

REHABILITACIÓN DE LA CIMENTACIÓN DE UNA ESTRUCTURA CON PILOTES HINCADOS A PRESION

Ing. GILBERTO RODRÍGUEZ CH.

*C.I.C. Consultores de Ingeniería y Cimentaciones Ltda., Bogotá, D.C.
Universidad de Los Andes, Bogotá, D.C.*

Ing. LUIS EDUARDO ESCOBAR B.

C.I.C. Consultores de Ingeniería y Cimentaciones Ltda., Bogotá, D.C.

Ing. GABRIEL OTERO S.

Asesor y Consultor Estructural

RESUMEN

El empleo de pilotes hincados fragmentariamente con gatos hidráulicos, es decir pilotes que son hincados en segmentos que se acoplan para que operen de manera integral, es una práctica que se ha empleado desde hace algunos años para dar solución a diferentes problemas relacionados con cimentaciones en depósitos de limos y arcillas blandos, normalmente consolidados. Estos pilotes tienen especial aplicación en la rehabilitación de cimentaciones existentes, por la versatilidad de su instalación, especialmente en condiciones de espacio limitado. Se presenta en el documento un caso de aplicación práctica de refuerzo de una cimentación con pilotes preexcavados y fundidos en el sitio en el depósito lacustre de la ciudad de Bogotá, D.C., cuyos asentamientos excesivos ocasionaron sobreesfuerzos estructurales con los consecuentes agrietamientos severos de vigas y muros. Se describe el proceso por medio del cual se establecieron las causas de los asentamientos, a partir de lo cual se optimizó la implementación del sistema de pilotes metálicos hincados de manera fragmentaria. Se enfatiza en este documento la evaluación de las pruebas de carga realizadas a los pilotes empleados para este propósito, al igual que el cálculo teórico de su resistencia considerando los efectos de la hinca sobre la resistencia del suelo en vecindad del fuste del pilote.

1. ANTECEDENTES

El colegio Distrital Cristóbal Colón está localizado al nororiente de la ciudad de Bogotá, D.C. en cercanía de los cerros orientales que bordean a esta ciudad. Consta de dos módulos de tres niveles con área construida de 2000m², los cuales disponen de un tipo de estructura aporticada, con vigas y columnas en concreto reforzado. Entre ambos módulos existe un desnivel de 1.5m, el cual fue generado con un relleno en recebo sobre el terreno natural. La geometría de la estructura puede observarse de manera simplificada en la Figura 1.

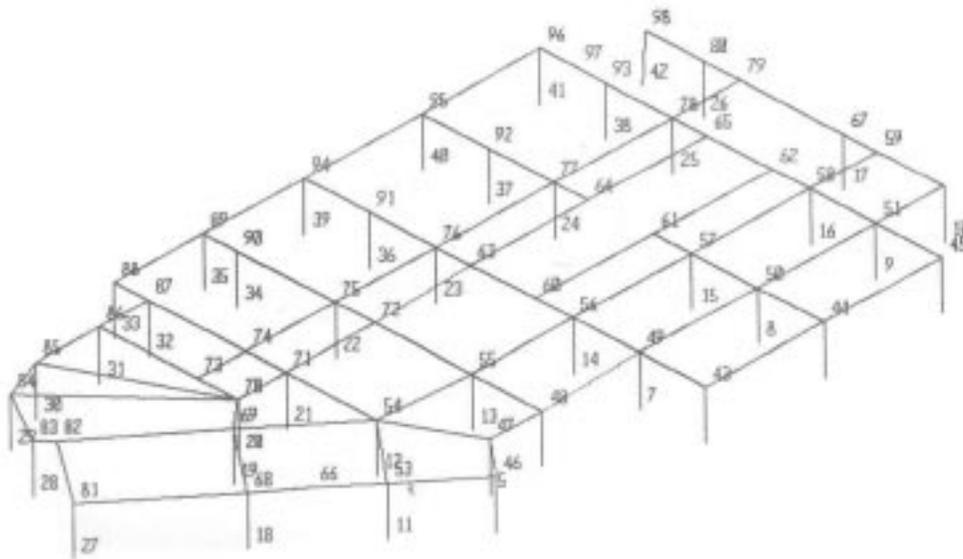


Figura 1- Estructura simplificada

La cimentación de la estructura fue resuelta por medio de pilotes preexcavados y fundidos en el sitio de 0.6m de diámetro y una longitud variable entre 14 y 23m, los cuales están unidos por dados en concreto reforzado. Las cargas estructurales que soporta la cimentación varían entre 600-1500 KN.

Poco después de ser construido el colegio en el año 1990, inició la aparición de pequeñas fisuras en los muros, las cuales fueron incrementando su espesor y propagándose con el tiempo hasta alcanzar 1cm en el año 1999, año de realización del estudio. Durante la inspección de las vigas de cimentación se constató en la mayoría de los casos su fisuración y la carencia de apoyo en la base debido al asentamiento del relleno en recebo quedando estas “puenteando” entre dados. El módulo construido sobre el relleno en recebo experimentó las mayores deformaciones y por ende los mayores daños. Se estima que los asentamientos totales máximos del edificio desde su construcción fueron del orden de $s_{MAX}=25\text{cm}$. Los asentamientos diferenciales entre columnas vecinas fueron estimados de manera aproximada en $\Delta s_{MAX}=10\text{cm}$, lo cual equivale a una distorsión angular de 1:60. Durante la época de realización del estudio (Abril a Septiembre de 1999) fueron medidos asentamientos hasta de $s=2.2\text{cm}$.

