empleo de las expresiones matemáticas creadas por Brinch Hansen y Meyerhof, incluidas en el capítulo 4, con el valor del ensayo de carga.

En el primer ensayo se observa que hasta el tercer ciclo de carga (P_{max}=60KN=6Ton), el pilote tiene un comportamiento elástico, recuperando la totalidad de la deformación al retirar la carga.

Posteriormente, en los sucesivos ciclos, se observa a partir de las 6Ton, que entra en régimen plástico, y que al retirar la carga, es mínima la recuperación de deformación, quedando en estos ciclos una deformación plástica prácticamente igual a la generada por la carga máxima aplicada en el ciclo correspondiente.

En el ensayo, según se corresponde con los conceptos vertidos en el Capítulo 2 "Estado Actual del Conocimiento" no se llegó a una carga última, concebida como la carga a la cual el pilote continúa deformándose, sin incrementos posteriores de carga. No obstante, es importante remarcar, que se cargó al pilote con 30 Ton de carga, y la deformación máxima estuvo en el orden de los 30 mm. Es decir, que se aplicó una carga cinco veces mayor a la prevista por las ecuaciones creadas por Brinch Hansen y Meyerhof (Qu=5.57Ton).

En relación a este resultado experimental, es necesario percibir, la necesidad de que las expresiones matemáticas se acerquen más al comportamiento real del micropilote. Si bien, existe un rango de variación de la resistencia en base a las variaciones que pueden experimentar los parámetros relacionados con un suelo determinado, particularmente en lo que se refiere a la presión del agua de poro, la brecha existente es muy grande.

5.2 Efecto de la Cementación

En principio, la técnica utilizada de mejoramiento de la interfase suelo-pilote exhibe un comportamiento estructural superador. Durante la cementación de la interfase suelo-pilote, el cemento es hidratado y reacciona con las partículas de suelo, formando eventualmente un conglomerado rocoso sólido con muy buenas características mecánicas. Este comportamiento no convencional observado durante los ensayos, sugiere la necesidad de profundizar la investigación de la técnica de mejoramiento en dos aspectos: a) químico, b)físico-mecánico.

El micropilote en suelo cementado en los seis ciclos de cargas aplicados presenta un comportamiento en régimen elástico, recuperando prácticamente toda su deformación al retirar la carga. (Ver Figura 5.1)

La deformación máxima al aplicar una carga P_{max}=30Ton, no superó los 3mm, es decir alrededor del 10% de la deformación del micropilote en condiciones de suelo sin cementar.

Si bien, el cementar el hueco de la perforación previamente al colado del hormigón, involucra un tiempo y un trabajo adicional, respecto del tratamiento de un micropilote en suelo sin cementar, la notable disminución de deformación, y el incremento en la capacidad portante, justifican ampliamente la tarea previa.

La atenuación de los asentamientos medidos en el banco de carga de pilotes ejecutado en el Laboratorio de Estructuras de la UNT, confirmaron que las ventajas que arroja el uso de micropilotes mejorados mediante el uso de técnicas como la de cementar la interfaz suelo - hormigón del pilote, permiten:

- Aumentar significativamente la carga máxima esperada para este tipo de fundación., y
- Reducir hasta valores cercanos a la décima parte los asentamientos esperados para un pilote común excavado y llenado posteriormente in situ.

Si bien estos resultados son muy alentadores, en cuanto al comportamiento estructural superador logrado en base a la aplicación de técnicas de mejoramiento de interfase suelo-pilote, el número de ensayos realizados (tres) impide sacar conclusiones absolutas.

5.3 Efecto de la colaboración del Cabezal

El cabezal agregado al micropilote en el caso del tercer ensayo, mejoró sustancialmente las condiciones de resistencia y deformación.

La deformación máxima alcanzada de 1,85mm, para una carga de 30Ton, representa una deformación del 70% de la alcanzada en suelo cementado, manteniéndose a lo largo de todos los ciclos de carga y descarga (seis), en comportamiento elástico.

El resultado logrado con este tipo de micropilotes, en los cuales el área del cabezal es aproximadamente 10 veces el área de la sección transversal del micropilote, induce a pensar que el comportamiento de un grupo de micropilotes vinculados por una platea, puede arrojar excelentes resultados en cuanto a control de deformaciones se refiere. Ver Tabla 5.1, y Figura 5.1.

5.4 Atenuación de Cedimientos de Edificios

Existen en nuestro medio, innumerables problemas ocasionados por el cedimiento de edificios que arrastran en su desplazamiento a las construcciones vecinas. Estos movimientos vienen siempre acompañados por fisuras, grietas, deformaciones de marcos de aberturas, rotura de cañerías de desagües, etc., que generan en los habitantes de estas construcciones, falta de confort, inseguridad y constantes molestias.

De la veracidad de esta afirmación, se puede deducir en general, que los diseños de fundaciones planteados y ampliamente difundidos actualmente en nuestra provincia, no exhiben un comportamiento satisfactorio, en cuanto a deformaciones se refiere. Es decir, que aunque los cedimientos registrados no pongan en peligro de colapso una determinada estructura, las deformaciones en el tiempo, ocasionan, sin duda alguna, efectos no deseados en las construcciones aledañas.

Por lo expuesto, y de acuerdo a la notable reducción de deformaciones obtenida en los ensayos realizados con micropilotes, sería recomendable propiciar desde los ámbitos académicos el uso de micropilotes individuales o en grupo, en los diseños de futuras fundaciones.

Como resultado directo de la aplicación de este tipo de tecnología a las fundaciones de edificios en altura, por ejemplo, se obtienen resultados ampliamente satisfactorios, sobre todo en aquellos suelos arcillosos como los que se disponen en gran parte del territorio nacional.

Ciudades como Santiago del Estero, Salta o Tucumán, poseen el problema de edificios en altura que se construyeron sobre la base de plateas de hormigón más o menos rígidas.

Ensayos Combinados			
Representación de resultados de ensayos en un mismo gráfico			
Carga [T]	Desplazamientos [mm]		
	Ensayo 1	Ensayo 2	Ensayo 3
0,025	0	0	0
1,001	-0,0254	-0,0508	-0,0254
2,028	-0,0508	-0,1524	-0,0508
0	-0,0508	-0,0508	-0,0508
2,128	-0,0762	-0,1524	-0,0508
3,079	-0,1016	-0,2032	-0,0762
4,006	-0,127	-0,254	-0,1016
1,577	-0,1016	-0,1778	-0,0762
0	-0,0762	-0,0762	-0,0762
3,079	-0,127	-0,2286	-0,1016
4,156	-0,1778	-0,254	-0,127
5,233	-0,2794	-0,2794	-0,1524
6,159	-0,3556	-0,3302	-0,1778
4,031	-0,3048	-0,2286	-0,1524
1,903	-0,254	-0,1524	-0,127
0,05	-0,1778	-0,0762	-0,0762
4,181	-0,3302	-0,3556	-0,127
5,083	-0,381	-0,381	-0,1778
5,959	-0,4318	-0,4064	-0,1778
7,111	-0,5334	-0,4318	-0,2032
8,037	-0,7112	-0,508	-0,2286
9,139	-1,0922	-0,5588	-0,254
9,99	-1,0922	-0,5842	-0,3048
7,562	-1,5494	-0,508	-0,254
5,008	-1,4478	-0,4572	-0,2032
2,453	-1,3462	-0,381	-0,1524
0	-1,2192	-0,1778	-0,1016
10,041	-2,159	-0,762	-0,3048
11,994	-3,0988	-0,889	-0,3302
14,247	-4,7498	-1,0414	-0,4064
15,775	-7,3406	-1,1684	-0,508
18,003	-9,144	-1,3462	-0,5842
19,005	-14,7828	-1,4732	-0,7112
15,574	-14,8844	-1,3462	-0,635
11,868	-14,7574	-1,1176	-0,508
7,687	-14,5796	-0,9144	-0,4064
3,931	-14,3764	-0,6858	-0,2794
0,05	-14,097	-0,381	-0,2032
19,881	-14,351	-1,5494	-0,7874
22,035	-16,1036	-1,7018	-0,889
23,938	-18,5928	-1,8796	-1,0414
26,066	-21,0312	-2,1082	-1,2192
28,195	-23,6982	-2,3622	-1,4732
30,273	-29,9212	-2,6416	-1,8542
22,36	-28,1686	-2,3622	-1,7272
19,606	-30,6324	-2,286	-1,6002
15,099	-30,5054	-2,032	-1,4732
10,091	-30,3022	-1,7272	-1,3208
4,957	-30,0228	-1,3462	-1,0668
0,225	-27,0764	-0,762	-0,8128

Tabla 5.1

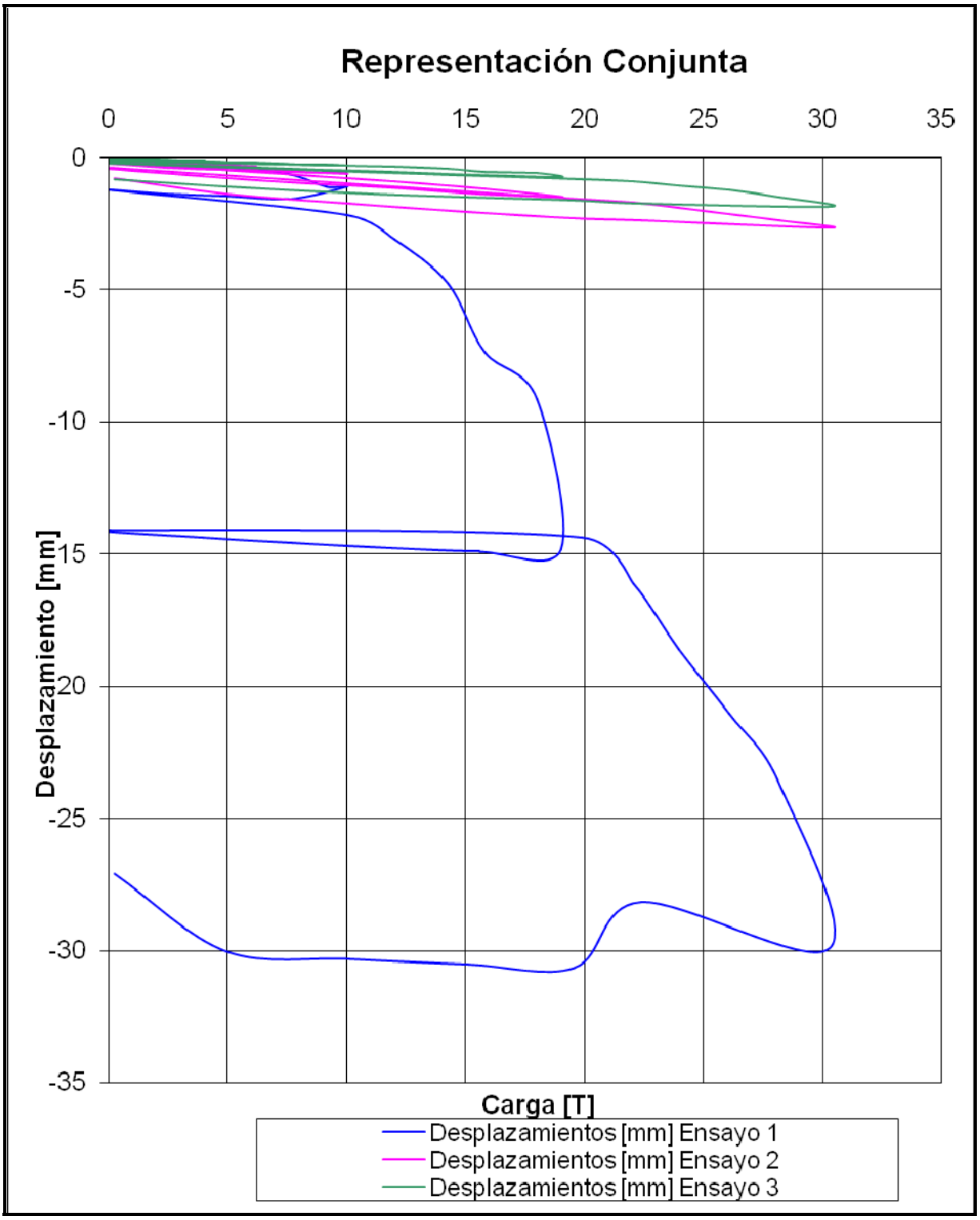

Representación Conjunta
0
5
10
15
20
25
30
35
0
-5
-10
-15
-20
-25
-30
-35
Desplazamiento [mm]
Carga [T]
Desplazamientos [mm] Ensayo 1
Desplazamientos [mm] Ensayo 2
Desplazamientos [mm] Ensayo 3

Figura 5.1

Aún en el caso de estas últimas (plateas de menor rigidez), que presentan menos inconvenientes que las primeras, los asentamientos esperados, volcados por los especialistas de suelos en sus informes, consideran como admisible asentamientos totales del orden de los 8 a 10 cm.. Esto da como resultado grandes daños a las edificaciones vecinas, por lo general colindantes medianera de por medio.

La gran cantidad de controversias, discusiones técnicas, y hasta batallas legales que se suscitan en Tribunales de Justicia, provienen del hecho que estos edificios han pasado a constituirse en verdaderos problemas no tan solo para sus moradores, sino también para los vecinos más afectados.

Con el objetivo de transferir las cargas a horizontes resistentes más profundos, y a su vez, moderar y reducir a apenas unos milímetros los asentamientos descriptos, los edificios con alturas variables entre 10, 15 a 20 pisos, pueden ser construidos en este tipo de suelos limo-arcillosos mediante el empleo de una técnica que combina el uso de plateas rígidas con micropilotes dispuestos bajo vigas (nunca directamente bajo losas, para evitar posibles efectos de punzonado no deseados).

Esta platea pilotada mejora enormemente su desempeño mediante la innovación de incluir una cantidad tal de estos micropilotes que absorban un porcentaje de entre el 40 al 60% de la carga vertical total del edificio. Para ello, la teoría desarrollada sobre el particular impone la necesidad de asignar a estos micropilotes una carga equivalente a la última, lo que hace muy económico al sistema.

En efecto, basta con emplear un cierto número de micropilotes de escasa longitud, pero distribuidos homogéneamente sobre todo el envigado de la platea para que, al desarrollar toda su capacidad en carga última permitan conferir al sistema mixto platea-pilotes un desempeño muy eficiente no tan solo para absorber estas cargas verticales, sino también para reducir los asentamientos esperados para una platea simple (8 a 10 cm.), a unos pocos milímetros (2 a 3 mm.).

Resultados de mediciones de asentamientos en edificios construidos en la Ciudad de Tucumán, con una antigüedad de 3 a 4 años, sobre fundaciones del tipo LFCP (plateas pilotadas) exhibieron asentamientos de 2 a 3mm finales, con carga plena.

Cabe mencionar que estos edificios fueron construidos mediante micropilotes simples, sin el recurso adicional de su mejoramiento mediante el uso de técnicas suelo cementantes.

Como efecto beneficioso adicional, este sistema de fundaciones provee a los edificios ubicados en zonas sísmicas un mejor desempeño general, modificando las condiciones locales del suelo bajo su estructura, al confinar el suelo hasta una profundidad superior a la de la misma profundidad de los micropilotes, produciendo una mejora localizada de las características mecánicas del mismo y atenuando la excitación sobre la estructura que eventualmente pudiere producirse al ser sometido a aceleraciones provenientes de ondas sísmicas, teniendo en cuenta que en condiciones normales los suelos arcillosos o arcillo-limosos amplifican estas ondas.

Asimismo, introducen una mejora significativa en el desempeño de las plateas solicitadas por cargas de vuelco en edificios en altura, ya que provee también capacidad para absorber tracciones a partir del hecho que estos micropilotes actúan como verdaderos anclajes que soportan esta solicitación.

De esta manera, reducen también el giro de la fundación, atenuando los efectos de desplazamientos de pisos y confiriendo mayor confort a los ocupantes ante cargas como viento o sismo.

— F I N —

APÉNDICE

6. Apéndice

6.1 Propiedades de los suelos

6.1.1 Importancia práctica de las propiedades de los suelos

En fundaciones y mecánica de suelos, es necesaria la experiencia para actuar con éxito. El proyecto de estructuras fundadas sobre suelos, o de aquellas destinadas a retener suelos, debe necesariamente basarse en simples reglas empíricas, así que estas pueden ser utilizadas con eficiencia solamente por el ingeniero que posee suficiente experiencia. Las obras de mayor envergadura, suelen justificar la ejecución de ensayos experimentales en su proyecto, pero a menos que el ingeniero a cargo de las mismas posea una reconocida experiencia, no podrá preparar eficazmente el programa de ensayos requeridos, ni interpretar adecuadamente sus resultados.

Como la experiencia personal no llega nunca a ser lo suficientemente extensa, el ingeniero se ve muchas veces obligado a basarse en informes de experiencias ajenas. Si estos informes contienen una descripción adecuada de las condiciones del suelo, los mismos constituyen una fuente confiable de conocimientos; de otro modo pueden conducir a conclusiones erróneas.

En la bibliografía antigua que trata sobre experiencias con fundaciones, la naturaleza de los suelos es descripta simplemente en términos generales tales como "arena fina" o "arcilla blanda", a pesar de que la diferencia en las propiedades mecánicas de dos arenas finas de distintas localidades puede ser de gran importancia y de imprevisibles consecuencias.

Por esta razón, uno de los principales objetivos perseguidos en recientes desarrollos en el campo de los suelos, para reducir los riesgos inherentes a todo trabajo, ha sido buscar métodos para diferenciar los distintos tipos de suelos de una misma categoría. Las propiedades en que se basa dicha diferenciación se conocen con el nombre de *propiedades índice* y los ensayos necesarios para determinarlas*, ensayos de clasificación.*

La naturaleza de cualquier suelo puede ser alterada si se lo somete a un tratamiento adecuado. Por ejemplo, una arena suelta puede transformarse en densa si se la vibra adecuadamente. Por eso, el comportamiento de los suelos en el terreno depende no solo de las propiedades significativas de los granos de su masa, sino que también de aquellas propiedades que tienen su origen en el acomodamiento de las partículas dentro de la misma. De ahí que resulte conveniente dividir las propiedades índices en dos clases: *propiedades de los granos del suelo y propiedades de los agregados de suelo.*

Las principales propiedades de los granos del suelo son la forma y el tamaño; y en los suelos arcillosos, las características mineralógicas de partículas más pequeñas. Las propiedades más significativas de los agregados de suelo son a su vez las siguientes: para los suelos sin cohesión, la densidad relativa y para los suelos cohesivos, la consistencia.

El estudio de las propiedades de los granos y de los agregados de suelo va precedido, por una descripción de los principales tipos de suelo y seguido de una enumeración sintética de los requerimientos mínimos para una descripción adecuada de los suelos, descripción que debe ser incluida en todo informe relativo a observaciones efectuadas en el terreno.

6.1.2 Principales tipos de suelos

Los materiales que constituyen la corteza terrestre son clasificados por el ingeniero civil, en forma arbitraria, en dos categorías: *suelo y roca.* Se llama suelo a todo agregado natural de partículas minerales separables por medios mecánicos de poca intensidad, como ser agitación en agua. Por el contrario, roca es un agregado de minerales unidos por fuerzas

cohesivas "poderosas" y "permanentes". A su vez, esta diferenciación está sujeta a diversas interpretaciones, siendo el límite entre suelo y roca necesariamente arbitrario.

Según cual sea el origen de sus elementos, los suelos se dividen en dos amplios grupos: suelos cuyo origen se debe, esencialmente, al resultado de la descomposición física y química de las rocas, y suelos cuyo origen es esencialmente orgánico. Si los productos de la descomposición de las rocas se encuentran aún en el mismo lugar de origen, los mismos constituyen un *suelo residual*; en caso contrario, forman un *suelo transportado,* cualquiera sea el agente de transporte.

El espesor de los estratos de suelos residuales depende fundamentalmente de las condiciones climáticas y del tiempo de exposición a las mismas y en algunos lugares alcanza a varias decenas de metros.

En zonas templadas, los suelos residuales son generalmente firmes y estables, salvo muy raras excepciones. Por el contrario, muchos depósitos de suelos transportados son blandos y sueltos hasta profundidades que alcanzan muchas decenas de metros. Por ello, los casos difíciles en problemas relacionados con suelos y fundaciones van casi exclusivamente asociados a la presencia de suelos transportados.

Los suelos de origen orgánico se han formado casi siempre *in situ*, ya sea como consecuencia de la descomposición de vegetales – como en el caso de las turbas- , ya sea por la acumulación de fragmentos de esqueletos inorgánicos o de conchas de ciertos organismos. No obstante, la expresión *suelo orgánico,* se aplica generalmente a suelos transportados, producto de la descomposición de las rocas, que contienen cierta cantidad de materia orgánica vegetal descompuesta.

Las condiciones de los suelos del lugar donde ha de construirse una estructura son comúnmente exploradas por medio de sondeos, perforaciones o excavaciones a cielo abierto. El técnico que las efectúa, examina las muestras a medida que las mismas son extraídas y las clasifica anotando el nombre del suelo e indicando su compacidad, color y otras características. Estos datos le sirven luego para preparar el perfil de la perforación, donde indica cada capa de suelo por su nombre y proporciona las cotas entre las cuales la misma se extiende. Los datos así obtenidos pueden ser completados más tarde con un resumen de los resultados de ensayos de laboratorio efectuados sobre muestras de los suelos del perfil.

A continuación se describen los suelos más comunes, con los nombres generalmente utilizados para su clasificación en el terreno.

Las *arenas* y las *gravas* o *ripios* o *cantos rodados*, son agregados sin cohesión de fragmentos granulares o redondeados, poco o nada alterados de rocas y minerales. Las partículas menores de 2 milímetros se clasifican como arena, y aquellas de mayor tamaño hasta 15 o 20 centímetros, como grava o ripio o canto rodado. Los fragmentos de rocas con diámetros mayores se conocen como piedras-bolas.

Los limos inorgánicos son suelos de grano fino con poca o ninguna plasticidad. Las variedades menos plásticas consisten generalmente en partículas más o menos equidimensionadas de cuarzo, y en algunos países, se los distingue con el nombre de *polvo de roca.* Los tipos más plásticos contienen un porcentaje apreciable de partículas en forma de escamas y se denominan *limos plásticos*. Debido a su textura suave, los limos inorgánicos son comúnmente tomados por arcillas, pero pueden distinguirse fácilmente de las mismas sin necesidad de ensayos de laboratorio. Si una pasta de limo inorgánico saturado se sacude en la palma de la mano, la pasta expele suficiente agua como para producir una superficie brillante que, si la pasta es posteriormente doblada entre los dedos, se vuelve nuevamente opaca. Este simple procedimiento se conoce como *ensayo de sacudimiento.*

Después de secada, la pasta de limo inorgánico es frágil, siendo fácil despegar polvo de la misma si se la frota con los dedos. Los limos son relativamente impermeables, pero cuando se encuentran en estado suelto pueden subir del fondo de una perforación o

excavación como si fueran un espeso fluido viscoso. Los suelos más inestables de esta categoría se distinguen a veces como arenas fluidas muy finas.

Los limos inorgánicos son suelos de granos finos más o menos plásticos, con una mezcla de partículas de materia orgánica finamente dividida. A veces contienen también fragmentos visibles de materia vegetal parcialmente descompuesta o de otros elementos orgánicos.

Estos suelos tienen colores que varían de gris a gris muy oscuro, y pueden contener cantidades apreciables de H_2S, CO_2 y de otros productos gaseosos originados de la descomposición de la materia orgánica, lo que les da un color característico. Los limos orgánicos tienen muy alta compresibilidad, y su permeabilidad es muy baja.

Las arcillas son agregados de partículas microscópicas y submicroscópicas derivadas de la descomposición química de los constituyentes de las rocas. Son suelos plásticos dentro de los límites extensos en contenido de humedad y cuando secos son duros, sin que sea posible despegar polvo si una pasta es frotada con los dedos. Tienen, además, una permeabilidad extremadamente baja.

Las *arcillas orgánicas* son aquellos suelos de este tipo que derivan algunas de sus propiedades físicas más significativas de la presencia de materia orgánica finamente dividida. Cuando están saturados, son generalmente muy compresibles, y cuando secos tienen una resistencia muy alta. Tienen colores que varían de gris oscuro a negro, y pueden poseer un olor característico.

Las turbas son agregados fibrosos de fragmentos macro y microscópicos de materia orgánica descompuesta. Su color varía de un castaño claro a negro. Son tan compresibles, que resultan absolutamente inadecuadas para establecer sobre ellas fundaciones o terraplenes.

Si un suelo esta compuesto de una combinación de dos clases destintas de material, para identificarlo se utiliza el nombre del material predominante como sustantivo, y el del que entra en menor proporción como adjetivo calificativo. Por ejemplo, arena limosa indica un suelo en el que predomina la arena, pero que contiene una pequeña cantidad de limo. Una arcilla arenosa es un suelo con las propiedades de las arcillas, pero que contiene una cantidad apreciable de arena.

Las propiedades de los agregados de granos de arena y grava se describen cualitativamente por medio del término suelto, medianamente denso y denso. Los agregados de partículas de arcilla, por los términos *duro, compacto, medianamente compacto y blando.*

Estas características son generalmente estimadas en el terreno, mientras se efectúa la perforación, basadas en varios factores que incluyen la facilidad o dificultad relativa para hacer avanzar las herramientas de sondeo o para sacar muestras obtenidas. Como este método de estimación puede conducir a una concepción errónea de las características generales del depósito de suelo, toda vez que sus propiedades mecánicas puedan resultar importantes para el proyecto a realizar, la descripción cualitativa del mismo debe suplementarse con determinaciones cuantitativas de dichas propiedades. Estas determinaciones requieren comúnmente la realización de ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas, o bien ensayos apropiados en el terreno.

Para reducir los riesgos de errores en la correlación de los estratos identificados en los sondeos, es conveniente indicar, en el registro de los mismos, el color de los distintos estratos. El color puede en ciertos casos ser también una indicación de que existe una diferencia real en las características del suelo.

6.1.3 Tamaño y forma de las partículas de los suelos

El tamaño de las partículas que constituyen los suelos varía entre aquel de un canto rodado y el de una molécula grande.

Los granos de un tamaño mayor de 0,06 milímetros pueden ser examinados a simple vista o por medio de una lupa, y constituyen la *fracción muy gruesa* y la *fracción gruesa* de los suelos. Los granos comprendidos entre 0,06 milímetros y 2 micrones (1 micrón = 0,001 milímetro) pueden ser examinados con la ayuda del microscopio y constituyen la *fracción fina* de los suelos.

Los granos menores de 2 micrones forman la *fracción muy fina*. De estos, los comprendidos entre 2 micrones y 0,1 micrón, pueden ser observados con el microscopio, aunque no se llegue a distinguir su forma. La forma de los granos menores de un micrón puede ser determinada con el microscopio electrónico, e investigada su estructura por medio de los rayos X.

El proceso de separar un agregado de suelo en sus diferentes fracciones, cada una consistente en granos de tamaños distintos, dentro de ciertos límites, se conoce con el nombre de *análisis mecánico* o *análisis granulométrico*. Por medio del análisis granulométrico se ha encontrado que la mayoría de los suelos naturales contienen granos de dos o más fracciones.

Las características particulares de un suelo compuesto están casi enteramente determinadas por las propiedades de la fracción más fina. En este aspecto, los suelos son similares al hormigón, cuyas propiedades están determinadas principalmente por el cemento, mientras que el agregado, que constituye la mayor parte del mismo, actúa como inerte. El "agregado" o parte inerte de un suelo compuesto, forma entre el 80 y el 90 por ciento de su peso seco total, y la parte decisiva o activa el resto.

Las fracciones muy gruesas, por ejemplo la grava, consisten en fragmentos de rocas compuestos de uno o más minerales. Los fragmentos pueden ser angulares, redondeados o chatos. Pueden ser sanos o mostrar signos de considerable descomposición, ser resistentes o deleznables.

Las fracciones gruesas, representadas por las arenas, consisten en granos compuestos principalmente de cuarzo. Los granos pueden ser angulares o redondeados. Algunas arenas contienen un porcentaje importante de escamas de mica, que las hace muy elásticas o esponjosas.

En las fracciones finas y muy finas, cada grano esta constituido generalmente de un solo mineral. Las partículas pueden ser angulares, en forma de escamas y ocasionalmente con forma de agujas, pero nunca redondeadas. En general, el porcentaje de partículas escamosas aumenta en un suelo dado, a medida que decrece el tamaño de las fracciones del mismo.

Si el tamaño de la mayoría de los granos de un agregado de partículas de suelo esta comprendido dentro de los límites dados para cada una de las fracciones, el agregado constituye un *suelo uniforme.* Los suelos uniformes de granos muy gruesos y gruesos son comunes, pero muy raramente se encuentran suelos muy finos o coloidales de este tipo. Todas las arcillas contienen elementos finos, muy finos y coloidales y a veces hasta partículas gruesas. Las fracciones más finas de las arcillas consisten principalmente en partículas en forma de escamas.

El predominio de partículas escamosas en la fracción muy fina de los suelos naturales es una consecuencia de los procesos geológicos de su formación. La gran mayoría de los suelos derivan de procesos químicos debidos a la acción de los agentes climáticos sobre rocas, las que están constituidas, en parte, de elementos químicamente muy estables y, en parte, de minerales menos estables. Los agentes climáticos transforman los minerales menos estables en una masa friable de partículas muy pequeñas de minerales secundarios que comúnmente tienen forma de escamas, mientras que los minerales estables permanecen prácticamente inalterados. Es así como el proceso de descomposición por los agentes climáticos reduce las rocas a un agregado consistente en fragmentos de minerales inalterados o prácticamente inalterados, embebidos en una matriz compuesta principalmente de partículas en forma de escamas.

Durante el transporte por agua que sigue a este fenómeno, el agregado es desmenuzado y sus elementos sujetos a impactos y al desgaste.

6.1.4 Propiedades de las fracciones muy finas de los suelos

Actividad de la superficie y capas adsorbidas

Cuando se comparan las fracciones gruesas de diferentes suelos, se observa que tienen propiedades similares. Lo mismo ocurre, en general, con las fracciones finas de la mayoría de los suelos. Las fracciones muy finas (menores de 2 micrones), por el contrario tienen una variedad notable de propiedades.

Estas observaciones no pueden ser explicadas a menos que se consideren fuerzas cuyo origen se encuentra en la superficie misma de las partículas.

La superficie de toda partícula de suelo lleva una carga eléctrica negativa, cuya intensidad depende principalmente de sus características mineralógicas. Las manifestaciones físicas y químicas debidas a la carga de la superficie constituyen la *actividad de la superficie* del mineral. Según la mayor o menor intensidad de esta carga, se dice que los minerales poseen una actividad de la superficie grande o pequeña.

En la naturaleza, toda partícula de suelo esta rodeada de agua cuyas moléculas, como se sabe, están polarizadas. La carga negativa de la superficie de las partículas de suelo atrae los iones positivos (hidrógeno) de las moléculas de agua, de modo que en la inmediata cercanía del límite de separación entre sólido y líquido, dichas moléculas se encuentran dispuestas según orientaciones definidas. Mas allá de esta zona y hasta cierta distancia del límite, la estructura molecular del agua es influida por lo que podría denominarse una acción en cadena. La capa de agua situada dentro de la zona de influencia de los fenómenos de superficie constituye la *capa adsorbida* de la partícula. Dentro de esta capa, las propiedades físicas del agua son muy distintas de las que el mismo líquido tiene en condiciones normales a la misma temperatura.

Cerca de la superficie de la partícula, el agua tiene las propiedades de un sólido, en zonas más alejadas, las de un líquido muy viscoso, y a medida que se tiende hacia el límite exterior de la capa adsorbida, sus propiedades se aproximan más a las del líquido normal.

En toda arcilla, las capas adsorbidas contienen partículas cargadas positivamente llamadas *iones,* que provienen del líquido circundante. Estos iones son suministrados por sustancias denominadas *electrolitos* que, cuando son disueltos en agua, se disocian en *cationes*, de carga positiva, y en *aniones*, de carga negativa. El agua misma es un electrolito, pues una pequeña fracción de sus moléculas siempre se disocia en iones de hidrogeno H+ y en iones de OH–. Los ácidos se descomponen en cationes de hidrógeno y aniones tales como CL– o SO_4–. Las sales y las bases se dividen en cationes metálicos como el Na, Ca o Mg, y en aniones no metálicos. Como la superficie de toda partícula lleva una carga negativa, todos los cationes, incluido el H+ son atraídos hacia ella. Estos cationes penetran en las capas adsorbidas y constituyen el *complejo de adsorción*. El reemplazo de una clase de cationes por otra, dentro de un complejo de adsorción, se denomina *intercambio de bases*.

El espesor y las propiedades físicas de la capa adsorbida que rodea una partícula dada de suelo, dependen en gran parte de las características del complejo de adsorción. En las fracciones muy finas de las arcillas ordinarias, las partes sólidas y semisólidas de las capas adsorbidas parecen poseer un espesor medio de unos 0,005 micrones. Se estima, sin embargo, que las propiedades del agua no alcanzan a ser completamente normales hasta una distancia de 0,1 micrón., a contar desde la superficie de la partícula mineral. Estos valores se indican al simple objeto de sugerir el orden de magnitud de las dimensiones en juego, ya que las divergencias con respecto a los términos medios pueden ser considerables aún en una misma

arcilla, donde el espesor de la capa adsorbida puede depender en gran parte de la composición química del complejo de adsorción.

A causa de los fenómenos relacionados con la actividad de la superficie, todo suelo saturado consiste no sólo de dos, sino de tres elementos diferentes, a saber: partículas sólidas, sustancias adsorbidas y agua libre normal. El espesor de las capas adsorbidas aumenta a medida que disminuye el tamaño de los granos. Si las partículas son muy pequeñas y además tienen forma de escamas, las sustancias adsorbidas constituyen una porción grande del volumen total.

El espesor y las propiedades físicas de las capas adsorbidas son muy distintos para los diferentes minerales. Independiente de este hecho, en los suelos de granos gruesos como las arenas, el volumen de material adsorbido es insignificante frente al volumen total de agua de los poros y, por consiguiente, las propiedades de tales suelos dependen exclusivamente de las propiedades de sus granos, las que son muy similares para todos los materiales. Por esta razón, las propiedades de los suelos de granos gruesos dependen exclusivamente de la forma y disposición relativa de sus granos.

Por el contrario, en los suelos de granos muy finos, las sustancias adsorbidas ocupan una parte considerable o aún la mayor parte de los vacíos. Como las propiedades físicas del material adsorbido dependen no solo de la composición química y mineralogica de las partículas sólidas, sino que también de la naturaleza del complejo de adsorción, ambas deben ser consideradas al estudiar estos factores. [6]

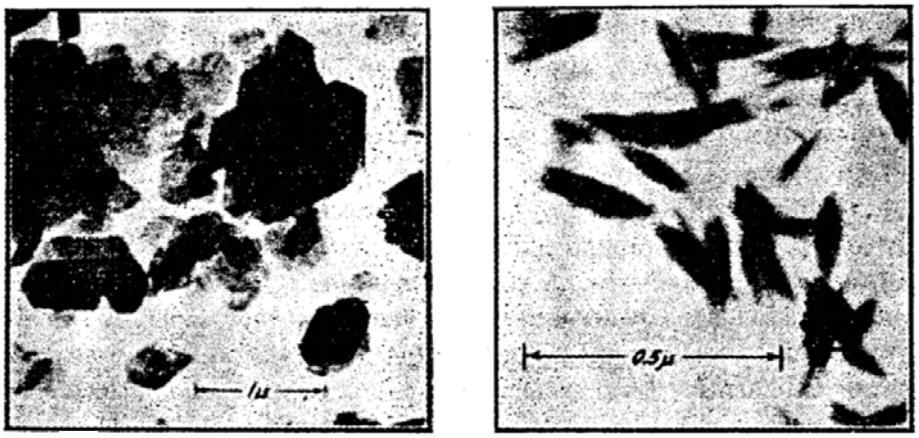


FIG. 6.1 Fotografías de cristales de minerales arcillosos, obtenidas con el microscopio electrónico. (*a*) Cristales de caolinita en forma de escamas; (*b*) cristales de halloysita en forma de agujas.

Minerales arcillosos y coloides de los suelos

Investigaciones químicas y mineralógicas han indicado que las partículas que constituyen la fracción muy fina de los suelos son casi siempre cristalinas y que sus elementos principales son el silicio, el aluminio, el oxigeno y el agua. El aluminio puede estar parcialmente reemplazado por el hierro o el magnesio, y en algunos casos, el silicio por el potasio. Según cuales sean las combinaciones químicas en que estos elementos se unen, la mayoría de los minerales contenidos en la fracción muy fina de los suelos pueden ser divididos en tres grupos*: montmorillonitas, illitas y caolinitas*. Todas presentan una estructura cristalina laminar (figura 6.1). La actividad que demuestran sus superficies es, sin embargo, muy distinta. Las caolinitas son las menos activas; las illitas son más activas y se caracterizan por contener potasio; las montmorillonitas son mucho más activas que cualquiera de los otros

dos grupos. Sus cristales tienen la propiedad de hincharse por la admisión de moléculas de agua dentro de su reticulado molecular. Además, debido a la extraordinaria importancia de la actividad de las superficies de sus elementos coloidales, las propiedades físicas de cualquier arcilla montmorillonitica pueden variar entre límites extensos, según cual sea la naturaleza de los cationes contenidos en su capa adsorbida.

Si la fracción muy fina de una arcilla es a su vez subdividida por tamaños, se encuentra que, de las partículas comprendidas entre 2 micrones y 0,2 micrones, algunos granos están constituidos por los mismos minerales que componen la fracción más gruesa del material, pero los granos menores de 0,2 micrones están formados, en la mayoría de las arcillas, exclusivamente de minerales del tipo descripto precedentemente. Estos minerales se denominan *minerales arcillosos* y son el producto de la descomposición química de los elementos menos estables de las rocas madres, por efecto de los agentes climáticos.

Si las partículas de cualquier sustancia son tan pequeñas que la actividad de la superficie de sus granos tiene una influencia apreciable sobre las propiedades de un agregado de los mismos, se dice que la sustancia se encuentra en *estado coloidal* y sus partículas se denominan *partículas coloidales*. Las propiedades que dependen exclusivamente de la acción producida por la actividad de la superficie se distinguen con el nombre de propiedades coloidales.

Como la intensidad de la actividad de la superficie difiere mucho con las distintas sustancias, el límite superior del tamaño de las partículas coloidales no es constante, sino que varia entre unos 2 micrones y 0,1 micrón. Todas las partículas menores de 0,1 micrón tienen propiedades coloidales, cualquiera que sea el tipo de sustancia sólida. Los minerales arcillosos son más bien activos, de modo que el límite superior del tamaño coloidal se acerca en este caso a los dos micrones y todas las partículas menores presentan en general características coloidales. Por ello, se considera comúnmente que el límite superior de la fracción muy fina de los suelos viene dado por el valor de 2 micrones. Las partículas menores de 0,2 micrones son a veces clasificadas como *coloides del suelo*, porque en contraposición con las fracciones más gruesas, estas están constituidas, en general, exclusivamente de minerales arcillosos.

Propiedades físicas de las fracciones muy finas de los suelos

Si una muestra de la fracción muy fina de un suelo es agitada en agua, la misma pasa al estado de suspensión. La superficie de cada partícula es el asiento de una carga negativa y, si el agua es pura, las partículas se repelen sin ponerse en contacto. Se dice entonces que la muestra se encuentra en estado de *completa dispersión*.

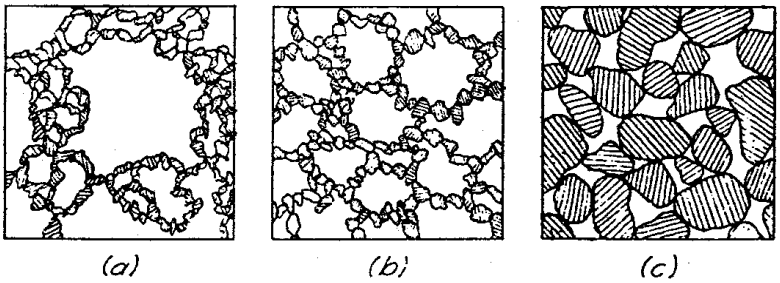


Fig. 6.2 Diagrama que indica: (a) la estructura floculenta, (b) la estructura de nidos de abeja; (c) la estructura granular. [6]

Con el transcurrir del tiempo, las partículas más gruesas sedimentan y forman en el fondo un sedimento muy esponjoso en el cual las fuerzas de repulsión y las de gravedad se equilibran, mientras que las más finas permanecen es suspensión. Si se examina una gota de

esta suspensión con el ultramicroscopio, se observa que las partículas se mantienen en movimiento describiendo caminos en zig zag, sin que lleguen a chocar entre sí. Dicho movimiento se conoce con el nombre de movimiento browniano.

Agregando a la suspensión unas gotas de un electrolito adecuado, tal como el ácido clorhídrico, los cationes del electrolito son adsorbidos por las partículas y sus cargas negativas neutralizadas. Las partículas continúan en movimiento, pero ahora chocan unas contra otras quedando unidas a través de sus capas adsorbidas. Forman de este modo flóculos que poco a poco sedimentan produciendo una masa de estructura floculenta (figura 6.2a).