2. DESCRIPCIÓN DEL SUBSUELO

El área del proyecto corresponde geológicamente a la Formación Sabana, constituida por depósitos fluvio lacustres de origen en el Cuaternario. El área del lote coincide con lo que antiguamente era una chúcar (pequeño humedal), en donde se presentaban afloramientos continuos de agua. El subsuelo está compuesto por capas alternadas de limos arcillosos normalmente consolidados de consistencia blanda, limos orgánicos con turbas y porciones orgánicas y mantos de arenas finas medianamente densas a densas que son conductoras de aguas artesianas (posible recarga debido a la cercanía a los cerros orientales de la ciudad). La presión del agua en las arenas ha dificultado y retardado la disipación del exceso de presión del agua en los poros de los limos arcillosos que las suprayacen, desfavoreciendo su proceso de consolidación debido a su propio peso y a la sobrecarga impuesta por el relleno en recebo. La variación estacional de la presión de agua en los mantos de arenas hace que la tasa de consolidación (y por lo tanto la cuantía de los asentamientos) también varíe con el tiempo.

La estratigrafía y las principales propiedades geomecánicas del suelo se presentan en la Figura 2.

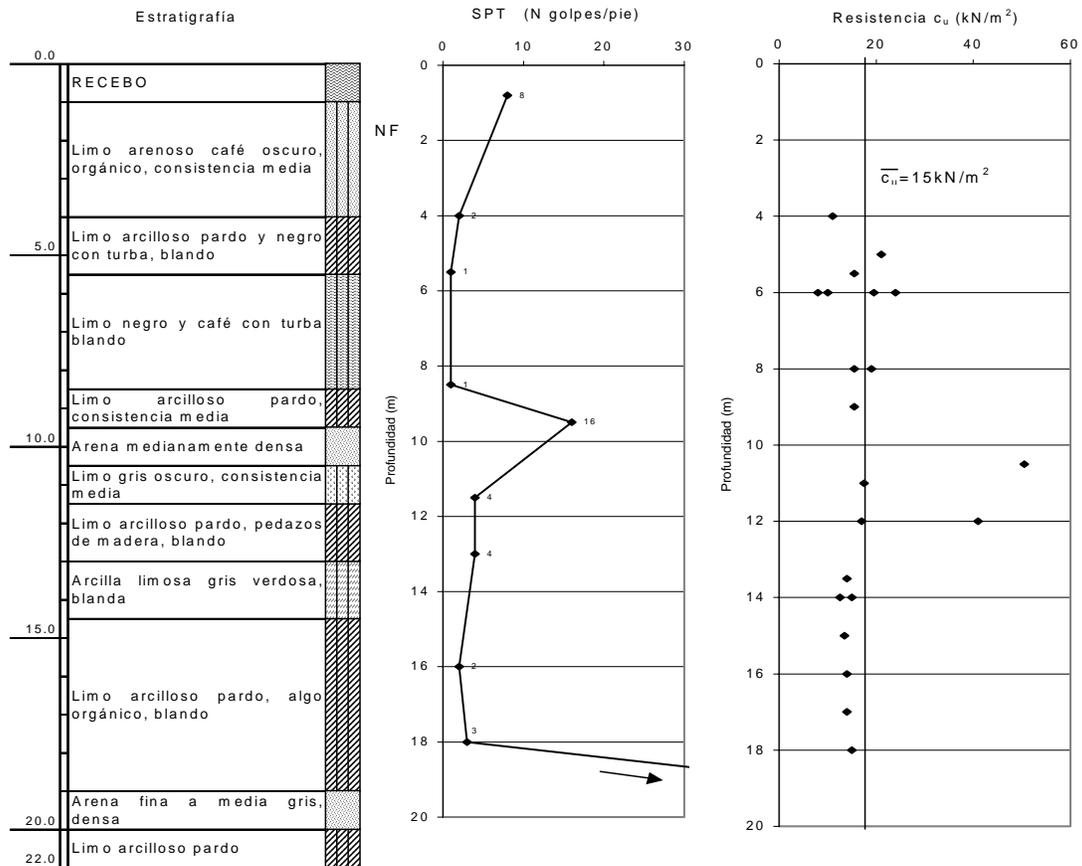


Figura 2- Características del Subsuelo

3. CAUSAS DE LOS ASENTAMIENTOS

La constancia y persistencia de los asentamientos de la estructura así como su magnitud durante casi diez años hizo pensar desde el inicio del estudio en fenómenos asociados con la excedencia de la capacidad de carga de los pilotes la cual se manifestó con deformaciones de la cimentación bajo carga constante. Por este motivo, el estudio fue enfocado en definir la capacidad de carga de los pilotes existentes, de un lado, y la magnitud de las cargas estructurales por columna, por otra parte.

Por la carencia de información acerca de la cimentación existente, fue necesario excavar hasta el nivel inferior de los dados con lo cual se pudo establecer el número de pilotes por columna y su diámetro. La longitud de los pilotes fue determinada indirectamente con pruebas de integridad realizadas a cada pilote. Con esta información y con la del subsuelo recopilada por

medio de perforaciones y ensayos de laboratorio fue posible calcular la resistencia de los pilotes y la resistencia disponible en cada dado. Como resultado de la evaluación de cargas para el proyecto realizada por el Ingeniero Estructural fue posible determinar las cargas transmitidas por las columnas a los dados y compararlas con la resistencia disponible aportada por los pilotes existentes en cada caso. De esta comparación se concluyó que la resistencia de numerosos pilotes fue superada por las cargas estructurales transmitidas por las columnas, presentando en estos casos la cimentación un déficit de resistencia por capacidad portante. En la Figura 3 se presenta la relación entre el déficit de resistencia de los pilotes y el factor de seguridad frente a la excedencia de la capacidad de carga de la cimentación para cada una de las columnas de la edificación.