Si un sedimento de estructura floculenta formado con partículas de tamaño uniforme es poco a poco cargado por la superposición de cantidad adicional de material, su estructura floculenta se desintegra y se transforma primero en una estructura de nidos de abeja (figura 6.2b), y luego, si más material viene a superponérsele, dicha estructura se desintegra también y se transforma en una estructura granular. (Figura 6.2c).

En la naturaleza, las fracciones muy finas están siempre mezcladas con material más grueso y, si el esqueleto formado por las partículas gruesas es el que soporta el peso del suelo de tapada, como parece probable, las partículas más finas pueden llegar a conservar permanentemente una estructura de nidos de abeja.

Cuando por efecto de la aplicación de una carga el contenido de humedad del suelo disminuye, se dice que el suelo se *consolida*. Por el contrario, cuando la carga es removida y el suelo queda en contacto con agua libre, el mismo sufre un *hinchamiento*. Todas las fracciones granulométricas de un suelo sufren hinchamiento, aunque en distinto grado. Las causas que lo provocan suelen también ser distintas para las diversas fracciones. Por ejemplo, si se retira la carga que actúa sobre una mezcla de granos gruesos de arena y mica, la mezcla sufre un hinchamiento considerable producido exclusivamente por la restitución elástica de sus granos. Si se trata, en cambio, de la fracción muy fina de una arcilla, solo una parte de su hinchamiento es debido a la restitución elástica de sus granos, mientras que la otra parte proviene del aumento del espesor de las capas adsorbidas que separan las partículas.

En las arcillas con gran porcentaje de montmorillonita, una tercera, aunque muy pequeña causa del hinchamiento, se debe al hinchamiento de las partículas mismas de montmorillonita. Se ve entonces que el hinchamiento no es un fenómeno exclusivamente coloidal, aunque las causas del mismo puedan ser de origen coloidal. Desde el punto de vista práctico, esta diferenciación de causas no tiene importancia alguna, ya que todos los tipos de hinchamiento obedecen a leyes similares.

Las propiedades físicas de un suelo que contiene un porcentaje grande de partículas muy finas, dependen de la presión bajo la cual el mismo ha sido consolidado. Si la presión de consolidación no ha excedido 10 kilogramos por centímetro cuadrado, el suelo suele encontrarse en *estado plástico.* Se dice que un suelo o una fracción de suelo es plástica cuando, dentro de ciertos límites de su contenido de humedad, el mismo puede ser amasado en pequeños cilindritos. La plasticidad es una propiedad coloidal, pues ningún mineral tiene dicha propiedad si no es reducido a un polvo de partículas coloidales. El movimiento browniano, así como la propiedad de flocular en presencia de un electrolito, son también propiedades coloidales. Sin embargo, estas propiedades son comunes a todas las sustancias en estado coloidal, mientras que la plasticidad es un atributo de solo un número limitado de coloides, entre los cuales se encuentran los minerales arcillosos. El polvo de cuarzo, por ejemplo, no es plástico, cualquiera que sea el grado de fineza de sus partículas. Como prácticamente todos los suelos muy finos contienen minerales arcillosos, los mismos son por consiguiente plásticos.

Si la presión de consolidación ha sido muy grande, el suelo es duro y frágil y se dice que el mismo se halla en estado sólido.

Tanto en el estado sólido como en el plástico las fracciones muy finas de los suelos poseen *cohesión,* es decir capacidad para resistir tensiones tangenciales o de corte. La fuente de esta cohesión no parece estar en la atracción molecular de las partículas de sus puntos de contacto, sino en la resistencia al corte de las capas adsorbidas que separan las partículas en dichos puntos.

Esta hipótesis esta corroborada por el hecho de que la cohesión de una muestra de la fracción muy fina de un suelo determinado, a un contenido dado de humedad, depende en gran parte de la naturaleza del complejo de adsorción. Si el contenido de humedad de un suelo muy fino saturado disminuye por consolidación o por evaporación superficial, el volumen de vacíos ocupados por el agua disminuye, mientras que el volumen ocupado por las sustancias adsorbidas permanece constante. Por consiguiente, la cohesión aumenta al disminuir el contenido de humedad.

Si se amasa completamente una muestra de la fracción muy fina de un suelo y luego se la deja reposar sin que sufra alteración alguna, la masa adquiere con el tiempo mayor resistencia cohesiva. Dicha resistencia aumenta al principio en forma rápida y luego más lentamente. Si la muestra es nuevamente amasada a contenido de humedad constante, su cohesión disminuye en forma considerable, pero, si se la deja otra vez en reposo, vuelve a recuperar su valor. Este fenómeno se conoce con el nombre de *tixotropía.* La pérdida y el subsiguiente retorno de la resistencia cohesiva parecen deberse a la destrucción y subsiguiente reordenamiento de la estructura molecular de las capas adsorbidas.

Aspecto práctico de las propiedades coloidales de los suelos

El carácter coloidal de la fracción muy fina de los suelos hace que las acciones mutuas entre las fases líquidas y sólidas de los mismos sean en extremo complicadas. Desde el punto de vista práctico, sin embargo, estas complicaciones pueden ser completamente ignoradas y, si se han descripto en este trabajo, ha sido solo al efecto de clarificar la noción de que las propiedades físicas de los suelos muy finos y aún de aquellos suelos con una pequeña cantidad de finos, son condicionadas por un conjunto de factores diversos que no dependen de la granulometría del material. Los efectos de algunos de estos factores, particularmente el efecto del tiempo para condiciones de tensión constantes (efecto tixotrópico mencionado más arriba), son aún poco conocidos. Por suerte, para la gran mayoría de los problemas prácticos, solo el efecto combinado de todos los factores tiene importancia y, al respecto, se presenta una situación similar a la que prevalece en la tecnología del hormigón.

Los procesos por los cuales el cemento Pórtland adquiere resistencia, son también intrincados e imperfectamente conocidos, pero a pesar de ello, el hormigón es una rama ya antigua y bien establecida de la ingeniería de estructuras. El uso del mismo se sustenta en hipótesis que han sido derivadas de ensayos de laboratorio, de carácter puramente mecánico, ejecutados sobre probetas de hormigón, y algunas de sus propiedades, tales como el aumento de resistencia con la edad, son despreciadas. A pesar de ello, las teorías elaboradas con estas hipótesis simplificativas son suficientemente exactas para los propósitos de la práctica.

Debido a su carácter coloidal, es posible cambiar las propiedades físicas de los suelos muy finos por medio de tratamientos químicos. El procedimiento es extensamente practicado cuando el suelo va a ser usado como material de construcción, y constituye uno de los varios métodos de estabilización de suelos utilizados en la construcción de caminos y aeropuertos; y otras veces en la construcción de dique de tierra. La mayoría de estos métodos han tenido su origen en experimentaciones en el terreno, hechas más o menos al azar, pero no hay duda de que el progreso en este sentido depende enteramente del avance del conocimiento de la química coloidal de las fracciones muy finas de los suelos.

6.1.5 Análisis mecánico o granulométrico de los suelos

El propósito del análisis mecánico o análisis granulométrico, es determinar el tamaño de las partículas o granos que constituyen un suelo y fijar, en porcentaje de su peso total, la cantidad de granos de distintos tamaños que el mismo contiene. El método más directo para separar un suelo en fracciones de distinto tamaño consiste en el uso de tamices.

Pero como la abertura de la malla más fina que se fabrica corrientemente es de 0,07 mm, el uso de tamices esta restringido al análisis de arenas limpias, de modo que, si un suelo contiene partículas menores de dicho tamaño, debe ser separado en dos partes por lavado sobre aquel tamiz. La parte de suelo retenida por el tamiz es sometida al tamizado y, aquella demasiado fina para ser retenida por tamices y que han sido arrastrada por el agua, es analizada por medio de métodos de análisis granulométricos por vía húmeda, basados en la sedimentación o en la levigación.

Los métodos para efectuar análisis granulométricos por vía húmeda están basados en la ley de Stokes, que fija la velocidad a que una partícula esférica de diámetro dado sedimenta en un líquido en reposo. En el método que se utiliza comúnmente en mecánica de suelos, de 20 a 40 gramos de suelo arcilloso o de 50 a 100 gramos de suelo arenoso, se mezclan con un litro de agua, se agitan y se vierten en un recipiente. A intervalos de tiempo dados, se mide la densidad de la suspensión por medio de un areómetro especial. El tamaño de las partículas más grandes que aún quedan en suspensión al nivel del areómetro, en un instante determinado, se calcula por medio la ley de Stokes, mientras que con la densidad de las suspensión a dicho nivel, se determina el peso de las partículas menores que ese tamaño, es decir, el peso de las partículas que aún no han sedimentado por debajo del nivel en que se mide la densidad. El ensayo requiere varios días para su realización.

Por medio del análisis por vía húmeda se pueden separar las partículas de suelo hasta un tamaño de 0,5 micrones. Las fracciones más finas pueden separarse utilizando una centrifuga, pero los resultados de métodos tan refinados son de interés solo en relación con investigaciones de carácter científico.

La agitación en agua transforma a muchas arcillas en suspensiones que no están formadas por partículas individuales sino por flóculos, y al efecto de dividir dichos flóculos en granos individuales o sea dispersar el suelo, se debe agregar al agua un agente defloculante. Los errores más comunes que se cometen al efectuar análisis granulométricos por vía húmeda, se originan de una dispersión incompleta de las partículas del suelo.

Los resultados del análisis granulométrico por vía húmeda no son estrictamente comparables con los contenidos por tamizado, debido a que los granos no son nunca esféricos; los más pequeños tienen por lo común forma de escamas.

Con el tamizado, lo que se mide es el ancho de la partícula, mientras que la dimensión que se obtiene por sedimentación es el diámetro de la esfera que sedimenta a la misma velocidad que la partícula, diámetro que puede ser mucho menor que el ancho de la misma.

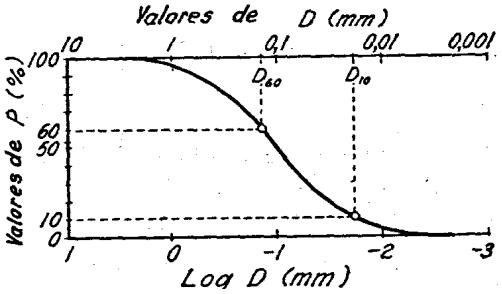


Fig.6.3 Rep. semilogarítmica de los resultados del análisis granulométrico. [6]

La forma más conveniente para representar el análisis granulométrico la proporciona el gráfico semilogarítmico indicado en la figura 6.3.

En este, las abscisas representan el logaritmo del diámetro de las partículas, y las ordenadas el porcentaje *P* en peso de los granos menores que el tamaño indicado por la abscisa. Cuanto más uniforme es el tamaño de los granos, tanto más inclinada es la curva; una línea recta vertical representa a un polvo perfectamente uniforme.

La ventaja más importante de la representación semilogarítmica estriba en que, las curvas granulométricas de suelos de igual uniformidad, tienen formas idénticas, cualquiera sea el tamaño medio de sus partículas y en que además, la distancia horizontal entre dos curvas de la misma forma, es igual al logaritmo de la relación entre el tamaño medio de los granos de los suelos representados.

La figura 6.4 muestra varias curvas granulométricas típicas.

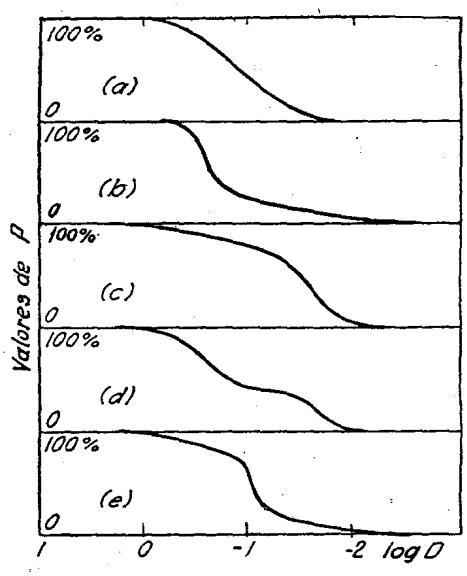


Fig.6.4 Curvas granulométricas típicas. (a) Curva de frecuencia normal; (b) y (c) curvas para suelos que tienen fracciones finas y gruesas de distinta uniformidad; (d) y (e) curvas compuestas. [6]

Si una muestra tiene una granulometría como la indicada en la figura 6.4a, la uniformidad de la fracción con granos mayores de D_{50} (correspondiente a P = 50%) es aproximadamente igual a aquella de la fracción menor de D_{50}. Si la granulometría se asemeja a la indicada en *b*, la mitad gruesa de la muestra es relativamente uniforme, mientras que los tamaños de los granos menores varían entre los límites extensos. Por el contrario, la curva representada en *c* corresponde a un suelo en que la fracción más gruesa tiene granos cuyos tamaños varían entre límites extensos y la más fina es más uniforme. Las curvas representadas en *d* y *e* corresponden a suelos con granulometrías compuestas.

Las curvas granulométricas de suelos residuales de formación geológica reciente son comúnmente similares a la indicada en la figura 6.4b. A medida que la edad geológica de un suelo aumenta, el tamaño medio de sus granos disminuye debido a la descomposición de sus elementos, y la curva granulométrica se hace mas suave (figura 6.4a), aunque granulometrías similares a las representadas en b y c son también comunes en los suelos de origen glaciar o fluvioglaciar.

La ausencia de granos de tamaño medio en suelos sedimentarios con curvas granulométricas como la de la figura 6.4d, es común en las mezclas de arena y grava que fueron depositadas por ríos de corriente rápida que llevaban en suspensión un exceso de

sedimentos. Se dice que las gravas de este tipo están pobremente graduadas. Una quebradura neta en la curva granulométrica puede también indicar que el suelo ha sido formado por el depósito simultáneo de los sedimentos transportados por dos agentes distintos. Por ejemplo, una fracción del suelo pudo ser llevada por un río a un lago glaciar, mientras que la otra fracción deriva del deshielo de bloques desprendidos del glaciar. Se ve entonces que la forma de la curva granulométrica puede ayudar a la determinación del origen geológico de un suelo y reducir así el riesgo de errores en la interpretación de los datos obtenidos en las perforaciones.

6.1.6 Clasificación de los suelos en función de sus características granulométricas

Importancia práctica de las características granulométricas

Desde el instante mismo en que las propiedades de los suelos adquirieron importancia práctica, se ha querido, con frecuencia, correlacionar las características granulométricas con las constantes del suelo necesarias para resolver los problemas de la práctica, sin que se haya llegado jamás a resultados satisfactorios.

Por ejemplo, los intentos efectuados para determinar el coeficiente de permeabilidad de los suelos partiendo de los resultados del análisis granulométrico, han fracasado debido a que la permeabilidad depende en gran parte de la forma de los granos, forma que puede ser muy diferente aún para suelos que tengan granulometrías idénticas. Además, es generalmente más económico y más exacto realizar un ensayo de permeabilidad que efectuar una granulometría.

Asimismo, se ha sostenido que la fricción interna de las arenas bien graduadas compactadas es mayor que la que corresponde a arenas uniformes en la misma condición.

Si bien hay evidencias prácticas, por determinaciones efectuadas *in situ*, que indican que esta aseveración quizás sea correcta, hay que recordar que el ángulo de fricción interna de una arena depende no solo de las características granulométricas sino también de la forma de los granos y de la rugosidad de sus superficies. Así, por ejemplo, los ángulos de fricción interna de dos arenas de granulometrías idénticas pueden ser muy diferentes.

La verdad es que hasta el presente no se ha obtenido ninguna relación bien definida entre granulometría y ángulo de fricción interna. Los ensayos ejecutados para correlacionar las características granulométricas de los suelos finos, como los limos y las arcillas, con la fricción interna, han sido aún menos felices.

Debido a estas circunstancias, solo en el caso de suelos de una misma categoría y del mismo origen geológico, se han podido establecer relaciones estadísticas bien definidas entre la granulometría y las propiedades físicas de los suelos, como ser su fricción interna. En tales regiones la granulometría puede ser y es utilizada como elemento de juicio para apreciar las propiedades significativas de los suelos, pero su extensión fuera de los límites conocidos no es aconsejable, pues se corre riesgo de cometer errores importantes.

Representación abreviada de la granulometría

Cuando se tienen que indicar los resultados esenciales de los análisis mecánicos de un gran número de suelos, puede resultar conveniente expresar las características granulométricas de cada suelo por medio de los valores numéricos indicativos de algún tamaño de grano característico y del grado de uniformidad, o bien por medio de nombres o símbolos que indican la fracción de suelo predominante. El procedimiento más utilizado es el conocido con el nombre de Allen Hazen.

Realizando un gran número de ensayos con arenas, para filtros, Hazen encontró que la permeabilidad de dichas arenas, en estado suelto, depende de dos cantidades que denominó *diámetro efectivo* y *coeficiente de uniformidad.* El diámetro efectivo, D_{10}, es el tamaño de partícula que corresponde a P = 10 por ciento en la curva granulométrica, de modo que el 10% de las partículas son más finas que D_{10} y el 90% mas gruesas. El coeficiente de uniformidad U es igual a D_{60}/D_{10}, donde D_{60} es el tamaño de partícula que corresponde a P=60 por ciento.

Métodos de clasificación

En las clasificaciones basadas en las características granulométricas de los suelos, es costumbre distinguir las distintas fracciones por el nombre de algunos tipos de suelos, como ser "limo", "arcilla", etcétera.

Las convenciones más universalmente aceptadas para este tipo de clasificación están indicadas en la forma de un grafico en la figura 6.5.

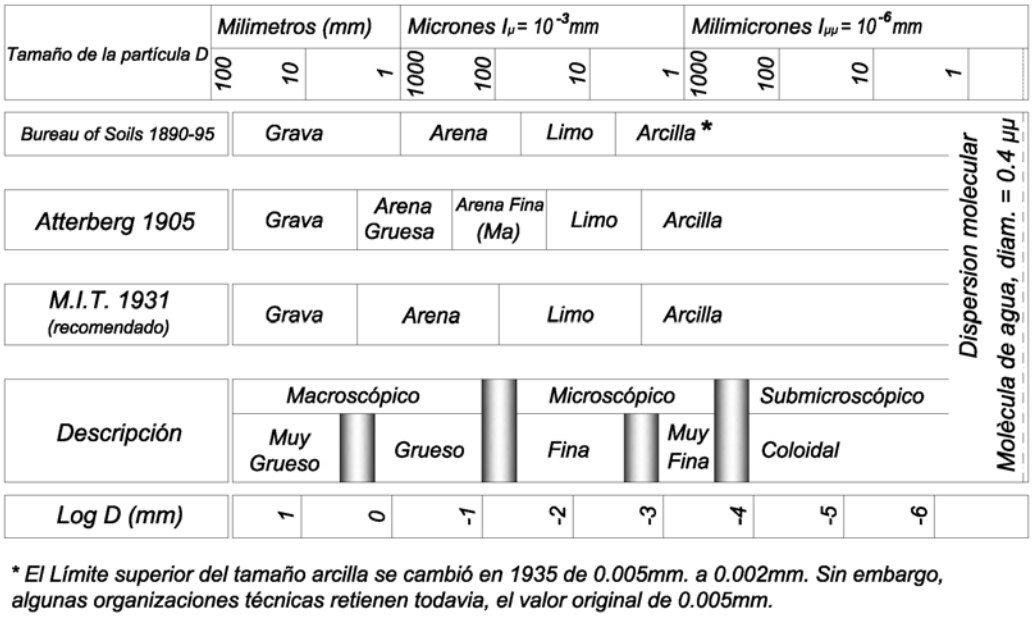


Fig.6.5 Clasificación de suelos basada en la granulometría. [6]

Desde el punto de vista del ingeniero la clasificación del M.I.T. es preferible a las otras.

En muchos casos, los informes con respecto a la calidad del suelo y a su comportamiento no incluyen más que el análisis granulométrico de la fracción gruesa y el porcentaje del total que pasa el tamiz 200 que abarca todas las partículas menores de 0,074 milímetros. La partícula de tamaño 0.074 milímetros es un poco mayor de 0,06 milímetros, que en la clasificación M.I.T., separa la arena fina del limo.

Todo sistema de clasificación basado solamente en la granulometría puede conducir a errores, pues las propiedades físicas de la fracción más fina de los suelos dependen de otros factores ajenos al tamaño de los granos.

Por ejemplo, en función de cualquiera de las convenciones comúnmente aceptadas que indica la figura 6.5, un suelo formado de granos de cuarzo de tamaño coloidal debería ser clasificado como arcilla, cuando en realidad no tiene el más remoto parecido con dicho material. Por eso, si los términos "limo" o "arcilla" son utilizados para indicar tamaños de

partículas, deben ir acompañados de la palabra "tamaño" en expresiones tales como "partículas de tamaño de arcilla". Además, como las clasificaciones granulométricas no han sido aún normalizadas, dichas expresiones deben ir acompañadas de valores numéricos que indiquen los límites del tamaño de las partículas que abarcan.

Salvo pocas excepciones, los suelos naturales consisten en una mezcla de dos o más fracciones granulométricas, de modo que, en función de su granulometría, un suelo natural puede identificarse con los nombres de sus componentes principales, tales como "arcilla limosa" o "limo arenoso", o bien se le puede asignar al mismo un símbolo que lo identifique con una de varias mezclas normales de las distintas fracciones granulométricas.

La identificación de los suelos por medio de los nombres de sus elementos principales se simplifica con el uso de diagramas, como el adoptado por el "Public Roads Administration" (figura 6.6),

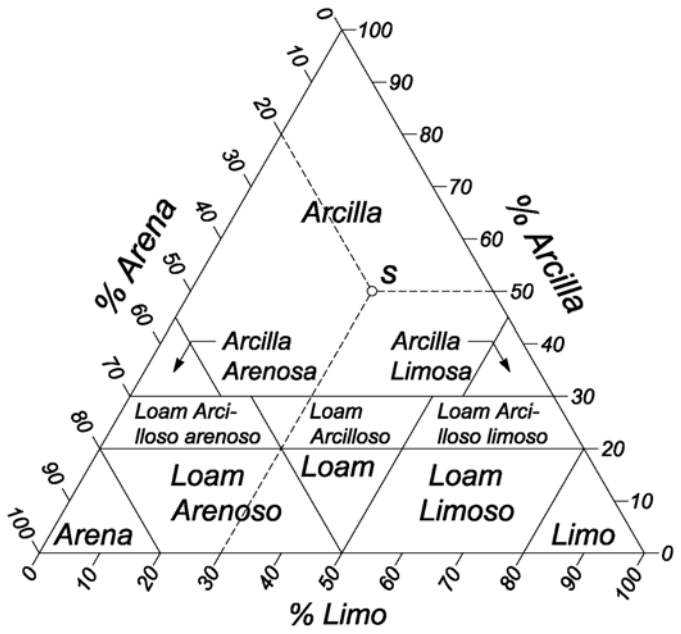


Fig.6.6. Grafico del Public Roads para la clasificación de suelos. [6]

en el cual cada uno de los tres ejes coordenados sirva para representar una de las tres fracciones granulométricas: arena, limo y arcilla. El diagrama esta dividido en zonas y a cada zona se le asigna un nombre. Las tres coordenadas de un punto representan los porcentajes de las tres fracciones presentes en un suelo cualquiera y determinan la zona a la cual el mismo pertenece. Por ejemplo, un suelo mixto, compuesto de 20 por ciento de arena, 30 por ciento de limo y 50 por ciento de arcilla, viene representado por el punto *S* y es clasificado como arcilla.

6.1.7 Agregados de suelo

Introducción

El término *agregado* se refiere al suelo mismo, en contraposición con cada uno de sus elementos constituyentes. Cualitativamente, los agregados de suelo pueden diferir en porosidad, densidad relativa, contenido de humedad y de gas, y también en consistencia. Los datos cualitativos se obtienen por medio de ensayos de laboratorio o ensayos "in situ". Sin estos datos, toda descripción de un suelo resulta inadecuada.

Textura, estructura y consistencia

El término *textura* se refiere al grado de fineza y uniformidad del suelo y se describe por medio de términos tales como *harinoso, suave, arenoso, áspero*, etcétera, según cual sea la sensación que produce al tacto.

El término *estructura* se refiere a la forma en que las partículas están dispuestas en el agregado de suelo. Si las partículas de suelo de un agregado estable no están adheridas entre sí, las mismas se encuentran dispuestas en una *estructura granular* en la que cada partícula toca a varias de las partículas próximas (figura 6.2c). Según cual sea la disposición de los granos, una estructura granular puede ser *suelta o densa.*

Los suelos de granos finos pueden ser estables, aunque sus partículas se toquen en muy pocos puntos, siempre que la adherencia entre ellas sea del mismo orden de magnitud que su peso propio. La estructura que les corresponden se denomina en *nidos de abeja* (figura 6.2b).

La estructura floculenta (figura 6.2a), a que se hizo mención en el (Apartado 6.1.4), se presenta raras veces en los suelos naturales, ya que, casi invariablemente, los suelos muy finos contienen cierto porcentaje de partículas más gruesas. Dichas partículas forman un esqueleto cuyos intersticios están parcialmente colmados con un agregado relativamente blando de partículas muy finas. Esta disposición de las partículas se denomina *estructura en esqueleto* y es probablemente la causa que explica la notable inestabilidad de muchos suelos apenas cohesivos con partículas cuyos tamaños están comprendidos entre 0,05 y 0,005 milímetros. En las arcillas blandas, la inestabilidad de la estructura en esqueleto aparece disimulada por la cohesión.

La inspección visual de la estructura de los suelos de granos finos o muy finos no es practicable, de modo que la misma debe ser juzgada en base a la porosidad y a otras propiedades del suelo. Las arcillas resistentes pueden contener agujeros tubulares dejados por raíces de plantas y que se extienden hasta varios metros por debajo de la superficie, o bien pueden estar divididas por fisuras capilares en fragmentos prismáticos o irregulares que se separan tan pronto como la presión de confinamiento desaparece. Los movimientos relativos de las paredes de las fisuras producen pequeñas estrías y pulen sus superficies, que en estas condiciones reciben en ingles el nombre de “slickensides”.

El término *consistencia* se refiere al grado de adherencia entre las partículas del suelo y a la resistencia ofrecida a las fuerzas que tienden a deformar o a romper el agregado de suelo. La consistencia se describe por medio de palabras tales como *duro, resistente, frágil, friable, pegajoso, plástico y blando.*

Cuanto más se aproxima un suelo a las características de las arcillas, tanto mayor es la variedad de estados de consistencia en que el mismo puede presentarse. El grado de plasticidad se expresa a veces por medio de los términos graso y magro. Una arcilla magra es poco plástica, debido a la presencia de una porción grande de limo o arena.

Porosidad, contenido de humedad y peso unitario

La *porosidad n* es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total del suelo, entendiéndose como *volumen de vacíos* aquella parte del volumen total no ocupada por los granos. Si la porosidad se expresa en porcentaje, se denomina *porcentaje de vacíos*. (Ecuación 6.1).

$$n = \frac{V_V}{V} \qquad \textit{Ecuación 6.1}$$

La *relación de vacíos e* es la relación entre el volumen de los vacíos y el volumen de los sólidos. (Ecuación 6.2)

Donde:
V = volumen total
V_v = volumen total de vacíos

$$e = \frac{V_V}{V - V_V} \qquad \textit{Ecuación 6.2}$$

La relación de vacíos y la porosidad están relacionadas por las formulas (Ecuación 6.3, 6.4):

$$e = \frac{n}{1 - n} \qquad \textit{Ecuación 6.3}$$

$$n = \frac{e}{1 + e} \qquad \textit{Ecuación 6.4}$$

La porosidad de una masa estable no cohesiva de esferas iguales depende de la forma en que las mismas están dispuestas. En la disposición más densa posible, *n* es igual a 26 por ciento y en el estado mas suelto a 47 por ciento. La porosidad de un depósito natural de arena depende de la forma de sus granos, de la uniformidad del tamaño de los mismos y de las condiciones de sedimentación, y varía entre extremos que se extienden de 25 a 50 por ciento.

La porosidad de las arcillas naturales blandas, que contienen un porcentaje apreciable de partículas lajosas, varia comúnmente entre el 30 y el 60 por ciento, pudiendo llegar hasta el 90 por ciento. La gran influencia que sobre la porosidad ejerce la forma de los granos y el grado de uniformidad, hace que la porosidad por si misma no proporcione una indicación de si un suelo es suelto o denso. Dicha información puede obtenerse solo por comparación entre la porosidad de un suelo dado y las porosidades de ese mismo suelo en sus estados más denso y más suelto posibles. El estado de densidad de los suelos arenosos puede ser expresado numéricamente por medio de la *densidad relativa* D_r , definida por la ecuación 6.5:

$$Dr = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_{\min}} \qquad \textit{Ecuación 6.5}$$

en la que:

e_o = relación de vacíos del suelo en su estado más suelto
e_{min} = relación de vacíos en el estado más denso que puede obtenerse en el laboratorio
e = relación de vacíos del suelo natural en el terreno

Para llevar una arena mediana o gruesa a su estado más suelto posible, correspondiente a una relación de vacíos e_o, la arena es primero secada y luego vertida desde una altura muy pequeña dentro de un recipiente. Las arenas muy finas pasan a su estado más suelto cuando se mezcla una muestra con suficiente agua para transformarlas en una suspensión espesa, que se deja luego sedimentar. El valor de e_o es igual a la relación de vacíos del sedimento obtenido.

La densidad relativa de la arena tiene un significado bien definido, ya que su valor es prácticamente independiente de la presión estática a que el material esta sometido. Depende principalmente del procedimiento utilizado para sedimentarlo y compactarlo. Por el contrario, el grado de densidad de las arcillas y de otros suelos cohesivos depende en forma primordial de las cargas que los mismos han soportado y, en algunos casos, de la velocidad con que las cargas fueron aplicadas.

El contenido de humedad ω de un suelo se define como la relación entre el peso del agua contenida en el suelo y el peso del suelo seco, y se expresa comúnmente en porcentaje. En las arenas situadas por arriba de la napa freática, parte de los vacíos pueden estar ocupados por el aire y, si e_ω representa el volumen de agua por unidad de volumen de materia sólida, la relación (Ecuación 6.6):

$$S_r(\%) = \frac{100 e_\omega}{e} \qquad \textit{Ecuación 6.6}$$

expresa el *grado de saturación*.

El grado de saturación de las arenas es comúnmente descripto por medio de los términos seca, húmeda, etcétera. La tabla 6.1 da una lista de tales términos y de los correspondientes grados de saturación. La nomenclatura allí indicada se aplica solo a las arenas y suelos muy arenosos, ya que una arcilla en un estado de desecación representado por S_r = 90 % puede ser tan dura que a primera vista será clasificada como seca.

Tabla 6.1

Grado de saturación de las arenas

Condición de la arena	Grado de saturación %
Seca	0
Ligeramente húmeda	1 - 25
Húmeda	25 - 50
Muy Húmeda	50 - 75
Mojada	75 - 99
Saturada	100

Las arenas gruesas situadas por arriba de la napa freática, por lo general, están ligeramente húmedas. Las arenas finas o limosas se hallan muy húmedas, mojadas o saturadas. Las arcillas casi siempre están completamente saturadas o casi saturadas, salvo la capa superficial que esta sujeta a las variaciones de temperatura y humedad que se producen en las distintas estaciones del año. Si una arcilla contiene gas, este se presenta en forma de burbujas esparcidas por todo el material, burbujas que pueden estar compuestas de aire que entró en el depósito durante su sedimentación, o de gas producido más tarde por procesos químicos tales como la descomposición de materia orgánica.

El peso unitario de un agregado de suelo se define como el peso del agregado (suelo más agua) por unidad de volumen. Depende del peso de los elementos sólidos, de la porosidad y del grado de saturación. Puede calcularse en la siguiente forma:

el peso unitario del suelo seco (S_r = 0 %) es (Ecuación 6.7) :

$$\gamma_d = (1-n)\gamma_s \qquad \textit{Ecuación 6.7}$$

y el peso unitario del suelo saturado (S_r = 100 %) (Ecuación 6.8):

$$\gamma = (1-n)\gamma_s + n\gamma_\omega = \gamma_s - n(\gamma_s - \gamma_\omega) \qquad \textit{Ecuación 6.8}$$

Donde:
γ_S = Término medio de los pesos específicos absolutos de los elementos sólidos
γ_w = Peso especifico del agua = 1 gr/cm^3
n = porosidad (expresada como una relación)

Para los granos de arena, el término medio de los pesos específicos absolutos es generalmente 2,65 g/cm^3 y para las arcillas varía entre 2,5 y 2,9 g/cm^3, con un término medio estadístico de 2,7.

Tabla 6.2

Porosidad, Relación de vacíos y Peso unitario de suelos típicos en estado natural

Descripción del suelo	Porosidad n %	Relación de vacíos e	Contenido de humedad ω %	Peso unitario Suelo seco γ_d gr/cm^3	Peso unitario Suelo saturado γ gr/cm^3
1- Arena uniforme, suelta	46	0,85	32	1,43	1,89
2- Arena uniforme, densa	34	0,51	19	1,75	2,09
3- Arena graduada, suelta	40	0,67	25	1,59	1,99
4- Arena graduada, densa	30	0,43	16	1,86	2,16
5- Morena glaciar con partículas de todo tamaño	20	0,25	9	2,12	2,32
6- Arcilla glaciar blanda	55	1,20	45	**	1,77
7- Arcilla glaciar resistente	37	0,60	22	**	2,07
8- Arcilla blanda ligeramente Orgánica	66	1,90	70	**	1,58
9- Arcilla blanda muy orgánica	75	3,00	110	**	1,43
10- Bentonita blanda	84	5,20	194	**	1,27

ω = Contenido de humedad del suelo saturado, en por ciento del peso del suelo seco
γ_d = Peso unitario del suelo seco
γ = Peso unitario del suelo saturado.

En la tabla 6.2 se indican las porosidades y los pesos unitarios de suelos típicos saturados, incluyéndose además para los suelos arenosos su peso unitario seco. Los pesos unitarios han sido calculados en base a un peso específico absoluto γ_s = 2,65 g/cm^3 para los suelos arenosos y de 2,70 g/cm^3 para las arcillas.

6.1.8 Consistencia y sensibilidad de las arcillas

Consistencia y sensibilidad de los suelos inalterados

La consistencia de las arcillas y de otros suelos cohesivos se describe usualmente con los términos *blando, compacto, resistente y duro*. La medida cuantitativa más directa de las consistencias es la resistencia a la compresión simple (no confinada) de muestras prismáticas o cilíndricas del suelo, y la tabla 6.3 proporciona los valores de dicha resistencia para varios grados de consistencia.

Tabla 6.3

Consistencia de las arcillas en función de la resistencia a la compresión simple

Consistencia	Resistencia a la compresión Simple q_u en kg/cm²
Muy blanda	Menos de 0,25
Blanda	0,25 – 0,50
Medianamente compacta	0,50 – 1,00
Compacta	1,00 – 2,00
Muy compacta	2,00 – 4,00
Dura	Mayor de 4,00

Las arcillas comparten con muchas otras sustancias coloidales la propiedad de perder resistencia por ablandamiento cuando son amasadas a un contenido inalterado de humedad. El ablandamiento se debe probablemente a dos causas distintas: a) la destrucción del ordenamiento en que están dispuestas las moléculas de las capas adsorbidas, y b) la destrucción de la estructura formada por las partículas durante el proceso de sedimentación.

Aquella parte de la pérdida de resistencia que se debe al desordenamiento de las capas adsorbidas es gradualmente recuperada si la arcilla permanece en reposo, a contenido de humedad constante, después del amasado. El resto, debido probablemente a la alteración permanente de la estructura, es irreversible a menos que se reduzca el contenido de humedad de la arcilla.

El término sensibilidad se refiere al efecto que el amasado produce sobre la consistencia de las arcillas, independientemente de la naturaleza física de las causas del fenómeno. El grado de sensibilidad es diferente para las distintas arcillas y puede también diferir en una misma arcilla según cual es su contenido de humedad.

Si una arcilla es muy sensitiva, un deslizamiento de cualquier naturaleza puede transformarla en una masa de trozos lubricados capaces de deslizar con un talud suave, mientras que un deslizamiento similar en una arcilla de baja sensibilidad, solo produce una deformación local. El cambio de consistencia producido por la alteración de una arcilla sensitiva trae siempre aparejado un cambio de su permeabilidad.

Consistencia de los suelos amasados.

Después que un suelo cohesivo ha sido amasado, su consistencia puede ser variada a voluntad, aumentando o disminuyendo su contenido de humedad. Así, por ejemplo, si se reduce lentamente el contenido de humedad de un barro arcilloso líquido, la arcilla pasa gradualmente del estado líquido al estado plástico y finalmente al estado sólido. El contenido de humedad a que se produce el paso de un estado al otro es muy distinto para las diferentes arcillas y por ello dichos contenidos de humedad pueden ser utilizados para identificar y comparar las arcillas entre sí.

Sin embargo, la transición de un estado al otro no ocurre en forma abrupta, tan pronto como se alcanza un contenido de humedad crítico, sino en forma muy gradual. Por esta razón, todo ensayo para establecer un criterio con respecto a los límites que separan estados de consistencia diferentes, lleva consigo algunos elementos arbitrarios.

El método que ha resultado más apropiado a los propósitos del ingeniero fue tomado de la agronomía y se conoce como el método de Atterberg. Los contenidos de humedad que

corresponden a los límites entre los distintos estados de consistencia se conocen también como *límites de Atterberg*.

El *límite líquido* L_w es el contenido de humedad en por ciento del peso del suelo seco, para el cual, dos secciones de una pasta de suelo con las dimensiones indicadas en la figura 6.7, alcanzan apenas a tocarse sin unirse cuando la taza que las contiene es sometida al impacto de un numero fijo de golpes verticales secos. Como la metodología personal tiene una influencia importante en los resultados del ensayo, se utiliza para ejecutarlo un aparato mecánico normalizado.

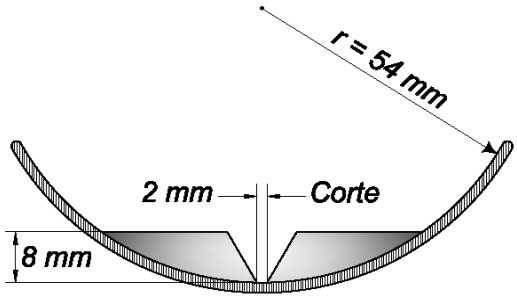


Fig. 6.7 Corte de la taza para determinar el límite líquido con la pasta de suelo.

El *límite plástico* P_w o límite inferior del estado plástico, es el contenido de humedad para el cual el suelo comienza a fracturarse cuando es amasado en pequeños cilindritos, haciendo rodar la masa de suelo entre la mano y una superficie lisa.

El *límite de contracción* S_w o límite inferior de cambio de volumen, es el contenido de humedad por debajo del cual una pérdida de humedad por evaporación no trae aparejada una reducción de volumen. Cuando el contenido de humedad pasa por debajo del límite de contracción, el suelo cambia de color, tornándose más claro. Los contenidos de humedad comprendidos entre los límites líquido y plástico se llaman contenidos de humedad de la zona plástica del suelo y la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico, índice de plasticidad, I_w. A medida que el contenido de humedad de un suelo cohesivo se aproxima más al límite inferior P_w de la zona plástica, mayor es su resistencia y compacidad.

Si el contenido de humedad de un estrato natural de suelo es mayor que el límite líquido (consistencia relativa negativa), el amasado transforma al suelo en un barro viscoso espeso.

Por el contrario, si el contenido natural de humedad es menor que el límite plástico (consistencia relativa mayor de la unidad), el suelo no puede ser amasado. La resistencia a la compresión simple de las arcillas inalteradas con consistencias relativas cercanas a cero varía frecuentemente entre 0,3 y 1 kg/cm².

Además de los límites de Atterberg, el conocimiento de la resistencia de la arcilla seca es útil para la identificación y comparación de los suelos cohesivos. La resistencia de muestras de arcillas secadas al aire varia entre unos 2 y más de 200 kg/cm² y un experimentador acostumbrado puede distinguir grados de resistencia *muy baja, baja, mediana, alta y muy alta* cuando toma un fragmento angular de suelo y lo aprieta entre los dedos.

Una arcilla tiene resistencia mediana cuando al apretar un trozo entre los dedos el mismo puede reducirse a polvo solo con un gran esfuerzo. Los fragmentos de muy alta resistencia no pueden ser fracturados mientras que los de resistencia muy baja se desintegran muy fácilmente. Los fragmentos deben obtenerse moldeando una probeta cilíndrica de unos 2 a 3 cm de diámetro y misma altura, con una pasta de suelo con contenido de humedad cercano al límite líquido. Después que la probeta se ha dejado secar al aire, se rompe en pedazos y los fragmentos a examinar se seleccionan de la parte inferior de la misma.

Clasificación de los suelos por medio del gráfico de las plasticidades

Según cuales sean sus características y propiedades físicas más importantes, los suelos cohesivos pueden ser divididos en ocho grandes grupos, a saber: arcillas inorgánicas de alta, de media y de baja plasticidad; suelos limosos inorgánicos de alta, de media y de baja compresibilidad; arcillas orgánicas y limos orgánicos.