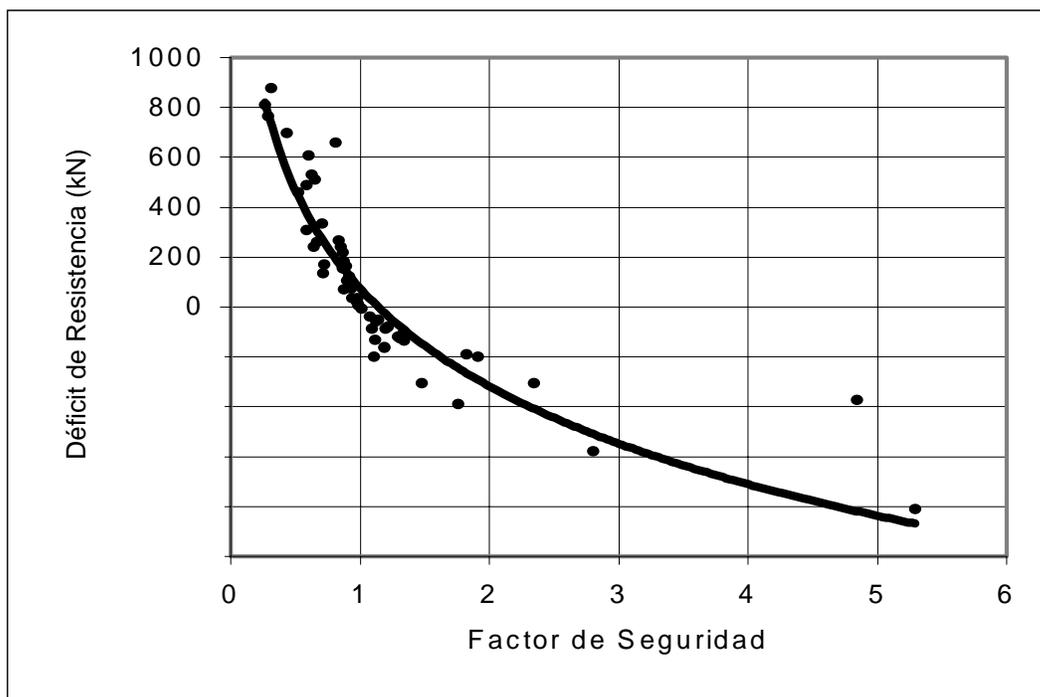


Figura 3 -Factor de Seguridad vs. Déficit de Resistencia

Como puede observarse en la Figura 3, en numerosos pilotes el factor de seguridad es inferior a la unidad ($FS < 1$), lo cual significa que su capacidad de carga o resistencia es inferior a la carga estructural transmitida por la columna. Por el contrario, en los casos en que el factor de seguridad es superior a la unidad ($FS > 1$), la capacidad de carga de los pilotes supera las cargas transmitidas por las columnas y se presenta un margen con respecto a la falla por

capacidad portante. El déficit de resistencia de los pilotes alcanzó valores hasta de 800KN, lo cual es consecuente con la magnitud de los asentamientos medidos y los daños de la edificación.

De lo anterior pudo concluirse, que la resistencia última al corte del suelo en su interfase con los pilotes fue alcanzada en un gran número de casos y que por lo tanto los pilotes existentes se encontraban trabajando con carga de falla, experimentando un asentamiento permanente.

A los asentamientos propios de la cimentación existente hubo que adicionar los asentamientos ocasionados por el relleno en recebo sobre el cual fue apoyado uno de los módulos, sobrecarga que indujo asentamientos bastante uniformes por consolidación de los estratos limo arcillosos subyacentes.

4. DAÑOS ESTRUCTURALES

Con los asentamientos diferenciales experimentados por columnas contiguas se generó un traslado de cargas a los elementos de cimentación vecinos a través de las vigas de amarre. Los resultados presentados en la Figura 3 consideran únicamente la carga actuante sobre cada elemento de cimentación y no el efecto del traslado de cargas entre elementos contiguos. En el caso de que un elemento presente un asentamiento menor al de sus vecinos, su carga estructural se incrementará, mientras que si su asentamiento es mayor, parte de su carga estructural será tomada por los elementos aledaños.

Los asentamientos diferenciales ocasionaron inicialmente la rotura de la mampostería y al progresar, causaron la rotura de las vigas de amarre entre dados. Las condiciones de operación de las vigas de amarre se tornaron más críticas con la pérdida de apoyo en su base debido al asentamiento del subsuelo.

5. ALTERNATIVAS DE REHABILITACIÓN DE LA CIMENTACIÓN

Para la rehabilitación de la cimentación fueron evaluadas alternativas conducentes a lograr uno de estos dos objetivos: Evitar por completo la ocurrencia de asentamientos de la estructura en

un futuro, o, como segunda opción, reducir los asentamientos hasta magnitudes tolerables por la estructura. Las alternativas evaluadas fueron: a) Alternativa 1: Recalce de la cimentación existente con pilotes hincados o micropilotes de longitud $L=40\text{m}$ trabajando por punta sobre un estrato arenoso a los 38m de profundidad. b) Alternativa 2: Recalce de la cimentación con pilotes hincados o micropilotes de longitud $L=20\text{m}$ trabajando por fricción en el depósito de limos arcillosos y c) Alternativa 3: Incorporación de una placa con los pilotes existentes (conformación de un sistema placa-pilote).

A continuación se mencionan los aspectos relevantes analizados para cada alternativa.