La clasificación de un suelo, dentro de uno de los grupos indicados puede generalmente realizarse por simple inspección visual y, en realidad, es prácticamente idéntica a la que utilizan los jefes de sondeo en campaña. Pero hay casos en que ni aún el técnico experimentado puede hacer la distinción entre los diferentes tipos de suelos con solo examinar su aspecto; con mayor razón, el principiante puede cometer errores importantes. Para subsanar estos inconvenientes se utiliza comúnmente el gráfico de las plasticidades, mediante el cual es posible diferenciar los distintos tipos de suelos cohesivos en forma muy sencilla (figura 6.8).

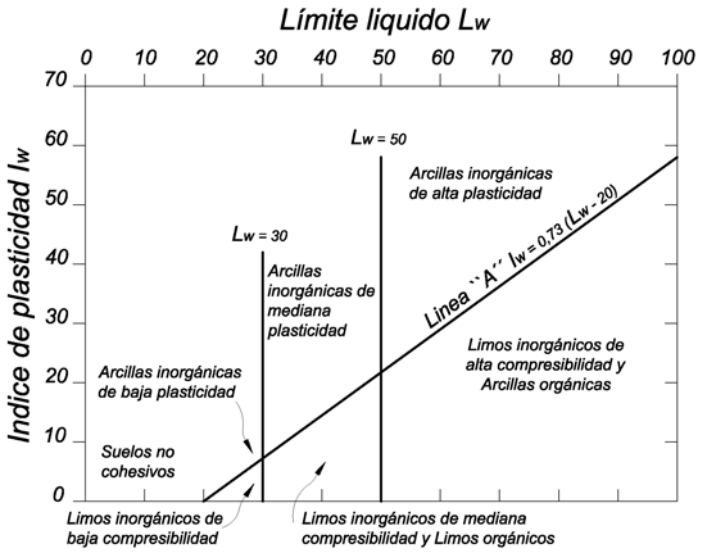


Fig. 6.8 Gráfico de las plasticidades (según A. Casagrande).

En el gráfico de las plasticidades, las abscisas representan el límite líquido L_w y las ordenadas el índice de plasticidad I_W. El grafico esta dividido en seis regiones, tres de ellas situadas por encima de la línea *A* y las otras tres por debajo. El grupo al cual pertenece un suelo dado, viene determinado por el nombre de la región que contiene el punto que representa los valores de L_w e I_w para dicho suelo.

Todos los puntos que representan las arcillas inorgánicas están situados por encima de la línea *A*, mientras que todos los puntos que representan los limos inorgánicos están situados por debajo, de modo que si se sabe que un suelo es inorgánico, puede ser clasificado con el simple conocimiento de los valores I_w e L_w. Sin embargo, los puntos que representan las arcillas orgánicas están normalmente situados en la misma región que les corresponde a los limos inorgánicos de alta compresibilidad, y los puntos que representan los limos orgánicos en la zona de los limos inorgánicos medianamente compresibles, pero este inconveniente es en general fácilmente salvable, ya que los suelos orgánicos se distinguen por su olor característico y por ser además de colores oscuros.

En casos de duda, se debe determinar el límite líquido del material fresco y además el que corresponde después de secado a estufa. Si el secado a estufa disminuye el valor del límite líquido en un 30 por ciento o más, el suelo es orgánico. Además, si un suelo inorgánico

y otro orgánico están representados en la figura 6.8 por el mismo punto, la resistencia del material seco es muy superior en el caso del suelo orgánico que en el inorgánico.

La experiencia ha demostrado que los puntos que representan los resultados obtenidos de diferentes muestras de un mismo estrato de suelo, definen una línea recta aproximadamente paralela a la línea *A*; y que, a medida que aumenta el límite líquido de las muestras, aumenta su plasticidad y su compresibilidad.

La resistencia del suelo seco en el caso de las arcillas situadas por encima de la línea *A* aumenta de mediana, para muestras con límite líquido menor de 30, a muy alta para muestras con límite liquido superior a 100. Por el contrario si la línea que representa un estrato esta situada muy por debajo de *A*, la resistencia en seco de los suelos con límite menor de 50 es muy baja y solo llega a ser mediana para arcillas con límites líquidos del orden de 100 por ciento. Estas relaciones indican entonces que la resistencia seca de suelos inorgánicos de diferentes localidades y que tienen el mismo límite líquido, aumenta en forma general con el índice de plasticidad.

Las muestras que se requieren para efectuar los límites de Atterberg no necesitan ser inalteradas.

6.1.9 Propiedades hidráulicas y mecánicas de los suelos

Significado de las propiedades hidráulicas y mecánicas de los suelos

Se estudiaron hasta ahora las propiedades índices de los suelos. Estas propiedades, que reflejan las características generales de un suelo dado, sirven para indicar hasta que punto suelos de distinto origen pueden ser similares. Sirven además de base para registrar la experiencia y para utilizarla luego en obras futuras.

Se ha hecho notar que la mecánica de los suelos práctica esta basada principalmente en la experiencia. Pero debe también reconocerse que la ingeniería civil alcanzó su mayor desarrollo con el aporte de la ciencia aplicada, que tuvo por función revelar las relaciones existentes entre los fenómenos y sus causas.

Para establecer estas relaciones, fue necesario investigar las propiedades físicas de los diferentes tipos de suelo, de la misma manera que, en el estudio de la estabilidad de las construcciones, fue necesario investigar las propiedades del acero y del hormigón. En la mayoría de los casos prácticos, se considera que un acero o un hormigón están suficientemente descriptos cuando se conocen la resistencia y el modulo de elasticidad. En el caso de los suelos, el problema es algo más complicado y muchas veces es necesario conocer varias propiedades distintas. De ellas, las más importantes son la permeabilidad, la compresibilidad, la resistencia al corte y a las deformaciones plásticas, y la relación tensiones-deformaciones. Dichas propiedades se estudian en detalle a continuación.

6.1.10 Permeabilidad de los suelos

Introducción

Se dice que un material es permeable cuando contiene vacíos continuos. Como tales vacíos existen en todos los suelos, incluyendo las arcillas más compactas, y en todos los materiales de construcción no metálicos, comprendidos el granito sano y la pasta de cemento, dichos materiales son permeables.

La circulación de agua por los mismos obedece también aproximadamente a leyes idénticas, de modo que la diferencia entre una arena limpia y un granito sano es, en este concepto, solo una diferencia de magnitud.

La permeabilidad de los suelos tiene un efecto decisivo sobre el costo y las dificultades a encontrar en muchas operaciones constructivas, como lo son, por ejemplo, las excavaciones a cielo abierto en arena bajo agua o la velocidad de consolidación de un estrato de arcilla blanda bajo el peso de un terraplén. Aún la permeabilidad de un hormigón denso o de una roca sana puede tener importancia práctica, ya que el agua ejerce presión sobre el material poroso a través del cual circula, y esta presión, que se conoce con el nombre de presión de filtración, puede llegar a ser muy alta.

El concepto generalizado y erróneo de que la arcilla compacta y el hormigón denso son impermeables, se debe a que la cantidad de agua que escurre a través del material es tan pequeña que, en el caso de superficies expuestas al aire, la misma se evapora totalmente aunque la atmósfera este muy húmeda y la superficie tiene aspecto de estar seca.

Sin embargo, y dado que los efectos mecánicos del escurrimiento son independientes de la velocidad de circulación del agua, la ausencia de una descarga visible no es una indicación de que no existan presiones de filtración. Una manifestación notable de este hecho ocurre a veces en excavaciones efectuadas en limos muy finos. A pesar de que la permeabilidad es muy baja, una pequeña variación en la presión del agua de sus poros puede resultar suficiente para transformar una gran cantidad del material en una masa semilíquida.

Algunas definiciones. La ley de Darcy

Cuando el agua circula a través de un material permeable, las partículas de agua recorren caminos que se desvían en forma errática, aunque muy poco, de curvas que se denominan *líneas de filtración.* Si las líneas de filtración son rectas y paralelas, se dice que la filtración es *lineal*. Los principios hidráulicos que interesan en la filtración lineal están ilustrados en la figura 6.9, donde los puntos *a y b* representan los extremos de una línea de filtración.

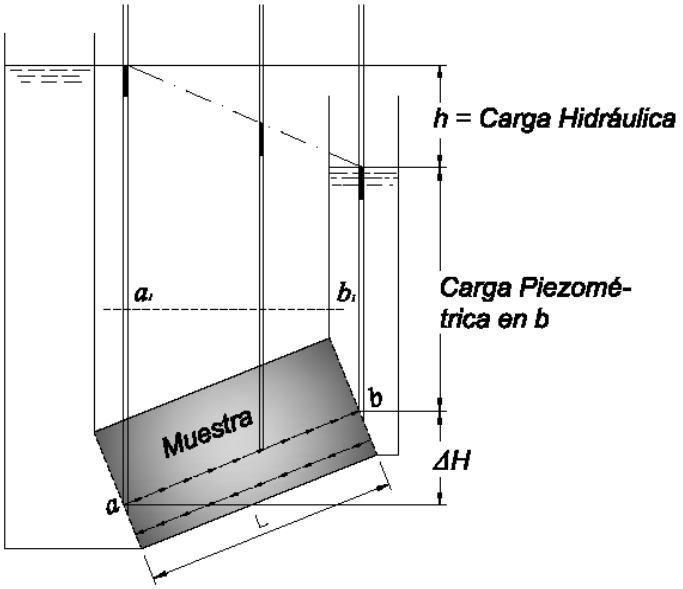


Fig.6.9. Diagrama que indica el significado de carga hidráulica y de altura o carga piezométrica para el caso del escurrimiento lineal del agua a través de una muestra de suelo. [6]

En cada extremo se ha instalado un tubo piezométrico para indicar el nivel a que el agua se eleva en dichos puntos. El nivel del agua en el tubo colocado en *b* se llama *nivel*

piezométrico en el punto *b* y la distancia vertical entre este nivel y el punto *b* es la altura o carga piezométrica en *b*.

Si el agua se eleva al mismo nivel en los tubos piezométricos colocados en *a* y *b*, el sistema se encuentra en reposo y no hay filtración, cualquiera que sea la diferencia de nivel entre los puntos *a* y *b,* la filtración se produce solamente en el caso en que exista una diferencia piezométrica *h* entre *a* y *b*, diferencia que también se denomina carga hidráulica de *a* respecto a *b*.

Debe hacerse notar que la diferencia piezométrica es igual a la deferencia entre las alturas piezométricas *a* y *b*, solo en el caso en que no hay diferencia de nivel entre dichos puntos.

En la figura 6.9, a_1 y b_1 representan dos puntos situados al mismo nivel en los tubos piezométricos colocados en *a* y *b.* Como el peso especifico del agua es γ_W (gm/cm^3), la presión hidrostática en a_1 es mayor que en b_1 en una cantidad $\gamma_W.h$. La diferencia $\gamma_W.h$ entre la presión hidrostática en dos puntos situados al mismo nivel se denomina *sobrepresión hidrostática* y es la que provoca la circulación de agua a través del suelo.

La relación en la que *u* es la sobrepresión hidrostática, se llama gradiente de presión (gm/cm^3) entre a y b (Ecuación 6.9).

$$i_p = \gamma_w \frac{h}{l} = \frac{u}{l} \qquad \textit{Ecuación 6.9}$$

Por otro lado

$$i = \frac{i_p}{\gamma_w} = \frac{l}{\gamma_\omega}\frac{u}{l} = \frac{h}{l} \qquad \textit{Ecuación 6.10}$$

es el gradiente hidráulico. En el sistema métrico decimal i_p e i son numéricamente iguales, la única diferencia estriba en que i no tiene dimensión mientras i_p tiene como dimensión gm/cm^3 (Ecuación 6.10).

La *velocidad de descarga v* es la cantidad de agua que circula en la unidad de tiempo a través de una superficie unitaria perpendicular a las líneas de filtración. En un material poroso, estadísticamente isótropo, la porosidad de una sección plana es igual a la porosidad volumétrica n y por consiguiente, la *velocidad de filtración* media v, por los poros del material, es igual a la velocidad de descarga dividida por la porosidad.

Toda vez que se hable de velocidad sin indicar otro calificativo, se entenderá que se trata de la velocidad de descarga y no de la velocidad de filtración.

La velocidad de descarga en arenas finas saturadas y en otros suelos de granos finos también saturados, donde la circulación del agua no afecta la estructura del material, puede ser determinada casi exactamente por medio de la ecuación 6.11

$$v = \frac{K}{\eta} i_p \qquad \textit{Ecuación 6.11}$$

en la que η (g.m.segundo/cm²) es la viscosidad del agua y *K* una constante empírica denominada la permeabilidad.

La viscosidad del agua disminuye con la temperatura, mientras que *K* (centímetros al cuadrado), es una constante para un material permeable dado con porosidad dada. El valor de K es además independiente de las propiedades físicas del líquido que filtra por el material. De las ecuaciones 6.10 y 6.11 se obtiene que la velocidad de descarga es (Ecuación 6.12):

$$v = \frac{K}{\eta}\gamma_\omega i \qquad \textit{Ecuación 6.12}$$

La mayoría de los problemas que enfrenta el ingeniero civil tratan de la filtración del agua a poca profundidad, con muy poca variación en la temperatura del líquido, de modo que γ_ω es prácticamente constante. Como, además dentro de esas variaciones de temperatura η varia entre límites poco extensos, es costumbre sustituir en la ecuación 6.12, el valor:

$$k = K\frac{\gamma_\omega}{\eta} \qquad \text{Ecuación 6.13}$$

con lo cual

$$v = ki \qquad \text{Ecuación 6.14}$$

En ingeniería civil k se conoce como el *coeficiente de permeabilidad*. La ecuación 6.14 se conoce como la *ley de Darcy.* Debe tenerse bien en cuenta que la permeabilidad de un material poroso viene expresada por K (cm²) y no k (cm /segundo), ya que el coeficiente K es independiente de las propiedades del líquido, mientras que k depende, no solo de las propiedades del material poroso, sino que también de las del líquido que circula por el mismo.

En una masa de suelo, los canales a través de los cuales circula el agua tienen una sección transversal muy variable e irregular. Por ello, la velocidad real de circulación es extremadamente variable. Sin embargo, la velocidad media obedece a las mismas leyes que determinan el escurrimiento del agua en los tubos capilares rectos de sección constante.

Si la sección transversal del tubo es circular, la velocidad aumenta de acuerdo con la ley de Poiseuille con el cuadrado del diámetro del tubo. Como el diámetro medio de los vacíos de un suelo con una porosidad dada, aumenta prácticamente en relación directa con el tamaño D de las partículas, es posible expresar k en función de D tomando como base la ley de Poiseuille (Ecuación 6.15):

$$k = \text{constante x } D^2 \qquad \textit{Ecuación 6.15}$$

Para el caso de arenas sueltas muy uniformes para filtros (coeficiente de uniformidad no mayor de 2), Allen Hazen obtuvo la ecuación empírica siguiente (Ecuación 6.16):

$$k = (\text{cm/seg}) = C_1 D_{10}^2 \qquad \textit{Ecuación 6.16}$$

en la que D_{10} es el tamaño efectivo en centímetros y el coeficiente C_1 (1/cm.seg) varía entre 100 y 150. Como se ha hecho notar, la ecuación 6.16 es aplicable solo al caso de arenas bastante uniformes en estado suelto.

Relación entre la relación de vacíos y la permeabilidad.

Cuando un suelo es comprimido o vibrado, el volumen ocupado por sus elementos sólidos permanece prácticamente invariable, mientras que el volumen de los vacíos disminuye. La figura 6.10 indica la influencia que la relación de vacíos ejerce sobre la permeabilidad. Las abscisas representan la relación de vacíos, y las ordenadas la relación

$k/k_{0.85}$ entre el coeficiente de permeabilidad k del suelo a una relación de vacíos dada e y ese mismo coeficiente cuando e = 0,85.

La curva en trazos llenos es válida para arenas finas y medianas limpias con granos de buena cubicidad. Dicha curva puede ser expresada matemáticamente por medio de varias ecuaciones simples, tal como la ecuación de A. Casagrande (Ecuación 6.17):

$$k = 1{,}4 k_{0,85} e^2 \qquad \textit{Ecuación 6.17}$$

En problemas relacionados con fundaciones, raramente se encuentran arenas limpias del tipo indicado más arriba. Si la arena contiene un alto porcentaje de partículas en forma de escamas, como son las partículas de mica, la relación entre e y $k/k_{0,85}$ se asemeja a la indicada por la curva punteada de la figura 6.10.

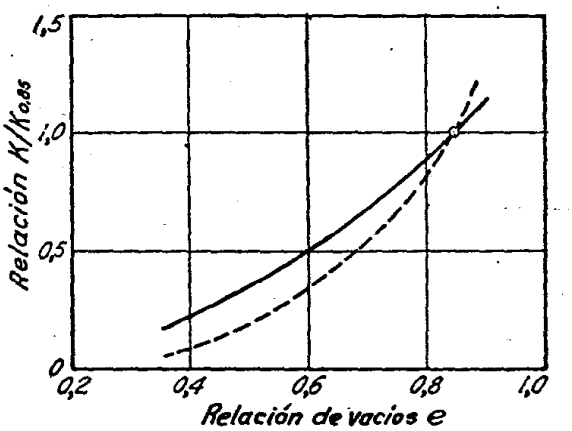


Fig. 6.10. Relación entre la permeabilidad y la relación de vacíos de una arena graduada (línea llena) y de un suelo con elementos escamosos (línea punteada). [6]

Si un suelo contiene burbujas de aire, el tamaño de las burbujas disminuye al aumentar la presión del agua, de modo que el coeficiente de permeabilidad aumenta con la carga hidráulica. En las arcillas que contienen agujeros de raíces o fisuras abiertas, la circulación del agua trae casi siempre aparejada una erosión interna y las partículas erosionadas van a llenar poco a poco los pasajes más estrechos, con lo cual el coeficiente de permeabilidad disminuye a un valor muy pequeño con respecto al valor inicial. Por ello, la ley de Darcy no es válida más que en el caso en que el volumen y la forma de los canales de escurrimiento son independientes de la presión y del tiempo.

6.1.11 Compresibilidad de estratos confinados de suelos

Introducción

Si las zapatas de fundación de un edificio se encuentran apoyadas directamente sobre una capa de arcilla blanda, es probable que sufran un asentamiento excesivo y que quizás lleguen hasta hundirse en el suelo. Condiciones tan desfavorables del suelo de fundación se perciben fácilmente, de modo que los proyectistas prevén generalmente las posibles dificultades y establecen sus fundaciones sobre pilotes o pilares que atraviesan la capa blanda y descansan sobre estratos firmes.

Por el contrario, si debajo de un espeso estrato de arena existe una capa delgada de arcilla blanda, las consecuencias que puede traer la presencia de dicha capa no son tan fáciles de prever.

Muchos ingenieros creen que el asentamiento de una zapata depende exclusivamente de la naturaleza del suelo situado inmediatamente debajo de la misma, y por ello, si la arcilla blanda se encuentra situada a más de 3 o 4 metros por debajo de la cota de fundación, su existencia es comúnmente ignorada, sin considerar que la consolidación gradual de la arcilla por el peso del edificio puede originar asentamientos excesivos y no uniformes.

Debido a la relativa frecuencia con que han aparecido asentamientos no previstos, originados por este tipo de fenómenos, la compresibilidad de los estratos confinados de arcilla ha recibido una atención creciente durante los últimos 20 años. Se han desarrollado, como consecuencia, métodos que permiten calcular o estimar la magnitud y la distribución de los asentamientos, de modo que si se considera que estos resultan excesivos, es siempre posible modificar el proyecto de las fundaciones antes de iniciar su construcción.

La adherencia y la fricción en los bordes de los estratos de arcilla impiden que los mismos se expandan en sentido horizontal, así que los datos necesarios para calcular los asentamientos causados por la compresión de estratos confinados de arcillas pueden obtenerse efectuando ensayos sobre muestras del material mantenidas lateralmente confinadas.

Método de Ensayo

El ensayo de compresión confinada o ensayo de consolidación, se realiza colocando una muestra de arcilla dentro de un aro, como lo indica la figura 6.11, y cargándola uniformemente por la interposición de un disco rígido. La compresión del suelo es medida utilizando un dial o comparador micrométrico.

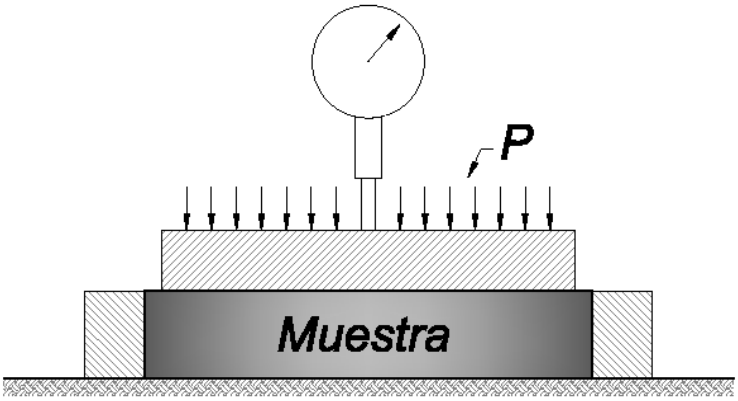


Fig. 6.11 Aparato para realizar ens. de comp. lateralmente confinada sobre muestras de suelo. [6]

Si el suelo esta saturado, la muestra se coloca entre dos piedras porosas que permitan el escape del agua durante la compresión.

Los resultados del ensayo se presentan gráficamente indicando en escala natural la relación de vacíos *e* en el eje vertical y la presión *p* en el eje horizontal. La curva resultante se denomina *curva e*-p. Es corriente también dibujar la curva tomando *e* en escala natural y *p* en escala logarítmica, y en este caso la misma se denomina *curva e-log p*.

Antes de seguir adelante, debe hacerse una distinción entre los suelos considerados en su estado natural y aquellos en que su estructura original ha sido destruida por un amasado.

Las partículas de un suelo amasado alcanzan su posición final bajo el efecto de un proceso que involucra el desplazamiento de los puntos de contacto existentes entre las mismas, mientras que las partículas de un estrato natural han sido depositadas grano por grano, de modo que no es de extrañar que las masas de suelos resultantes tengan estructuras muy distintas. Además, en un depósito natural, las partículas de la mayoría de los suelos no han cambiado sus posiciones relativas en cientos o aún miles de años, mientras que en un suelo amasado o en un polvo mineral obtenido artificialmente, dichas posiciones datan de solo pocas horas o días antes de realizarse el ensayo.

Un punto de contacto de larga duración puede dar lugar al desarrollo de una cohesión molecular entre los granos, que no existe en el caso de suelos amasados. Por estas razones, la relación entre presión y relación de vacíos para suelos amasados puede ser distinta de la existente en el caso de suelos inalterados, así que se tratan separadamente.

La figura 6.12[a] (Terzaghi), muestra varias curvas e-p típicas, y la figura 6.12[b] (Terzaghi) las mismas curvas dibujadas en escala e-logp.

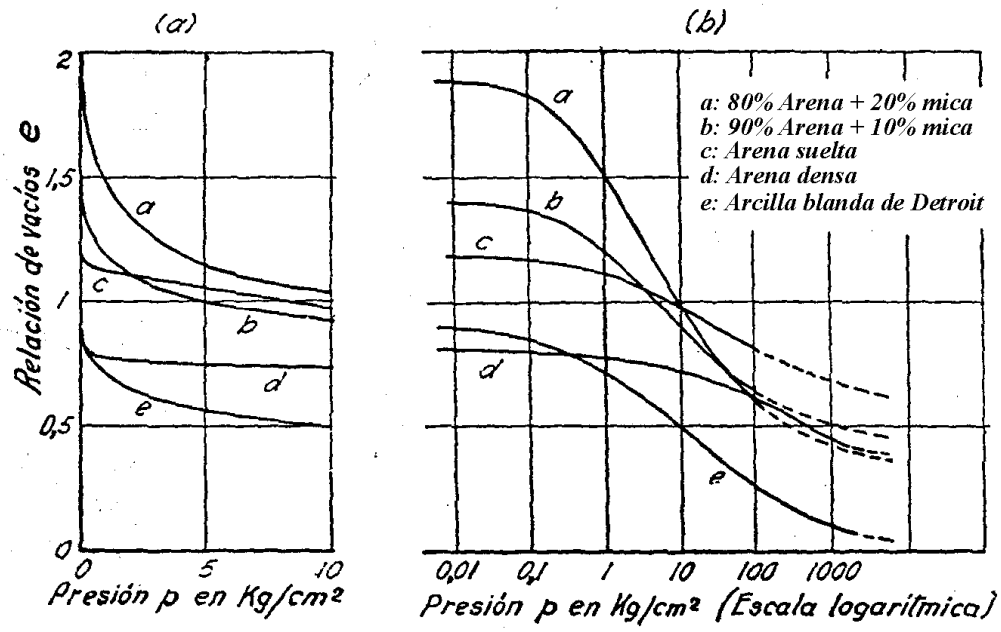


Figura 6.12[a], 6.12[b] . [6]

Estas curvas demuestran que la compresibilidad aumenta rápidamente al incrementarse el porcentaje de partículas en forma de escamas. Todas estas curvas tienen ciertas características en común: se inician con una tangente horizontal y probablemente terminan con una tangente que es también casi horizontal, estando ambos segmentos extremos unidos por una parte central prácticamente recta.

Dos fenómenos más, revisten un interés especial en relación con la compresibilidad de los suelos en general. Estos son: la forma en que progresa con el tiempo la compresión y el cambio de volumen causado por la remoción temporaria de la carga.

La Figura 6.13 ilustra sobre las relaciones entre tiempo y compresión en el caso de arenas. En esta figura K_l representa como disminuye la relación de vacíos de una arena suelta cuando la presión aumenta en forma continua y rápidamente.

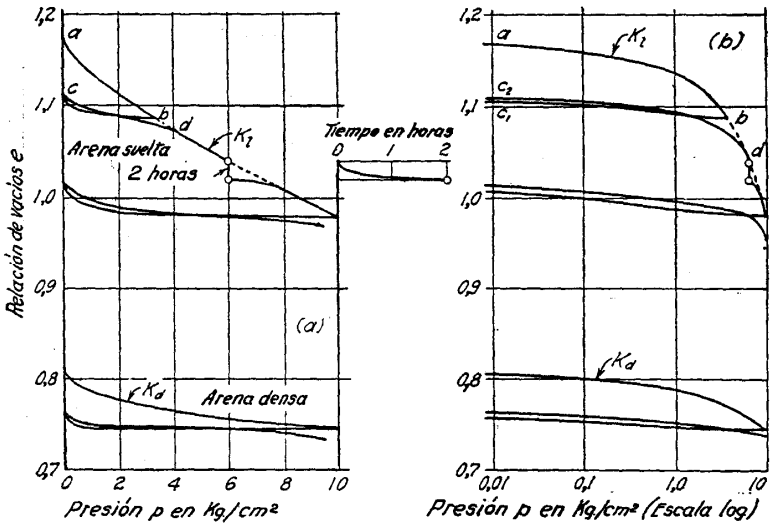


Figura 6.13[a] y 6.13[b] Rel. entre e y p para ens. a la compresión lateral. confinada de arenas. [6]

Si se interrumpe el incremento de la carga, la relación de vacíos sigue disminuyendo a carga constante, como lo indica el escalón vertical de la curva e-p y como lo muestra además la curva e-tiempo correspondiente a dicho paso.

Si después de una interrupción se reanuda el aumento de carga a la misma velocidad anterior, la curva K_l empalma suavemente hasta confundirse con la curva que se hubiese obtenido si no hubiera habido interrupción alguna.

La disminución en la relación de vacíos que se produce a carga constante es debida a un retardo en el ajuste de la posición de los granos a la nueva presión aumentada.

Efectos similares provocados por la misma causa se observan cuando una muestra de arcilla amasada es sometida a ensayo. En este caso, sin embargo, estos efectos vienen combinados con el retardo producido por la baja permeabilidad de la arcilla, efecto de notable importancia.

Debido a este retardo, por el cual la deformación bajo una carga necesita cierto tiempo para producirse, una curva e-p no tiene un sentido físico definido.

La Figura 6.13 muestra también el cambio producido en la relación de vacíos cuando se retira temporariamente la carga. El efecto producido por la remoción de la carga está representado por la curva de descarga b-c; y aquel que resulta de una nueva aplicación de carga, por la curva de recompresión c-d.

En el caso de arcillas, b-c representa la curva de hinchamiento. El área comprendida entre la curva de descarga y la de recompresión es lo que se conoce con el nombre de lazo de histéresis.

Los lazos de histéresis para los distintos tipos de suelos difieren solo por su inclinación y su ancho.

El peso de una estructura o de un terraplén, según sea el caso, incrementa la presión a que está sometida la arcilla desde p_0 al valor $p_0+\Delta_p$ y origina una disminución de la relación de vacíos desde e_0 hasta e. Podemos entonces, dentro del intervalo p_0, $p_0+\Delta_p$, escribir:

$$e_0 - e = \Delta e = \alpha_v \Delta_p \qquad \textit{Ecuación 6.18}$$

$$\alpha_v (cm^2 / gm) = \frac{e_0 - e}{\Delta_p (gr / cm^2)} \qquad \textit{Ecuación 6.19}$$

Este valor α_v se denomina coeficiente de compresibilidad dentro del intervalo p_0, $p_0+\Delta_p$. Para una diferencia de presión dada, el valor del coeficiente de compresibilidad disminuye a medida que la presión aumenta (Ecuación 6.19).

La disminución de porosidad Δn, por unidad de volumen original de suelo, que corresponde a la disminución Δe, puede calcularse, del siguiente modo (Ecuación 6.20, 6.21):

$$\Delta n = \frac{\Delta e}{1+e_0} = \frac{\alpha_v}{1+e_0}\Delta_p = m_v \Delta_p \qquad \textit{Ecuación 6.20}$$

$$m_v(cm^2/gm) = \frac{\alpha_v(cm^2/gm)}{1+e_0} \qquad \textit{Ecuación 6.21}$$

Donde m_v es el coeficiente de compresibilidad volumétrica, y representa la compresión de la arcilla por unidad de espesor original bajo la influencia de un aumento unitario de presión.

Si H es el espesor de una capa de arcilla que se encuentra solicitada bajo una presión p, un aumento de presión Δp, reduce el espesor del estrato en el siguiente valor (Ecuación 6.22):

$$S = H.\Delta_p.m_v \qquad \textit{Ecuación 6.22}$$

6.1.12 Resistencia al corte de los suelos

Introducción

Si la tensión tangencial que actúa sobre una masa de suelo excede cierto valor crítico, el suelo se rompe. Según cual sea la función que el suelo desempeña, la rotura puede originar un deslizamiento, la caída de un muro de sostenimiento, o el hundimiento en el terreno de una zapata.

El método más simple, más antiguo, y más usado para la determinación de la resistencia al corte de los suelos, se conoce como ensayo de corte directo, y se realiza utilizando la caja de corte que se esquematiza en la figura 6.14.

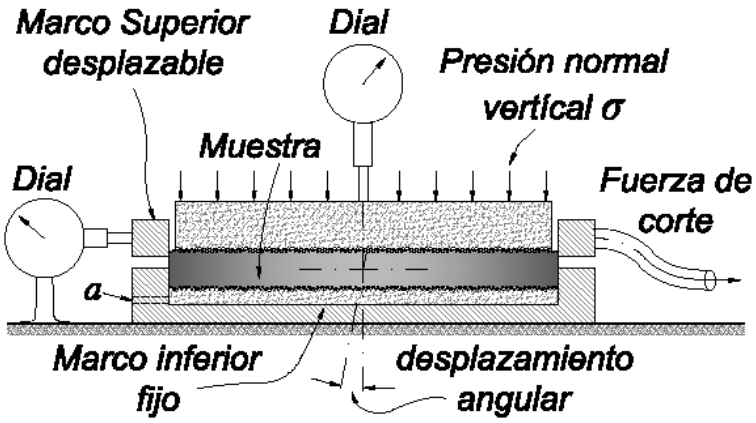


Figura 6.14 Aparato de corte directo. [6]

El aparato consiste en un marco inferior que es fijo, y en uno superior que puede deslizarse en dirección horizontal. La muestra se coloca entre dos piedras porosas que sirven de drenes durante la consolidación de los suelos saturados.

Las superficies de contacto entre las piedras porosas y la muestra son acanaladas o dispuestas en dientes de sierra, como indica la figura, con el objeto de impedir el deslizamiento, entre la muestra y las piedras, durante el ensayo.

Antes de someter la muestra al corte, se aplica sobre la piedra superior una presión vertical p por unidad de área. Tanto la carga vertical, como la de corte que se aplica posteriormente, originan un cambio en la relación de vacíos de la muestra. Si los vacíos están llenos de aire, este cambio se produce en forma casi instantánea; pero si están saturados, la resistencia al escurrimiento del agua a través de los vacíos del suelo retarda el cambio.

El contenido de humedad del suelo en el momento de la rotura depende de: el grado consolidación de la muestra bajo la carga vertical antes de iniciar el corte de la misma, de la permeabilidad del suelo, de la velocidad con que se aumenta la fuerza de corte, y de las condiciones de drenaje.

Los ensayos para investigar la influencia que estos factores ejercen sobre la relación entre la carga vertical y la resistencia al corte, se conocen con el nombre de ensayos lentos, ensayos consolidados rápidos y ensayos rápidos.

En un ensayo lento, tanto la carga vertical, como la fuerza de corte se aplican tan lentamente, que aún en el caso de un material completamente saturado de baja permeabilidad, la humedad del suelo tiene tiempo para adaptarse casi completamente al cambio de tensión.

En un ensayo consolidado rápido, la consolidación total bajo la carga vertical, es seguida por el corte a contenido de humedad constante.

En un ensayo rápido, el contenido de humedad de la muestra permanece prácticamente inalterado durante la aplicación de ambas cargas: la vertical y la de corte.

Con el aparato de corte directo, sólo se pueden hacer ensayos rápidos y consolidados rápidos sobre muestras de arcilla, pues los otros suelos son tan permeables que, hasta con un aumento muy rápido de tensiones, se origina un cambio, aunque sea relativamente pequeño en su contenido de humedad.

La consolidación de la muestra bajo la carga vertical se observa por medio de un micrómetro o dial, que registra el movimiento vertical de la piedra porosa.

El esfuerzo de corte se produce por medio de una fuerza horizontal aplicada al marco superior del aparato y el desplazamiento de dicho marco con respecto al inferior fijo se mide con otro micrómetro.

A medida que aumenta el desplazamiento del marco superior, la fuerza necesaria para producirlo también aumenta, hasta que alcanza un máximo que se denomina valor máximo, sobrepasado el cual, la fuerza disminuye y tiende a un valor final, conforme se exhibe en la curva superior de la figura 6.15[b].

En la práctica, el aparato de corte directo tiene varias desventajas que le son propias. Entre las más importantes está el cambio en área de la superficie de deslizamiento a medida que el ensayo progresa, la distribución no uniforme de las tensiones tangenciales en la superficie potencial de deslizamiento y la rapidez con que cambia el contenido de humedad de las muestras saturadas de distintos tipos de suelos, con el correspondiente cambio de tensión.

Estos inconvenientes han sido eliminados construyendo aparatos anulares y triaxiales de corte.

Resistencia al corte de la arena seca

En la figura 6.15[b] las ordenadas representan la tensión tangencial en la superficie potencial de deslizamiento de una muestra de corte directo, y las abscisas el desplazamiento del marco superior del aparato de corte respecto del inferior.

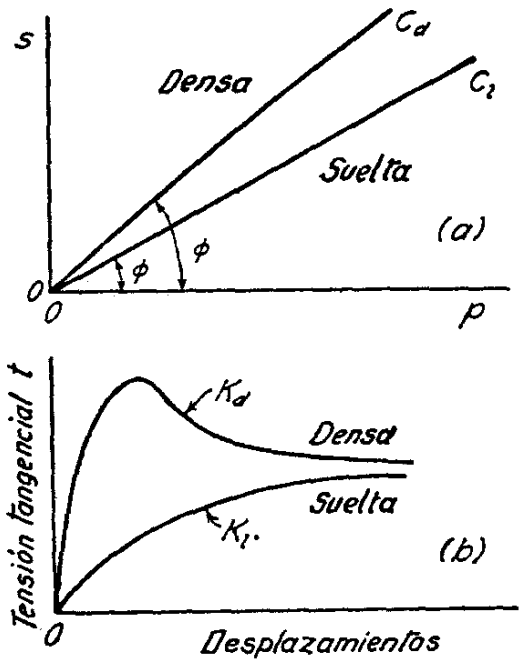


Figura 6.15 (a) Resultados de ensayos de corte directo sobre arena; **(b)** curvas tensiones-deformaciones obtenidas de ensayos de corte directo sobre arena. (según A. Casagrande). [6]

Si la muestra está formada por arena suelta, la tensión tangencial aumenta con el desplazamiento hasta que sobreviene la rotura. Si se repite el ensayo para varias presiones p, y luego se representan las tensiones tangenciales s, correspondientes a los estados de rotura de los distintos ensayos, en función de las presiones p, se obtiene una línea recta C_l (figura 6.15[a]), que puede representarse por la ecuación 6.23:

$$s = p \tan \phi \qquad \textit{Ecuación 6.23}$$

donde el ángulo ϕ se llama ángulo de fricción interna y tan ϕ es el coeficiente de fricción interna.

Si la arena es densa, la rotura por corte va precedida de una disminución de la tensión tangencial desde el valor máximo al valor final que es menor, en la forma indicada por la curva K_d de la figura 6.15[b]. La forma de la curva K_d sugiere que un aumento de la deformación por encima de la que corresponde al valor máximo, trae aparejado una desintegración progresiva de la estructura de la arena.

La línea C_d representa la relación entre la presión normal y los valores máximos de resistencia al corte de la arena densa. El ángulo de inclinación media de la línea de C_d representa el ángulo de fricción interna de la arena densa. Para una arena dada, el ángulo ϕ aumenta con la densidad relativa. Para una arena suelta es aproximadamente igual al ángulo de reposo. La tabla 6.4 proporciona algunos valores representativos del ángulo ϕ:

Tabla 6.4

Valores representativos de Ø en grados para arena seca

	Uniforme Granos redondeados	Bien graduada Granos angulares
Suelta	28,5º	34º
Densa*	35º	46º

* Término medio de valores máximos para tensiones normales entre 0 y 3 kg/cm^2. Si la tensión normal aumenta, el valor de Ø puede disminuir ligeramente, como lo muestra la figura 6.15(a).

Resistencia al corte de la arena saturada

El cambio de tensión que se produce cuando se tira del marco superior de la caja de corte, origina una variación en la relación de vacíos de la arena. La experiencia demuestra que la variación en la relación de vacíos que se origina por corte, depende de la carga vertical y de la densidad relativa de la arena.

Cualquiera que sea la densidad relativa de la arena, la relación de vacíos en el momento de la rotura es, para presiones normales muy bajas, mayor que la inicial; y para presiones normales muy altas, menor que la inicial.

Para presiones normales que tengan valores corrientes, el esfuerzo de corte produce una disminución de la relación de vacíos en las arenas sueltas y un aumento en las arenas densas.

En arenas saturadas, una disminución en la relación de vacíos, trae como consecuencia la expulsión de una cierta cantidad del agua contenida en los poros, y un aumento en dicha relación, la absorción de agua por parte de la arena. La expansión de un suelo, producida por corte a presión normal constante, se llama dilatancia.

Si se altera el equilibrio de una gran masa de arena fina saturada que forma parte de un terraplén (consecuencia de un descenso rápido en el nivel de agua que embalsa), el cambio en contenido de humedad del terraplén no se produce simultáneamente con el cambio de tensión, pues necesita cierto tiempo para que el agua fluya del interior hacia la superficie del mismo.

Para dimensiones dadas de la masa de arena y una velocidad también definida del cambio de tensión, el retraso en el ajuste del contenido de humedad a las nuevas condiciones de solicitación, aumenta a medida que disminuye la permeabilidad del suelo.

Si el retraso es insignificante, las condiciones que gobiernan la rotura de la arena en el terraplén son idénticas a las que se producen en un ensayo de corte lento sobre una muestra saturada. Pero, si por el contrario, la rotura se produce antes que el contenido de humedad del terraplén sufra una alteración apreciable, las condiciones en que la misma se origina corresponden a las que existen durante el ensayo consolidado rápido.

Los resultados de ensayos de corte lentos sobre muestras saturadas son idénticos a los que se obtienen con la misma arena seca a igual densidad relativa, con la única diferencia de que el ángulo ϕ suele ser de 1º a 2º más pequeño para la arena saturada.

Cuando se realiza un ensayo de corte consolidado rápido, la fuerza de corte se incrementa a una velocidad tal como para que la muestra rompa antes de que el contenido de humedad haya empezado a adaptarse al cambio de tensión.

El efecto que esta condición produce sobre la resistencia al corte depende, de si la aplicación de una fuerza tangencial, trae aparejada una tendencia a disminuir o aumentar la relación de vacíos.