Alternativa 1

- Al estar apoyados los pilotes remediales sobre un estrato de arenas densas, elimina la posibilidad de ocurrencia de asentamientos futuros de la estructura.
- Demanda la recimentación de todas las columnas para minimizar la ocurrencia de asentamientos diferenciales y por lo tanto nuevos sobreesfuerzos estructurales.
- La consolidación de los limos arcillosos debido a su propio peso y al relleno en recebo reduce la resistencia efectiva de los pilotes por efecto de la fricción negativa. Por esta razón sería requerido un mayor número de pilotes y por ende una mayor inversión.
- Adicionalmente, por la incompatibilidad de deformaciones entre los pilotes de recalce trabajando por punta sobre las arenas densas (demandan de un asentamiento pequeño para desarrollar su resistencia) y los pilotes existentes trabajando por fricción en los limos arcillosos (demandan de un mayor asentamiento para desarrollar su resistencia) , la resistencia aportada por estos últimos sería desaprovechada.

Alternativa 2

- Reduce los asentamientos hasta magnitudes tolerables por la estructura.
- Su implementación debe ser realizada únicamente en aquellas columnas que hayan evidenciado asentamientos excesivos.

- Por la relativa compatibilidad de deformaciones entre los nuevos elementos y los existentes (ambos desarrollan su resistencia básicamente por fricción en el fuste) la resistencia de la cimentación existente puede ser aprovechada.
- Por ser pilotes relativamente cortos y no apoyados sobre un estrato rígido, no se desarrolla fricción negativa que reduzca su resistencia útil.
- Finalmente, su costo es menor con respecto a las demás alternativas.

Alternativa 3

- Reduce los asentamientos totales y diferenciales hasta una magnitud tolerable por la estructura.
- Su construcción es un proceso artesanal que demanda excavar por debajo de toda la estructura.
- Por su dificultad constructiva entorpece el normal desarrollo de actividades en el colegio durante un mayor periodo de tiempo.

En consecuencia con lo anteriormente expuesto y considerando aspectos técnicos y económicos, para el proyecto fue seleccionada la Alternativa 2 que considera la rehabilitación de la cimentación con pilotes trabajando por fricción en el depósito de limos arcillosos.

6. CONCEPTO GENERAL DE LA REHABILITACIÓN DE LA ESTRUCTURA

La rehabilitación integral de la estructura incluyó actividades tendientes a incrementar la resistencia de la cimentación por medio de la hincada de pilotes y a reducir la magnitud de las cargas estructurales. Al primer grupo de actividades corresponden la construcción de pilotes adicionales a los existentes y la reparación y refuerzo de las vigas de amarre entre dados adyacentes. Al segundo grupo corresponden la sustitución del relleno en recebo por un relleno en material más liviano, en este caso escoria de alto horno, de menor peso unitario y el reemplazo de elementos de mampostería por elementos más livianos (por ejemplo antepechos en mampostería por barandas metálicas).

Con respecto a la alternativa relacionada con elementos de recalce de la cimentación, fue evaluado por un lado el empleo de micropilotes y por el otro el empleo de pilotes metálicos hincados por secciones con gatos hidráulicos, aprovechando como reacción la misma estructura. La decisión final recayó sobre los pilotes metálicos hincados rellenos de concreto en razón a que su resistencia se incrementa con el tiempo por efecto de mejoría de los suelos alrededor del elemento hincado, de tal forma que su relación costo/resistencia es mas baja que la de los micropilotes.

Con base en el déficit de resistencia para soportar cada columna establecido en la Figura 3 fue determinado el número de pilotes necesario para incrementar el factor de seguridad hasta un valor admisible y en consecuencia reducir los asentamientos hasta magnitudes tolerables.

A continuación se describen las particularidades relacionadas con el diseño y construcción de los pilotes.

7. DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LOS PILOTES

7.1 CONSTRUCCIÓN DE LOS PILOTES

Para la hincada de los pilotes fue necesario excavar por debajo de los dados de los pilotes existentes con el objeto de generar un espacio que permitiera la operación de los gatos hidráulicos. La hincada se realizó empleando como reacción la cara inferior de los dados existentes. El proceso consistió en hincar segmentos de tubería de 1m de longitud y 25cm de diámetro, los cuales fueron soldados a medida que la hincada de los segmentos individuales progresaba hasta alcanzar una longitud total promedio de 20m. El proceso culminó con la instalación del refuerzo y vaciado del concreto en el interior de la tubería una vez alcanzada la cota de fundación establecida. El estrato de arenas a los 19m fue atravesado para proporcionar compatibilidad entre los asentamientos de los pilotes existentes y los de refuerzo y no sobrecargar estos últimos. Durante la hincada de algunos pilotes se presentaron problemas de pandeo y pérdida de la verticalidad debido al desvío de la punta del pilote causado por la presencia de pedazos de madera, turba y lentes de arenas finas dentro del depósito.

En la Figura 4 se presentan las cargas registradas durante la hinca de los Pilotes B-5 No. 1 y B-5 No. 2.

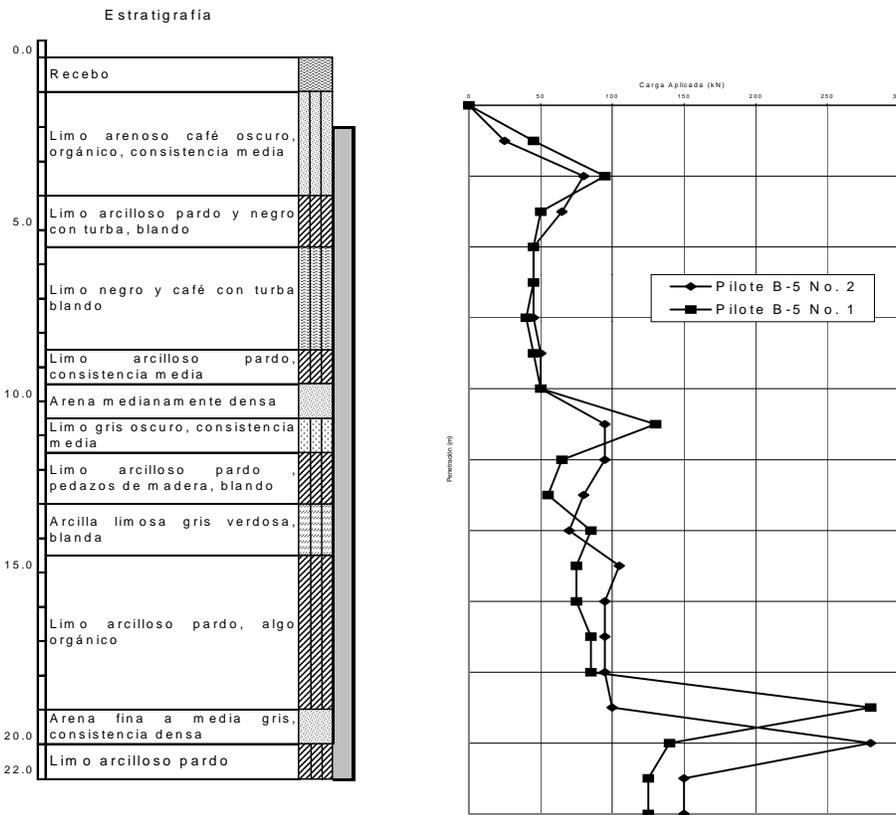


Figura 4 –Registros de Hinca

La resistencia a la hinca ofrecida por el pilote correlacionó adecuadamente con la estratigrafía establecida por medio de la perforación PT-2 localizada aproximadamente a 10m del sitio de hinca.

Los picos de resistencia a los 4, 11 y 19m se atribuyen a la presencia de lentes y mantos de arenas de grano fino. Del análisis de la Figura 4 puede concluirse que la resistencia última ofrecida por los pilotes metálicos de 20m de longitud y 0.25m de diámetro durante la hinca fue de 130- 150 KN, de los cuales cerca de 100 KN corresponden a la fricción en el fuste desarrollada en el depósito de limos arcillosos. Los 30 - 50 KN restantes (despreciando la resistencia por punta que en este caso es pequeña) corresponden a la fricción en el estrato de arenas de grano fino presentes a los 19m de profundidad. De los registros de hinca puede

igualmente concluirse que la resistencia por reacción en la punta en el estrato arenoso a los 19m de profundidad es de 180 KN (280-100 KN).

7.2 APROXIMACIONES TEÓRICAS PARA EL CÁLCULO DE LA RESISTENCIA ÚLTIMA DE LOS PILOTES

Con el objeto de determinar el número de pilotes requeridos para suplir el déficit de resistencia para cada columna y su distribución en el dado fue calculada de manera teórica la resistencia última del pilote con las características seleccionadas, empleando las propuestas de varios autores y los parámetros geomecánicos de los suelos establecidos en el marco del proyecto. La resistencia de diseño final fue ajustada con los resultados de las pruebas de carga realizadas a dos pilotes representativos después de cierto tiempo de haber sido hincados.

En el caso de los limos arcillosos normalmente consolidados y saturados, la resistencia por adhesión en el fuste es una función de su resistencia al corte no drenada (c_u , $\phi=0$). La diferencia principal entre las propuestas de la literatura radica en el factor de reducción de la resistencia al corte no drenada del suelo (c_u) para el cálculo de la adhesión (c_a) entre la superficie exterior del pilote y el suelo que lo circunda. En el Cuadro 1 se presentan los resultados obtenidos según las metodologías propuestas por diferentes autores.

Cuadro 1- Fricción en el Fuste de Pilotes		
Metodología	P_{Fu} (KN)	c_a/c_u
PECK, 1958	150	0.7
POULOS & DAVIS, 1980	220	1
ZEEVAERT, 1983	320	NA

NA=no aplica

La reducción de la resistencia del pilote durante la hinca (130- 150 KN) con respecto a los cálculos teóricos presentados en el Cuadro 1 es atribuible a la alteración de la estructura del suelo, el cual es remodelado con humedad constante hasta una distancia de un diámetro a partir de la pared del pilote (ZEEVAERT, 1983). Por esta razón, la definición de la carga de trabajo de pilotes hincados a partir de la resistencia registrada durante la hinca es conservadora y no considera los cambios en resistencia que induce el proceso de hinca en los suelos que rodean al pilote.

Como ejercicio y aprovechando los resultados de las pruebas de carga realizadas fueron comparados los resultados de los cálculos teóricos de la resistencia por punta desarrollada por el pilote en el estrato arenoso a los 17m de profundidad con los registros durante la hinca. La diferencia principal entre los diferentes métodos de cálculo teórico radica en la determinación del factor adimensional de capacidad portante N_Q , el cual es una función del ángulo de fricción interna ($\phi=35^\circ$ para el caso presente). La comparación de los resultados se presenta en el Cuadro 2.

Cuadro 2- Resistencia de Pilotes en la Punta sobre Arenas			
Metodología	P_{bu} (kN)	N_Q	$P_{Pu}medido/P_{Pu} calculado$
POULOS & DAVIS, 1980	560	100	0.32
HANSEN,1970	260	33	0.69
VESIC,1973, 1975	490	102	0.36
JANBU	380	48	0.47
Medición durante hinca	180		1.0

Como puede concluirse del Cuadro 2, los resultados de los cálculos teóricos varían en un amplio rango. En todos los casos, el cálculo teórico supera la resistencia por punta medida, lo cual es atribuible al reducido espesor del estrato de arena, el cual fue estimado en 1.5m empleando el procedimiento de percusión y lavado en la perforación. Por la imprecisión de este procedimiento de perforación es probable que este estrato sea en realidad de menor espesor.