La tendencia a disminuir la relación de vacíos va asociada con un aumento de la presión hidrostática del agua de poros, y como dicho aumento constituye en esencia una sobrepresión hidrostática que soporta parte de la presión vertical que actúa sobre la muestra, la presión vertical efectiva en la superficie de deslizamiento es menor que la total actuante, de modo que el suelo rompe a una tensión de corte menor que la que se obtiene en una muestra similar sometida a un ensayo lento. La tendencia de la muestra a la expansión (dilatancia) tiene un efecto opuesto.

Ahora, si analizamos una masa de arena situada a una profundidad grande por debajo del nivel de la napa, la presión inicial en el agua de los poros u_ω no puede ignorarse, de modo que en este caso, el valor de p de la ecuación 6.23 debe sustituirse por p- u_ω, con lo cual:

$$s = (p - u_\omega)\tan\phi \qquad \textit{Ecuación 6.24}$$

en la que p es la presión normal total en la superficie de deslizamiento (Ecuación 6.24).

La presión u_ω en el agua de los poros, puede también originarse con la aplicación rápida de una sobrecarga. El efecto que dicho fenómeno produce sobre la resistencia al corte, puede investigarse por medio de un ensayo de corte rápido, durante el cual el aumento repentino de la presión sobre la muestra de p a p+Δp es seguido por un esfuerzo de corte aplicado rápidamente.

El aumento de la presión Δp, a contenido de humedad constante, aumenta la presión del agua de los poros de la muestra desde cero a un valor $u_{\omega=}\Delta p$ antes de que se aplique la fuerza de corte, de modo que, de acuerdo con la relación expresada por la ecuación 6.24, el resultado obtenido de un ensayo de este tipo es el mismo que obtendría si la carga sobre la muestra hubiese permanecido inalterada.

Resistencia al corte de arcillas

Las relaciones entre presión y resistencia al corte que se obtienen ensayando muestras inalteradas extraídas de estratos naturales de arcilla, son muy similares a las que existen para muestras pre-consolidadas de la misma arcilla, cuando esta ha sido previamente amasada.

Sin embargo, para una presión de pre-consolidación dada y una carga normal, también dada, la relación entre el valor máximo y el valor final de resistencia al corte es comúnmente mayor para las muestras inalteradas que para las amasadas de la misma arcilla.

Antes de iniciar la construcción, la arcilla está completamente consolidada bajo el peso efectivo del suelo situado encima de la superficie potencial de deslizamiento, posteriormente, durante la construcción, como consecuencia de la baja permeabilidad de la arcilla, su contenido de humedad permanece prácticamente inalterado, pues no ha habido aún tiempo para que se produzcan las variaciones que originarán las cargas aplicadas.

Por ello, es costumbre suponer que la resistencia al corte de la arcilla, en un punto dado de la superficie de falla, es aproximadamente igual al valor máximo que se obtiene en un ensayo de corte consolidado rápido, ejecutado sobre una muestra inalterada tomada de dicho punto y ensayada después de consolidarla bajo una presión vertical igual a la presión efectiva que tenía originalmente en el terreno.

Sin embargo, durante la consolidación en el laboratorio, el contenido de humedad de la arcilla disminuye por debajo del contenido natural de humedad, y consecuentemente la resistencia al corte aumenta.

Las arcillas amasadas se usan en la ingeniería práctica como materiales de construcción para diques y terraplenes. Durante la construcción, el contenido de humedad de la arcilla permanece prácticamente inalterado, de modo que la resistencia al corte de las mismas, inmediatamente después de terminada la obra, corresponde a la que se determina con

ensayos rápidos ejecutados sobre muestras con el contenido de humedad que la arcilla tendrá en el dique inmediatamente después de terminado.

Si la arcilla se halla saturada, los valores de corte rápido, son independientes de la presión normal que actúa sobre la misma, pero si contiene aire, la resistencia al corte s aumenta con la presión normal p y la relación entre estos dos valores puede expresarse mediante la ecuación 6.25:

$$s = c + p\tan\phi \qquad \textit{Ecuación 6.25}$$

La cohesión c depende de la consistencia inicial de la arcilla, y ϕ de la compresibilidad y del contenido de aire. La cohesión c de una arcilla no es una constante del suelo, pues aumenta con el valor de la presión de pre-consolidación. Para una arcilla completamente saturada ϕ=0, y para una arcilla bastante seca ϕ=30º.

6.1.13 Tensiones y deformaciones en los suelos

Las relaciones entre tensiones y deformaciones en los suelos determinan los asentamientos de las fundaciones apoyadas sobre los mismos. Las relaciones tensiones – deformaciones que caracterizan a los suelos, pueden entenderse más fácilmente cuando se comparan con las que corresponden a los sólidos ideales perfectamente elásticos.

Para un material perfectamente elástico (Ecuación 6.26):

$$E(kg/cm^2) = \frac{p(kg/cm^2)}{\varepsilon} \qquad \textit{Ecuación 6.26}$$

Donde:
P= tensión normal en una dirección determinada
ε= deformación unitaria en la dirección de p
ε_l=deformación unitaria en sentidos normales a dicha dirección

La relación se denomina módulo de elasticidad E, y es una constante independiente del estado de tensión, de modo que la relación entre tensión y deformación es lineal en un material elástico. Además, la relación (Ecuación 6.27)

$$\mu = \frac{\varepsilon_l}{\varepsilon} \qquad \textit{Ecuación 6.27}$$

conocida como el coeficiente de Poisson, es también una constante independiente del estado de tensión del material, así que las relaciones tensiones – deformaciones de una material elástico se hallan completamente definidas con las cantidades E y μ.

Si p1, p2 y p3 representan las tres tensiones principales, el cambio unitario de volumen producido por la aplicación de estas tensiones sobre un material elástico es (Ecuación 6.28)

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{1-2\mu}{E}(p_1 + p_2 + p_3) \qquad \textit{Ecuación 6.28}$$

Para μ=0,5, el cambio de volumen es igual a cero, y el material se dice incompresible. El acero es el único material de uso frecuente en construcción que tiene características tensiones – deformaciones que obedecen casi estrictamente a las definidas por las ecuaciones precedentes. El coeficiente de Poisson del acero es aproximadamente 0,3, de modo que un

aumento de las tensiones normales produce en este material una ligera disminución de volumen.

Analizaremos ahora que sucede en las arcillas

En la figura 6.16, las abscisas representan la presión vertical sobre una probeta no confinada de arcilla, y las ordenadas las deformaciones unitarias verticales. La curva Oc muestra la forma en que aumentan las deformaciones unitarias cuando la presión se incrementa a una velocidad constante.

Si la carga se mantiene constante a un valor dado, la muestra sigue acortándose en la forma en que lo indica la línea vertical ab.

La velocidad con que se produce este acortamiento disminuye con el tiempo, hasta hacerse igual a cero, siempre que la tensión de corte en la superficie potencial de falla sea menor que la tensión necesaria para producir "creep".

Por otro lado, si en un momento dado, durante el ensayo, se impide que las deformaciones sigan aumentando, la tensión sobre la probeta disminuye a velocidad decreciente hasta tornarse constante.

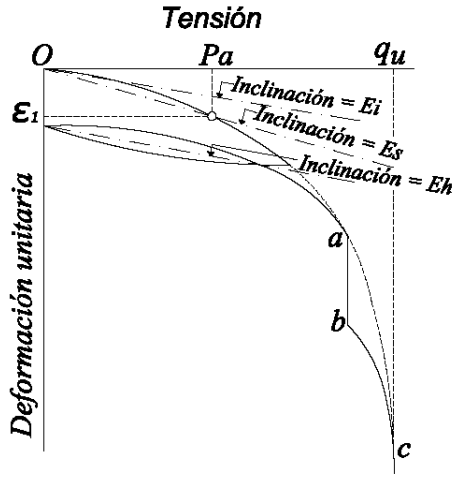


Figura 6.16 Diagrama de tensiones-deformaciones para el suelo. [6]

En el diagrama de la figura 6.16, este fenómeno estaría representado por un corto segmento horizontal que no se ha indicado. En cualquiera de los dos casos, la reanudación del proceso de carga a la velocidad inicial conduce a una curva que se une a la rama principal Oc en una forma suave.

Si se descarga la muestra a la misma velocidad con que fue previamente cargada, la recuperación elástica es menor que la compresión ya sufrida. La nueva aplicación de carga produce una curva de recompresión que se une en forma suave a la rama principal; encerrando las curvas de descarga y recompresión, un lazo de histéresis.

Si la presión se aumenta en forma indefinida, cuando alcanza el valor de la resistencia a la compresión simple q_u del material, la probeta se rompe por corte o por aplastamiento e hinchamiento lateral. Durante el ensayo, el volumen de la probeta permanece constante, de modo que el coeficiente de Poisson, es constante e igual a 0,5.

Como para la mayoría de los suelos la línea Oc es curva en toda su extensión, la relación entre tensiones y deformaciones no puede expresarse con un valor numérico único E, como se hace en el caso de materiales elásticos.

Para comparar las propiedades que en este aspecto tienen distintos suelos, o bien las que tiene un mismo suelo bajo condiciones distintas, se pueden usar las tres cantidades siguientes: el módulo tangente inicial E_i, el módulo secante E_s, o el módulo de histéresis E_h.

Estas cantidades son iguales a las inclinaciones (tensión por unidad de deformación unitaria) de las líneas de puntos y rayas de la figura 6.16. El módulo secante E_s representa la inclinación media de la curva tensiones – deformaciones en el intervalo que va entre cero y un valor arbitrario p_a que normalmente se toma igual a 1/3 q_u.

Si se ensaya una muestra inalterada de arcilla y luego se amasa a contenido de humedad constante y se vuelve a ensayar, se observa que los valores q_u, E_i, E_s y E_h son mucho menores para el material amasado que para el inalterado, pero que las características generales del diagrama tensiones – deformaciones son las mismas. La magnitud de la disminución de resistencia y de rigidez, depende del grado de sensibilidad de la arcilla.

Si las probetas amasadas se dejan en reposo a contenido de humedad constante, su resistencia y rigidez aumentan a una velocidad que disminuye con el tiempo, sin que exista la posibilidad de que lleguen a alcanzar jamás los valores que tenían las probetas inalteradas.

Las relaciones entre tensiones y deformaciones que ilustra la figura 6.16, son características de todos los suelos, cualquiera sea su estado y, por lo tanto, determinan la naturaleza general de las deformaciones de los mismos, ya sea por efecto de la aplicación o de la remoción de una carga superpuesta, como ser, por ejemplo, la ejecución de un edificio o de una excavación a cielo abierto.

Siempre que se tenga la oportunidad de observar la deformación de los suelos, o su desplazamiento, producida por un cambio de la carga que actúa sobre la zapata o un pilote, aparecerán las relaciones fundamentales indicadas en la figura.

Estas relaciones no tienen el más remoto parecido con las que se obtienen en el caso de materiales perfectamente elásticos. Este simple hecho debería ser suficiente para no alentar la aplicación de la teoría de la elasticidad, sin establecer antes perfectamente las limitaciones que la misma posee en el caso de los suelos.

La experiencia indica que las relaciones entre tensiones y deformaciones de los suelos in situ, no son en el caso de las arenas, muy diferentes de las que se obtienen para los mismos suelos en el laboratorio.

En el caso de las arcillas, por el contrario, los valores de los módulos E_i, E_s, y E_h del suelo in situ son muy superiores a los que se esperaría obtener en función de los resultados de ensayos sobre muestras alteradas.

Más aún, hasta las arcillas blandas tienen in situ todas las características de sólidos bastante rígidos, excepto en aquellas partes de la masa donde la estructura del material ha sido alterada por un cambio importante de tensión debido a una excavación o a la aplicación de una carga.

Estas diferencias no invalidan, sin embargo, las relaciones generales mencionadas más arriba entre los cambios de tensión originados por la construcción, y las correspondientes deformaciones lineales y volumétricas producidas en el suelo.

Cuando se aplica una sobrecarga a una parte de la superficie de una estrato de arcilla, se aumenta la presión triaxial p_c del suelo situado debajo del área cargada. No obstante, debido a la baja permeabilidad de la arcilla, el incremento de presión efectiva y la correspondiente consolidación del material se producen muy lentamente.

Como un aumento de presión neutra no cambia ni la resistencia, ni la relación entre tensiones y deformaciones del suelo, estas propiedades no sufren modificación durante la

aplicación de la carga. Con el tiempo, las tensiones neutras disminuyen y la arcilla se consolida, de modo que las propiedades de la misma se modifican correlativamente.

Una excavación a cielo abierto o la perforación de un túnel, reduce la presión p_c de la arcilla que se encuentra en sus cercanías de modo que la misma se hincha. La experiencia demuestra que usualmente el hinchamiento no empieza sino algunos días después que la presión ha sido disminuida y que entonces progresa en forma muy lenta.

En razón de que la inclinación de la mitad derecha de la curva de descarga es muy suave para todos los suelos, el hinchamiento de arcillas normalmente consolidadas es generalmente imperceptible, salvo en aquellas partes de la masa donde la presión de confinamiento disminuye hasta un valor menor del 30% de su valor inicial.

6.2 Mezclas de agua cemento

6.2.1 Agua

El agua debe estar libre de impurezas en cantidades superiores a determinados límites, a fin de no alterar la hidratación del cemento, ni producir retrasos en el fraguado y endurecimiento o reducción de la resistencia de la mezcla, ni afectar su durabilidad.

Hay aguas que, aún no siendo potables, pueden ser aptas; en general, si son inodoras, incoloras e insípidas y no forman espumas o gases cuando se agitan, pueden ser utilizadas. Sin embargo, siempre que se tengan dudas sobre su aptitud es conveniente recurrir a un análisis químico.

Los tipos más frecuentes de aguas agresivas son: el agua muy dulce, el agua ácida, y el agua selenitosa, cuyas características y acciones se describen brevemente a continuación.

El agua dulce proveniente de regiones montañosas, es con frecuencia muy pura, con bajo contenido de sales y con un pH próximo al neutro. Sin embargo, la presencia de dióxido de carbono en ella la convierte en un agente agresivo frente al cemento. Al entrar en contacto con él, el dióxido de carbono reacciona con el hidróxido de calcio dando carbonato cálcico, con liberación de agua. Una vez agotado el calcio libre, necesario para mantener la estabilidad de los compuestos cálcicos del cemento, estos comienzan a descomponerse, liberando calcio para equilibrar la pérdida. Si este proceso continúa, los compuestos responsables de dar resistencia a la pasta endurecida se destruyen, dejando hidrato de sílice, óxido de hierro y alúmina.

Las aguas en contacto con efluentes industriales contienen frecuentemente ácidos inorgánicos, tales como el sulfúrico, clorhídrico o nítrico. El agua de lluvia disuelve el dióxido de carbono del aire, produciendo ácido carbónico, que puede encontrarse en elevadas concentraciones en aguas pantanosas y en las que provienen de alta montaña. El agua de alta montaña puede cargarse también de ácidos orgánicos procedentes de materias vegetales, como el ácido húmico, resultante de la descomposición de la turba. Disueltos en agua que esté en contacto con el cemento, todos estos ácidos se combinan con el calcio del mismo para dar las sales correspondientes, destruyendo los compuestos resistentes de la pasta endurecida según un proceso análogo al descripto en el caso del agua dulce.

Los sulfatos existentes en las aguas selenitosas son, en orden de agresividad decreciente, los de amonio, magnesio, sodio y calcio. La primera de estas sales raramente se encuentra en el agua natural. El sulfato de magnesio tiene una doble acción perjudicial sobre el cemento endurecido. Por un lado, el ion magnesio disuelve el silicato de calcio, produciendo hidróxido de magnesio y sílice hidratada; este no es un proceso expansivo, pero la baja alcalinidad del medio conduce a una continua descomposición de los silicatos de calcio para mantener el equilibrio básico. Por otro, el ion sulfato se combina con el calcio liberado en la reacción anterior, formando sulfato de calcio, y con el aluminato tricálcico para

dar sulfoaluminato tricálcico, compuestos que cristalizan con mucha expansividad. Con las sales sulfatadas de sodio y de calcio ocurre un proceso similar al descripto precedentemente, seguido del consecuente efecto expansivo y destructor.

La acción de las aguas agresivas puede disminuirse usando cementos con bajo contenido en calcio, como los cementos siderúrgicos y los puzolánicos.

Un pH por debajo de 4 indica en general la presencia de ácidos minerales y por lo tanto de un agua fuertemente agresiva.

Es posible también que algunas aguas resulten adecuadas en determinadas épocas y pueden dejar de serlo al poco tiempo por el paso de un período de sequedad a lluvias o la inversa. Este podría ser el caso de aguas extraídas de pozos, por ejemplo, en las que convendrá realizar periódicamente análisis químicos para controlar su salinidad y grado de impurezas.

En general, y sin que ello implique excluir la realización de ensayos que permitan verificar su calidad, podrán considerarse para uso las aguas potables. En la tabla 6.5 se establecen los límites máximos de componentes perjudiciales.

Tabla 6.5

Componentes perjudiciales	Límites máximos
Contenido máximo de material orgánico (expresado en oxígeno consumido)	3 mg/l
Residuos sólidos (la parte que se saca por filtración, previo secado a 120º/130ºC)	5 g/l
Sulfatos (expresados en ión SO_4^{--})	< 0.6 g/l
Cloruros (expresados en ión Cl^-)	< 0.1 g/l
Hierro (expresado en ión férrico Fe^{+++})	1 ppm
Carbonatos y bicarbonatos alcalinos (alcalinidad total expresada en CO_3 Hna)	< 1 g/l
PH	5.8 a 8.0

6.2.2 Cemento portland

El cemento se define como el conglomerante hidráulico, esto es, material artificial de naturaleza inorgánica y mineral, que finamente molido y convenientemente amasado con agua forma pastas que fraguan y endurecen a causa de las reacciones de hidrólisis e hidratación de sus constituyentes, dando lugar a productos hidratados mecánicamente resistentes y estables, tanto al aire como bajo el agua.

Se emplearán únicamente cementos del tipo portland de marcas aprobadas. En casos especiales podrán emplearse otros tipos de cemento, si sus características han sido convenientemente estudiadas por un laboratorio oficial especializado, si cumplen los requisitos de calidad establecidos y si el empleo de dichos cementos ha sido aprobado.

6.2.2.1 Materias primas

En este apartado se expone, de forma sencilla, el proceso seguido para la obtención del cemento portland, que comienza con la extracción de los materiales calizos y arcillosos de las canteras, su molturación, dosificación y cocción para la obtención del clinker y finaliza con la adición del yeso y el molido conjunto.

El cemento portland se obtiene de materias primas que sean ricas en cal, sílice y alúmina. Estos minerales se encuentran en su estado natural bajo la forma de calizas (ricas en carbonato cálcico), arcillas (ricas en sílice y alúmina) o margas (mezcla natural de materiales calizos y arcillosos).

Propiedades de las arcillas, tales como su capacidad de endurecimiento y su plasticidad, las hacen interesantes para determinados usos. Este comportamiento, se atribuye a la presencia de sustancias coloidales o geles, y a la deshidratación sucesiva de las capas concéntricas de estos geles. El endurecimiento progresivo se obtiene por el acercamiento creciente de las partículas de la fase dispersa, debido a la pérdida del líquido dispersante, en este caso del agua.

La pérdida de agua en la masa produce un vacío, que al ser comprimido por la presión atmosférica, provoca un aumento de los puntos de contacto entre las partículas de la fase dispersa, dando lugar a la contracción y a la aglomeración de las partículas debido a las interacciones físico-químicas, a consecuencia de las superficies activas de las sustancias coloidales.

El comportamiento plástico de las arcillas, se debe, más que a su propia naturaleza como sustancia coloidal, a su estructura de tendencia laminar y al tamaño de las partículas de arcilla que es de aproximadamente de 2μm, superior al tamaño de las partículas colidales, que oscila entre 0,1 y 0,001μm. La plasticidad de las arcillas se puede explicar por el deslizamiento de pequeñas láminas unas sobre otras, favorecido por la acción lubricante del líquido dispersante y la acción de su propia tensión superficial. Este mismo proceso puede incluso explicar el endurecimiento.

El desarrollo de la cristalografía y los Rayos X, demostraron que las arcillas son sustancias cristalinas, es decir, no son amorfas como los coloidales o geles. A partir de estos desarrollos, los fenómenos de esta interacción líquido-arcilla se interpretan según los siguientes hechos:

a) El origen de una carga eléctrica negativa en las partículas de arcilla hidratadas, por adsorción preferencial de iones OH^-.

b) La estructura laminar de las arcillas.

c) La película de agua con un espesor entre 30-1000 Aº adsorbida por la partícula.

d) La tensión superficial del agua (72 dinas/cm^2), que aumenta las fuerzas de cohesión.

e) El intercambio de iones, que modifica las propiedades plásticas del sistema.