7.3 PRUEBA DE CARGA

Con el objeto de verificar la resistencia de los pilotes en su condición de operación fueron realizadas pruebas de carga a los pilotes B-5 No. 1 y B-5 No. 2 siguiendo los lineamientos dados para este propósito en la Norma DIN 1054. Las pruebas fueron realizadas a los 20 días de haber sido hincados los pilotes e incluyeron varios ciclos de carga y descarga. Los resultados de las pruebas de carga se presentan en la Figura 5.

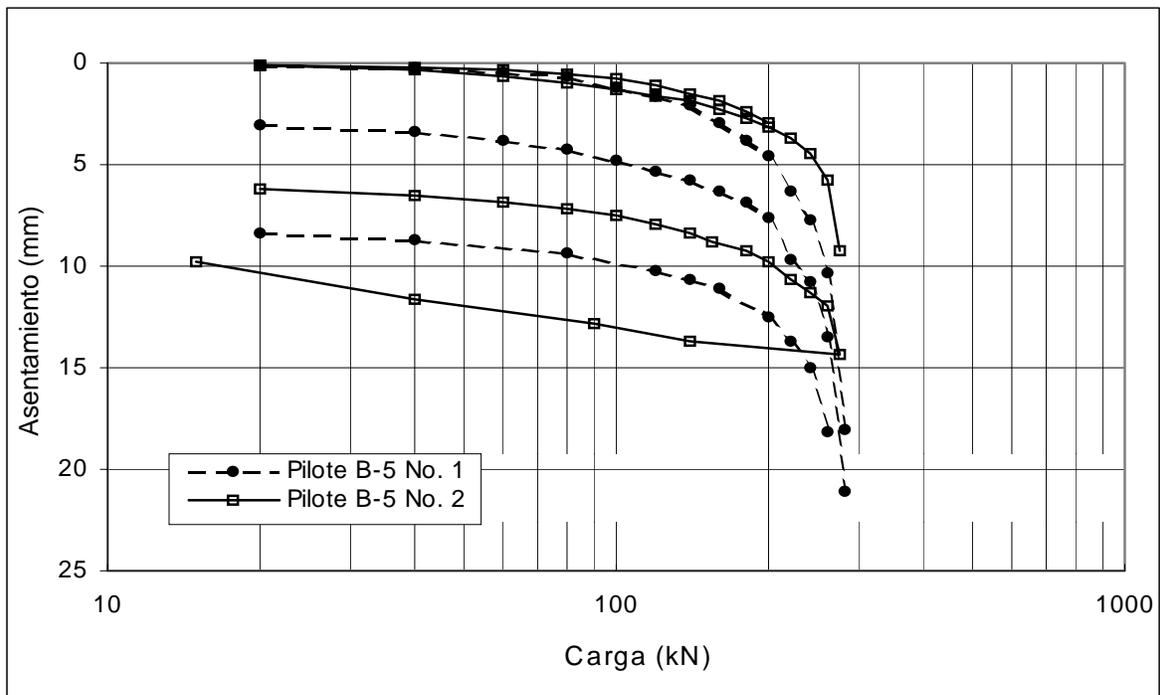


Figura 5 –Pruebas de Carga

Para la determinación de la resistencia última del pilote a partir de pruebas de carga existen numerosos criterios. En el Cuadro 3 se resumen los criterios (recopilación realizada por VESIC, 1975) aplicados en el presente caso.

Cuadro 3- Criterios para la definición de Pu				
No.	Autoría	Criterio	Pu (kN)	
			B-5 No. 1	B-5 No. 2
1	New York Code	$S=2.5\text{cm}$	290	270
2	BISHOP, 1948	$S=0.1D$	290	270
3	AASHO	$S_{PERM}=0.7\text{cm}$	290	270
4	Boston Code	$S_{PERM}=1.25\text{cm}$	NA	NA
5		$S_{EL}/S_{PERM}=1.5$	240	280
6	Californian Code	$S/Q=2.5\text{cm/MN}$	210	210
7	Ohio	$\Delta s/\Delta Q=7.5\text{cm/MN}$	220	220
8	Raimond Co.	$\Delta s/\Delta Q=12.5\text{cm/MN}$	260	NA
9	VESIC, 1963	$(\Delta s/\Delta Q)_{max}$	260	275
10	DE BEER, 1970	Máxima curvatura de curva carga-asentamiento en escala log	260	260

s =asentamiento , S_{PERM} =asentamiento permanente , S_{EL} =asentamiento elástico, Q =carga aplicada, NA= no aplica.

Para el proyecto fue definida una resistencia última de $P_U=280$ KN tomando como base las pruebas de carga. Esta resistencia es atribuible casi en su totalidad a la fricción en el fuste por ser el valor de la resistencia por punta pequeño (diámetro del pilote es pequeño y resistencia del suelo es baja).

7.4 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

La resistencia determinada por medio de las pruebas de carga superan la resistencia teórica por fricción en el fuste calculada a partir de la resistencia al corte no drenada (c_u) del suelo inalterado (PECK, 1958, POULOS & DAVIS, 1980, por ejemplo), presentadas en el Cuadro 1. La diferencia entre ambos resultados es atribuible al efecto de consolidación del suelo que rodea al pilote inducido por el incremento de la presión de poros por el proceso súbito de hinca, sumado al efecto tixotrópico de las arcillas debido a la reorientación gradual de las moléculas del agua adsorbida. Ambos efectos son una función del tiempo transcurrido a partir de la hinca del pilote. Los cálculos convencionales desconocen el efecto del tiempo para cimentaciones piloteadas que no requieran ser cargadas de inmediato y por este motivo subvaloran la resistencia en el fuste que el pilote puede desarrollar durante su vida útil.