Estos aspectos teóricos son la base para la interpretación de las causas físico-químicas del poder aglomerante, no solo de las arcillas, sino también de otros materiales.

Para el aporte de cal al clinker, la materia prima más utilizada es la caliza, la cual, puede encontrarse en forma cristalina o bien en cualquiera de los grados intermedios, con un contenido de CO_3Ca del 80-90% y una dureza de 1,5 a 3,5 en la escala de Mohs, correspondiendo las más duras, a períodos geológicos más antiguos.

Como consecuencia de las variaciones en la composición de la roca de partida pueden obtenerse una serie de cales, que varían desde muy puras, constituidas enteramente por carbonato cálcico, hasta las alternativas hidráulicas, con contenidos de óxido de calcio de un 50% o menos. De ello, se deduce que existen dos tipos de cales: la aérea y la hidráulica. Las primeras producidas a partir de calizas más o menos puras, mientras que las segundas proceden de calizas que contienen impurezas de arena, nódulos de pedernal y arcillas. Cuando la impureza es de tipo arcilloso, se denomina marga, y es la roca adecuada para la fabricación de cales hidráulicas.

Las margas son rocas sedimentarias, producidas por la precipitación conjunta de materiales arcillosos y calizos.

La roca llamada piedra de yeso o algez, es la única materia prima para la fabricación del yeso. Esta roca es blanda cuando no esta contaminada y es muy abundante en la

naturaleza. El yeso reducido a la máxima finura y al contacto con el agua, endurece entre 2 y 18 minutos.

Junto con estas materias primas, también se usan pequeñas cantidades de materiales que sirven para corregir la composición de los óxidos deficitarios en el clinker, entre los cuales se encuentran: el óxido de hiero o cenizas de pirita en sus distintas formas, el caolín para corregir las deficiencias en el contenido de alúmina, y la arenisca para proporcionar los contenidos adecuados de sílice.

6.2.2.2 Proceso de fabricación

Existen dos procedimientos de fabricación, en función de las condiciones del proceso de la molturación de las materias primas, el cual puede realizarse en estado húmedo o seco. De aquí provienen los nombres del proceso por "vía húmeda" o el de "vía seca", siendo este último el más utilizado actualmente por ser el más económico en cuanto al consumo energético.

El material que se extrae de la cantera, por lo general explotada a cielo abierto, se transporta por vía aérea o terrestre de acuerdo a las condiciones topográficas. La materia prima una vez realizada la operación del machaqueo primario, en el que el material de entrada oscila en tamaños de 60 a 80 cm y el de salida de 10 a 20 cm, se somete a un machaqueo secundario, en el que se hace una nueva reducción de tamaño de partículas hasta aproximadamente 1cm. El material obtenido de este machaqueo, se pre-homogeniza y homogeniza para obtener una composición adecuada de la materia prima. A continuación se procede a la dosificación mediante básculas que regulan la alimentación al molino de crudos, de acuerdo con las proporciones de los componentes previamente establecidos en los cálculos de dosificación.

Los crudos del clinker de portland, son mezclas suficientemente finas y homogéneas, y adecuadamente dosificadas a partir de materias primas calizas y arcillosas o afines, que contienen cal(CaO), sílice (SiO_2), alúmina (Al_2O_3), óxido férrico (Fe_2O_3) y pequeñas cantidades de otros compuestos minoritarios, los cuales se clinkerizan mediante el proceso térmico adecuado.

El material obtenido tras la molienda, se introduce en el horno rotatorio, que consiste en un tubo con una longitud que sobrepasa los 150m (250m si es por vía húmeda) y un diámetro entre 3 y 4 m con una pendiente entre el 2 y el 5%. En el extremo situado a nivel más bajo del horno se encuentra el mechero o quemador, que se alimenta con carbón pulverizado o con gasoil. El crudo inicia su recorrido por la parte alta del horno, deslizándose hacia la parte baja, con un aumento progresivo de su temperatura a medida que se va acercando a la llama.

A medida que el crudo se mueve a lo largo del horno, se originan una serie de transformaciones físicas y químicas. La temperatura de cocción es de 1450ºC, y para esta temperatura, del 25 al 30% del material se encuentra en estado líquido. Esta temperatura es lejana a la de fusión total del clinker.

Posteriormente se realiza el enfriamiento, donde se deben distinguir dos períodos: uno el que define la cristalización final de sus fases a una temperatura de 1280ºC con la solidificación de la fase líquida; el otro, el del enfriamiento del clinker que ya no posee fase líquida, hasta una temperatura de 300ºC a la salida del enfriador.

La **sinterización** hace que el crudo en polvo se transforme en nódulos esféricos de diámetros que varían entre 3 y 25mm, conocidos como clinker.

El clinker frío es negro reluciente y duro. Para su conservación se deposita en silos.

El molido del clinker conjuntamente con una adición de yeso, dará lugar al cemento acabado. La adición de yeso se hace con el fin de retrasar el fraguado, ya que sin su

intervención la hidratación del aluminato tricálcico (C_3A) se produciría rápidamente, haciendo inservible al cemento a efectos prácticos. El retraso del fraguado permanece hasta que se consume la mayor parte del yeso añadido. Hay un porcentaje óptimo de yeso para que el cemento presente las mejores características en cuanto a resistencias, estabilidad y durabilidad. En general la adición de yeso es del 3 al 10% con relación al clinker.

6.2.2.3 Composición

Las características y propiedades del cemento portland están íntimamente ligadas a su composición, que depende no solo de las materias primas empleadas, sino también de su dosificación, proceso de cocción y enfriamiento.

Aunque la mayor parte de los compuestos químicos presentes en los cementos hidráulicos son una combinación de tres o más elementos, para simplificar se considera que dichos compuestos están formados por la asociación de solo dos de ellos. Estos compuestos se representan como formaciones de óxidos, de carácter ácido o básico, ya que la mayoría de los elementos metálicos o no metálicos presentes en el cemento se combinan con el oxígeno.

Las cantidades porcentuales de los diferentes óxidos varían de manera considerable de un cemento a otro, al permitirse un amplio rango de variación en la composición de la materia prima correspondiente. Una composición tipo se muestra en la Tabla 6.6:

Tabla 6.6

Nombre	**Composición**	**Composición [%]**	
		Clinker	Cemento
Sílice	SiO_2	21.4	19.9
Alúmina	Al_2O_3	5.5	5.1
Hierro	Fe_2O_3	3.8	3.5
Cal combinada	CaO	66.4	64.0
Magnesio	MgO	1.4	1.3
Azufre	SO_3	0.3	3.6
Pérdida al fuego	P.F.	0.2	1.6
Cal libre	CaO	1.0	0.1
Residuo insoluble	R.I.	0.1	0.1
Alcalis	Na_2O+K_2O	0.9	0.8

Los cuatro primeros óxidos de la tabla 6.6 (sílice, alúmina, hierro y cal) no están libres en el cemento, sino que durante el enfriamiento se forman combinaciones de dos o más. Las combinaciones mencionadas dan lugar a dos silicatos (silicato tricálcico C_3S y bicálcico C_2S), un aluminato (aluminato tricálcico C_3A) y un ferrito-aluminato (ferro aluminato tetra cálcico C_4AF). En la tabla 6.7 se indican proporciones típicas de estas combinaciones en el cemento portland:

Nota 2-1: La pérdida al fuego (P.F.) se determina calentando un cemento a una temperatura de 975º +/- 25ºC, eliminando el gas carbónico y el agua del yeso empleado como retardador del fraguado o posibles impurezas de naturaleza arcillosa que acompañan al yeso y al propio clinker que finamente molido es sensible a la humedad y al anhídrido carbónico del aire que hace que se meteorice, cuando el cemento ha experimentado un prolongado almacenamiento.

Nota 2-2: El residuo insoluble (R.I.) se determina mediante el tratamiento de una muestra de cemento con una disolución de ácido clorhídrico diluido, evitando en la medida de lo posible la precipitación de la sílice soluble. El residuo de este tratamiento se ataca por una disolución hirbiente de carbonato de sodio o hidróxido de potasio, con el fin de disolver las trazas de sílice que hayan podido precipitarse. El residuo se determina gravimétricamente, después de ser calcinado. El valor de este residuo no debe superar del 2,5 al 5%, según el tipo de cemento del que se trate.

Tabla 6.7

Nombre	Composición	Fórmula reducida	Nombre mineral	Composición potencial [%]
Silicato tricálcico	$3CaO,SiO_2$	C_3S	Alita	40-50
Silicato bicálcico	$2CaO,SiO_2$	C_2S	Belita	20-30
Aluminato tricálcico	$3CaO,Al_2O_3$	C_3A		10-15
Ferrito aluminato tetracálcico	$4CaO,Al_2O_3$, Fe_2O_3	C_4AF	Celita	5-10

Cada uno de los componentes principales presenta una serie de propiedades que repercuten en las características y en la utilización práctica de los conglomerantes de que forman parte. Las más destacables para cada uno de ellos son:

2.3.2.3.a Silicato tricálcico: genera gran cantidad de calor en hidratación (120 cal/g). Su fraguado es lento y el endurecimiento bastante rápido. Por lo tanto, su contribución al desarrollo de resistencias a corto plazo es alta, siendo ésta su característica más importante.

2.3.2.3.b Silicato bicálcico: es el componente que proporciona al cemento sus resistencias a largo plazo, siendo este aporte equiparable al suministrado por el silicato tricálcico. Su calor de hidratación es de aprox. 60 cal/g. Su fraguado y endurecimiento son lentos.

2.3.2.3.c Aluminato tricálcico: contribuye poco a resistencias mecánicas. Es el componente que posee el fraguado más rápido, con un elevado calor de hidratación (207 cal/g).

2.3.2.3.d Ferrito aluminato tetracálcico: genera poco calor de hidratación (100 cal/g). Presenta escasa contribución a la resistencia mecánica a cualquier edad.

6.2.2.4 Densidad, aspecto, forma y finura

La densidad del cemento varía muy poco de unos cementos a otros, oscilando entre 3 y 3,15 g/cm^3. El cemento portland es un polvo con una granulometría de gruesa a fina, en la cual solo un pequeño porcentaje de cemento es más grueso que 74μm o más fino que 1μm. La forma de las partículas tiende a variar de granos redondos a más angulosos, como resultado de una facturación aleatoria del clinker durante el último molido.

El color del cemento resulta de su composición y de las condiciones del proceso de fabricación, y varía del blanco al grisáceo y pardusco. Los cementos blancos, apenas contienen hierro u otros metales pesados cromógenos de transición (cromo, manganeso y

vanadio). Los cementos que tiran a verde son ricos en cromo, los cementos grises son ricos en hierro y los cementos parduscos lo son en manganeso. También, en el proceso de fabricación, la condición oxidante o reductora de la atmósfera del horno determina o influye en el color del cemento.

La finura del cemento es una característica que está íntimamente ligada al desarrollo de las principales propiedades físicas y mecánicas de las pastas e indirectamente de los morteros y hormigones.

Como en todo proceso químico, la cinética de las reacciones se favorece al aumentar la superficie de contacto y la superficie de exposición a las reacciones de hidrólisis. Por lo tanto, la velocidad de reacción de los cementos muy finos con el agua es muy rápida, debido a que su superficie de exposición es grande y mayor que en los cementos de granos más gruesos. Dado que la velocidad de reacción del cemento con el agua es función del contacto entre ambos reactantes, la contribución a las resistencias a edades cortas, hasta 28 días es mayor en los cementos de mayor finura que en los de granos gruesos.

Los cementos muy finos en igualdad de condiciones de curado, para una edad de dos o tres meses, dan resistencias casi iguales a los de finura normal (3500 cm^2/g); pero a edades mayores, las resistencias de éstos en las mismas condiciones de curado, son superiores que las de los cementos de finura normal. Sin embargo, un cemento fino presenta una menor exudación y mayor docilidad. También es mayor la retracción, tanto térmica como hidráulica y con ella el peligro de fisuración.

Por todos estos motivos se limita la superficie específica máxima, ya que todo aumento de resistencia logrado a base de finura y no a base de contenido de silicato tricálcico, presenta una serie de inconvenientes como son: un incremento en el costo de la molienda, un aumento del calor de hidratación, una disminución en la resistencia a las aguas agresivas, una mayor suceptibilidad a la meteorización tras un almacenamiento prolongado, reacciones más enérgicas de los álcalis con los áridos reactivos y un aumento en la dosificación del yeso con el fin de mantener su adecuada regulación.

6.2.2.5 Fraguado y endurecimiento

Las reacciones de hidratación del cemento portland con el agua son exotérmicas, es decir, desprenden calor, con la consecuente elevación de la temperatura en la pasta. El desarrollo de calor es rápido durante el fraguado y parte del endurecimiento, pero disminuye progresivamente al hacerse la hidratación más lenta y por el menor desprendimiento de calor de los últimos constituyentes que entran en reacción. Para cementos portland corrientes se ha encontrado que la mitad del calor total se libera entre el primer y el tercer día; cerca del 65 al 80% en siete días, y hasta un 95% del calor total en seis meses.

Por otra parte, a un mayor grado de división de partículas corresponde una mayor velocidad de liberación de calor y por consiguiente una aceleración de la reacción de hidratación. Sin embargo, la cantidad total de calor liberado no se ve afectada por la finura del cemento.

En realidad fraguado y endurecimiento sólo son dos estados, separados convencionalmente, de las reacciones de hidratación en continuo progreso, extensible a todos los constituyentes del cemento. Las diferencias de estos dos estados de transformación estriban en que durante el fraguado la pasta pierde su plasticidad llegando a adquirir algo de resistencia, es decir, hay un cambio del estado fluido al rígido; mientras que en el endurecimiento hay ganancia progresiva de resistencias en la pasta de cemento fraguada.

Durante el fraguado hay que distinguir dos fases conocidas como principio y fin del fraguado, que son importantes para conocer el tiempo durante el cual la pasta permanece plástica y por lo tanto trabajable. El principio de fraguado se caracteriza por iniciarse la

rigidización de la pasta y el final del mismo viene marcado por la pérdida de plasticidad de aquella.

El proceso de fraguado está asociado a cambios en la temperatura de la pasta. Así el inicio del fraguado va acompañado de un rápido aumento de la misma y el final se corresponde con la máxima temperatura y con una fuerte caída de la conductividad eléctrica. También se ha encontrado que el tiempo de fraguado del cemento disminuye cuando la temperatura es superior a 30ºC, siendo el proceso inverso cuando se produce a bajas temperaturas.

Algunas veces se confunden los términos de fraguado y endurecimiento de un cemento, cuando son dos fenómenos distintos, hasta el punto que existen cementos de fraguado lento y endurecimiento rápido, como por ejemplo los cementos conocidos como de alta resistencia inicial, que aunque tienen tiempos de fraguado parecido al cemento portland ordinario, su resistencia mecánica es ya significativa con dos días. Otro hecho, comprobado experimentalmente, es que las pastas de un mismo cemento, en igualdad de condiciones, endurecidas a temperaturas más bajas, dan lugar a resistencias finales más altas que las endurecidas a temperaturas normales.

BIBLIOGRAFÍA

Bibliografía

[1] **Fellenius, B.H.** "Foundation design approach of past, present and future". Geo – Strata, November – December 2008.

[2] **Fellenius, B. H.**, "Unified Design of Piled Foundations with Emphasis on Settlement Analysis". Julio 2004.

[3] **Tomlinson**, M.J. Cimentaciones, diseño y construcción. 5ª Ed. México. Editorial Trillas.1996.556Pag.

[4] **Pons Salvador**, María Eugenia. Propiedades y comportamiento de mezclas bentonita-cemento en pantallas de impermeabilización de cimientos de presas de tierra. Tesis Doctoral. Madrid.1996.

[5] **Katzenbach, R. et al.**, "Posibilidades y Límites de aplicación para las LFCP", ejemplificado con proyectos actuales; 4. Darmstädter Geotechnik – Kolloquium, Darmstadt 1997.

[6] **Terzaghi**, Karl y Peck, Ralph B. Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica.1ª ed. Trad. Oreste Moretto. Buenos Aires. El Ateneo Editorial. 1955. 680Pag.

[7] **Rowe, P. W.,** "The relevance of soil fabric, to site investigation practice", en Geotechnique, 22, 1972.

[8] **Bishop, A. W.**, "A new sampling tool for use in cohesionless soils below ground water level", en Geotechnique, 2, 1948.

[9] **Thorburn, S.,** "Discussion", in Proceedings of the Conference on the Behavior of Piles, Institution of Civil Engineers, Londres, 1971.

[10] **Marsland, A.**, "Large in situ test to measure the properties of staff fissured clays", en Proceedings of the 1st. Australian-New Zealand Conference on Geomechanics, Melbourne, 1971.

[11] **Vargas, M.**, "Foundations of structures in overconsolidated clay layers in Sao Paulo", en Geotechnique, 1955.

[12] **Hansen, J. Brinch,** "A general formula for bearing capacity", en Danish Geotechnical Institute Bulletin, 1968.

[13] **Meyerhof, G. G**., "Some recent research on bearing capacity of fundations", en Canadian Geotechnical Journal, 1963.

[14] **Peck, R. B., W. E. Hanson, T. H. Thorburn**, "Foundation Engineering", 2da. Edición, 1967.

[15] **Skempton, A. W.**, "The bearing capacity of clays", en Building Research Congress, 1951.

[16] **Skempton, A. W. y D. H. MacDonald**, "The alowable settlement of buildings", en Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1956.

[17] **Meyerhof, G. G**., "The settlement analysis of building frames", en Structural Engineer, 1947.

[18] **Bjerrum, L**., "Discussion on compressibility of soils", en Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1963.

[19] **Structure-Soil Interaction – A state of the Art Report**, Institution of Structural Engineers, Londres, 1978.

[20] **Fox, E. N**., "The mean elastic settlement of a uniformly loaded area at a depth below the ground surface", en Proceedings of the 2nd. Internacional Conference on Soil Mechanics, Rótterdam, 1948.

[21] **Davidian, Zaven**, "Pilotes y cimentaciones sobre pilotes", Barcelona, 1977.

[22] **Broms, B**., "Methods of calculating the ultimate bearing capacity of piles, a summary", en Sols-Soils, 1966.

[23] **Nordlund, R. L.**, "Bearing capacity of piles in cohesionless soils", en proceedings of the American Society of Civil Engineers, 1963.

[24] **Berezantsev, V. G.**, "Load-bearing capacity and deformation of piled foundations", en Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics, 1961.

[25] **Tomlinson, M. J.**, "The adhesion of piles in stiff clay", en Construction Industry Research and Information Association Research Report, 1970.

[26] **Burland, J. B**., "Shaft friction of piles in clay – a simple fundamental approach", en Ground Engineering, 1973.

[27] **Randolph, M. F. y C. P. Wroth**, "Recent developments in understandings the axial capacity of piles in clay", en Ground Engineering, 1982.

[28] **Meyerhof, G. C.**, "Bearing capacity and settlement of piled foundations", en proceedings of the American Society of Civil Engineers, 1976.

[29] **Huber Alfonso**. CIRSOC. Datos tecnológicos del hormigón normal.1993.

[30] **GRUPO H.C.R.** "Cap.2: Estado del Arte", en Caracterización de Conglomerantes Hidráulicos Elaborados con Sustituciones Parciales del Cemento por Cenizas Volantes. Grupo de trabajo de Hormigón Compactado con Rodillo. Universidad de Cantabria, Santander, IX.456pag.

[31] **Norma IRAM 10.527 (Septiembre 1975)** – Mecánica de Suelos – Método de determinación de la relación carga-asentamiento en pilotes verticales.

[32] **Mazo Carlos Oteo**. Pruebas de Carga. Dr. Ing. Caminos Canales y Puentes, Profesor encargado del Lab. de Geotecnia y Lab. de Transporte y Mecánica de Suelos de la Universidad de Madrid.

[33] **Van Cauwelaert, Tomás. ARPILE Infraestructura y Fundaciones**. Pruebas de Carga. Control de Calidad en Pilotes Perforados.

[34] **FRANKI**. Estaca Raíz. Informaciones Técnicas.

[35] **Guzmán, Aldo G.** Pilotes Terratest S.A.

[36] **Achmus, Martin** Director del IGBE, Universidad de Hannover.

[37] **Katzenbach, R. et al.**, "Análisis del comportamiento estructural de LFCP Pfahlsymposium"; Braunschweig 1999.

[38] **Butterfield, R.,** Banerjee, P.K: "The problem of pile group – pile cap interaction"; Geotechnique 21, 1971.

[39] **El-Mossallamy, Y.**, "Un modelo de cálculo para el comportamiento portante de LFCP"; Darmstadt 1996.

[40] "Reglas para el diseño, dimensionado y construcción de LFCP", Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart 2000.

[41] **Canadian Geotechnical Journal.** "New consolidation equation for soil – cement pile improved ground".2003.