A diferencia de las dos primeras metodologías empleadas, la metodología propuesta por ZEEVAERT (1983) arrojó resultados cercanos a los obtenidos con la prueba de carga. Según esta metodología, el proceso de hinca del pilote altera al suelo alrededor del fuste reduciendo momentáneamente su resistencia e induciendo elevadas presiones de poros. El exceso de presión de poros se disipa posteriormente generando la consolidación de un anillo de suelo alrededor del pilote. Según los ensayos en modelos a escala 1:1 realizados (RODRIGUEZ, 2001), el espesor aproximado del anillo de suelo alrededor del pilote es de una vez el radio del pilote (r_0). En esta zona, la disminución de la humedad alcanzó un valor máximo de 16% en el contacto entre el fuste del pilote y el suelo, zona en donde la compresión debida a la hinca es mayor y en donde se presenta el mayor remoldeo.

La disipación del exceso de presión de poros puede ser favorecida por el fracturamiento hidráulico que puede experimentar el suelo debido al proceso súbito de hinca y la baja permeabilidad de este tipo de suelos. Con esta metodología fue calculada una resistencia última por fricción en el fuste de $P_{FU}=320$ KN, que correlaciona de manera aproximada con la resistencia obtenida de las pruebas de carga $P_U=280$ KN.

La resistencia medida durante la prueba de carga tenderá a incrementarse y a converger hacia la resistencia teórica en la medida en que los procesos de consolidación y tixotropía alrededor del pilote progresen con el tiempo (las pruebas de carga fueron realizadas a los 20 días de ser hincados los pilotes). A mediano plazo y en el caso de pilotes metálicos, el óxido de hierro producido por los pilotes tendrá un efecto cementante en el suelo alrededor del pilote, con lo cual es posible que la resistencia del mismo se incremente también por este efecto. Lo anterior tiene como consecuencia no solo una mejoría en la resistencia del suelo alrededor del pilote, sino también en el factor de adherencia pilote-suelo.

8. DISEÑOS ESTRUCTURALES

Una vez definida la capacidad de carga de los pilotes de recalce, los diseños estructurales condujeron a definir el número de pilotes adicionales requeridos para cada columna. En todos los casos fue necesario diseñar (y construir) dados adicionales, los cuales fueron de tres tipos dependiendo del espacio disponible en los dados existentes: Dados adicionales bajo los dados existentes, dados bajo las vigas de amarre o dados conectando diagonalmente vigas de amarre ortogonales. En los dos últimos casos fue necesario el refuerzo de las vigas de amarre para soportar los nuevos esfuerzos que implicó la hincada de los pilotes adicionales.

De manera complementaria, las vigas de amarre entre dados fisuradas fueron reforzadas e inyectadas con epóxico. En la Figura 6 se presentan dos dados típicos.

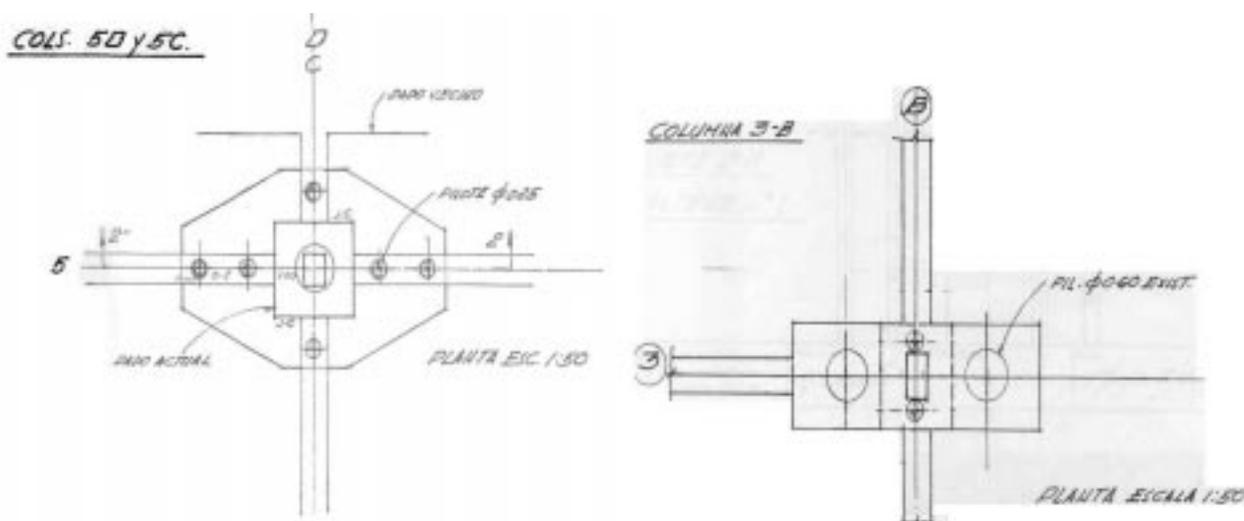


Figura 6 -Dados típicos

9. COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN REHABILITADA

A casi cuatro años de haber finalizado las labores de rehabilitación de la cimentación del colegio Cristóbal Colón, su comportamiento ha sido satisfactorio. En la Figura 7 se presenta el registro topográfico de asentamientos de algunas columnas. El último registro de asentamientos tomado en la fase de acabados mostró en algunas columnas asentamientos menores del orden de $s=1\text{mm}$. Estos asentamientos tendieron a disminuir en la medida en que el exceso de presión de poros inducido por la hinca de pilotes se disipó con el tiempo y la estructura se ajustó a su nueva condición. El volumen equivalente de pilotes hincados en un lapso de un mes fue de 67m^3 . El proceso de hinca pudo haber mejorado también el comportamiento de los pilotes existentes al consolidar los suelos alrededor de éstos.

Con el reemplazo parcial del recebo del relleno por un material más liviano, en este caso escoria de alto horno, la ocurrencia de asentamientos debido a esta sobrecarga fue disminuida.

El proceso total de la rehabilitación del colegio (incluyendo reparaciones arquitectónicas y de acabados) duró 6 meses, de los cuales 1 mes correspondió a la hinca de un total de 74 pilotes y 2 meses a la construcción de dados y reparación de la vigas de amarre.

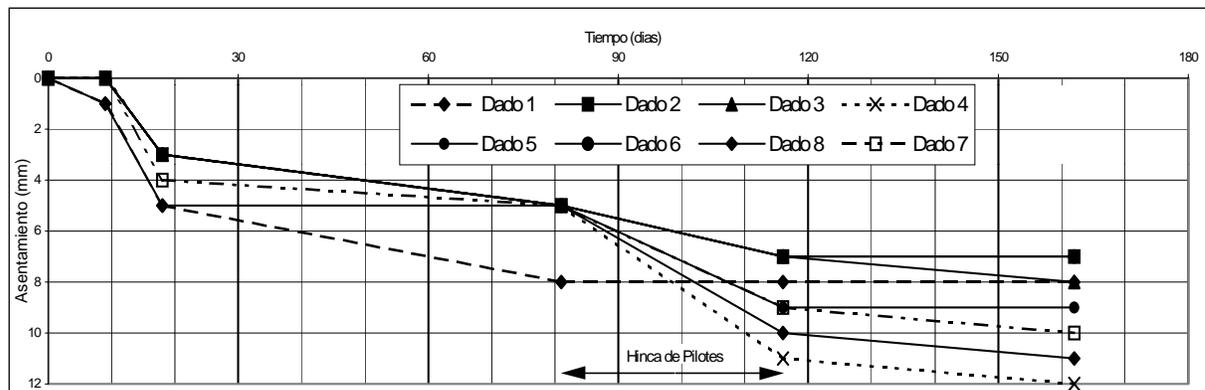


Figura 7. Registro de Asentamientos

10. CONCLUSIONES

Con el estudio descrito se concluyó que en la rehabilitación de cimentaciones en condiciones de espacio limitado el empleo de pilotes metálicos hincados fragmentariamente con gatos hidráulicos es una buena alternativa. Desde el punto de vista constructivo, presentan una limitante en la longitud de su implementación debido a la dificultad en el control de la verticalidad y el pandeo a partir de determinada profundidad. Con el análisis retrospectivo minucioso de la resistencia de la cimentación existente y el cálculo las cargas estructurales se logró optimizar el alcance de la recimentación, reduciendo a lo necesario el costo de la misma. Con la información recopilada durante el proceso de hinca de los pilotes y las pruebas de carga realizadas se pudo verificar la confiabilidad de diferentes procedimientos teóricos disponibles para el cálculo de la resistencia última de este tipo de pilotes. Se comprobó que los procedimientos que parten de la resistencia al corte de arcillas y limos normalmente consolidados y saturados en su estado natural sin considerar los efectos de la hinca a través del tiempo sobre el mismo arrojan resultados conservadores. Los pilotes hincados inducen inmediatamente en el suelo aledaño al fuste un incremento de la presión de poros con lo cual se genera la consolidación de un anillo de suelo que rodea al pilote. La pérdida de humedad del suelo en el anillo ocasiona un incremento de su resistencia y consecuentemente un incremento de la capacidad de carga del pilote. Ambos procesos son una función del tiempo debido a la baja permeabilidad de este tipo de suelos. A este fenómeno se debe adicionar la ganancia de resistencia en las arcillas remoldeadas por efecto de su tixotropía, tema que no es objeto del presente artículo. Para el caso presente, el procedimiento de cálculo basado en el principio anteriormente descrito arrojó resultados que correlacionaron adecuadamente con los resultados obtenidos de las pruebas de carga efectuadas a dos de los pilotes.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean manifestar sus agradecimientos a la Secretaria de Educación del Distrito por permitir la publicación de este documento y al grupo de apoyo de C.I.C. Consultores de Ingeniería y Cimentaciones Ltda., por la colaboración en la edición final del documento.

REFERENCIAS

Bowles, J. E. (1996) "Foundation Analysis and Design", MC Graw Hill, 5ª Edición

DIN 1054 (1976) "Zulässige Belastung des Baugrunds".

Franke, E. (1992), "Pfähle", en Grundbau_Taschenbuch, Teil 3, Ernst & Sohn, 4ª Edición.

Gudehus, G. (1981), "Bodenmechanik", Enke

Peck, R.B., Hanson, W.E., Thornburn, T.H., (1953), "Foundation Engineering", John Wiley and Sons, 2ª Edición,

Poulos, H.G., Davis, E.H., (1980), "Pile Foundation Analysis and Design", John Wiley and Sons

Rodríguez, G., Jaimes, G., (2001), "Incremento de la resistencia de suelos limo arcillosos blandos debido a la hincada de pilotes a presión", IX Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería Colombiana, Bogotá, Septiembre de 2001

Zeevaert, L. (1983), "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions", Van Nostrand Reinhold Company, 2ª Edición.