

ANÁLISIS DE DOS METODOLOGÍAS EJECUTIVAS DE PERNOS DE ANCLAJE A PARTIR DE ENSAYOS DE ARRANCAMIENTO EN SOIL NAILING

Danilo Pacheco e Silva – Doutorando

Escola de Engenharia de São Carlos / Universidade de São Paulo, danpasil@yahoo.com.br

Sergio Barreto de Miranda – Mestrando

Escola de Engenharia de São Carlos / Universidade de São Paulo, sbmiranda@gmail.com

Caibar Azzi Pitta – Diretor Técnico

Solotrat Engenharia Geotécnica Ltda, azzi@solotrat.com.br

Benedito de Souza Bueno – Professor Titular

Escola de Engenharia de São Carlos / Universidade de São Paulo, bsbueno@sc.usp.br

RESUMEN

Una de las propiedades más importantes de la técnica de soil nailing es la resistencia al cisallamiento desarrollado en la interface entre el refuerzo y el suelo circundante (q_s). La cuantificación de este parámetro es extremadamente importante para la realización de proyectos más seguros y económicos. En este sentido, se evaluó la influencia de dos diferentes metodologías ejecutivas en pernos de anclaje-testes realizados en suelo residual joven en una obra de soil nailing, en Santo André (SP). A partir de ensayos de arrancamiento, se consiguió cuantificar la mejoría del desempeño de pernos de anclaje construídos con diferentes fases de inyección, en relación a los ejecutados solamente con vaina. Estas dos metodologías fueron empleadas en pernos de anclaje cortos y largos, instrumentados con extensómetros eléctricos. Los resultados permitieron observar significativa mejoría en el desempeño de los pernos de anclaje ejecutados con inyecciones localizadas. Durante el ensayo, los datos de la instrumentación posibilitaron verificar la distribución de las cargas a través del largo de los refuerzos.

INTRODUCCIÓN

El conocimiento y el aprimoramiento de la técnica de soil nailing proviene principalmente de la ejecución y del acompañamiento de las obras realizadas, o sea, de la experiencia práctica de los ejecutores. Debido al gran número de factores envueltos en este tipo de contención, proyectistas, ejecutores y pesquisadores divergen en cuanto a la mejor forma de ejecución y previsión del comportamiento de estas obras.

Una de las propiedades más importantes de este sistema de contención es la resistencia al cisallamiento desarrollada en la interface entre el refuerzo y el suelo circundante (q_s). La cuantificación de este parámetro es extremadamente importante para la realización de proyectos más seguros y económicos. Como los refuerzos trabajan básicamente a tracción, esta propiedad es la principal responsable por el proceso de transferencia de esfuerzos del suelo para el refuerzo. Siendo así, cuanto mayor sea el valor de q_s mejor será el desempeño del refuerzo en la estabilidad del sistema.

Para la previsión de la resistencia al cisallamiento de interface, diversos pesquisadores han presentado métodos analíticos y diferentes correlaciones empíricas y semi-empíricas basadas en ensayos de campo y de laboratorio, entre ellos Schlosser (1982) [1], Bustamante y Doix (1985) [2], Jewell (1990) [3], Bridle y Barr (1990) [4], Clouterre (1991) [5], Byrne *et al* (1998) [6], Ortigão y Palmeira (1997) [7]. Aunque estos modelos y correlaciones se basan en interacciones simples y empleen parámetros aparentemente fáciles de ser determinados, existe la dificultad de determinarse el valor de q_s . En este contexto, la realización de ensayos de arrancamiento es de fundamental importancia para una mejor comprensión de la interacción suelo-refuerzo.

En el Brasil, la falta de una metodología padrón trae como consecuencia que no sea usual la realización de ensayos de arrancamiento en obras de soil nailing. A partir de los ensayos de arrancamiento, es posible determinar la carga máxima de arrancamiento (carga de pico) y la carga residual (Clouterre, 1991) [5]. El valor de q_s obtenido en el ensayo es dependiente del diámetro del hueco (ϕ_{hueco}), del largo de la interface suelo-caldo de cemento (L_s) y de la carga de pico (T_L), definida en la Ecuación 1. La unidad del q_s normalmente es kPa, como unidad de tensión.

$$q_s = \frac{T_L}{\pi \cdot \phi_{\text{hueco}} \cdot L_s} \quad (01)$$

La resistencia al cisallamiento de interface es influenciada por diversos factores, entre los cuales: (i) variabilidad del suelo; (ii) método constructivo del perno de anclaje; (iii) variaciones físicas y geométricas de los elementos de refuerzo (e.g. largo de la barra, tipo de la barra de acero, diámetro de la columna de lechada de cemento e inclinación del refuerzo) y (iv) niveles de tensión actuantes.

Este trabajo hace parte de una pesquisa mayor en que se busca evaluar la influencia de diferentes metodologías ejecutivas en la resistencia al cisallamiento de interface y contempla la realización de ensayos de arrancamiento en escala real, o sea, en obras en que se utiliza la técnica de soil nailing para la contención de excavaciones. Se presentan en este trabajo los resultados de cinco ensayos de arrancamiento realizados en pernos de anclaje-testes construídos en una obra de soil nailing en Santo André (SP). Buscando cuantificar la mejoría del desempeño de pernos de anclaje construídos con diferentes fases de inyección, en relación a los ejecutados sin inyecciones (vaina), todos los pernos de anclaje fueron construídos en un mismo horizonte de suelo (suelo residual joven). De forma adicional, para evaluar la influencia del largo, los ensayos fueron realizados en pernos de anclaje “cortos” y “largos”, instrumentados com extensómetros eléctricos.

DESCRIPCIÓN DEL LOCAL

Los pernos de anclaje-testes fueron ejecutados en obra en que se utilizo la técnica de soil nailing para la contención de una excavación para la implantación de sub-suelos. Las excavaciones fueron realizadas a lo largo del perímetro del terreno. De esta forma, fueron

construidas dos contenciones a lo largo de una extensión de 50,0 m y dos contenciones a lo largo de una extensión de 20,0 m, abarcando un área deface de 963 m² a ser contenida.

El programa experimental fué realizado en un trecho, en misma cota, en la cual, se aproximaban las condiciones de contorno, o sea, geología y estado de tensiones. La Figura 1 presenta el local de la obra, destacándose el trecho donde fueron ejecutados los pernos de anclaje-testes.

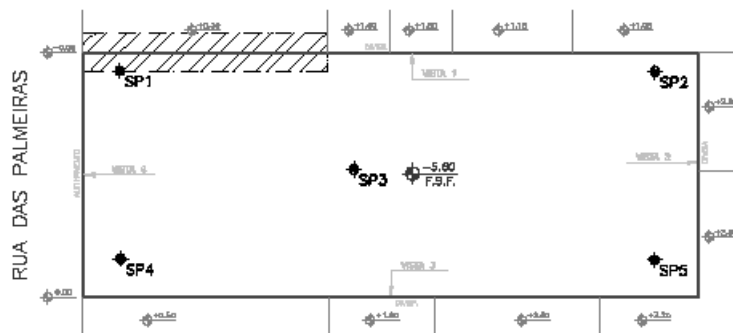


Figura 1. Vista en planta de la obra, con destaque para el área de estudio.

Investigaciones Geotécnicas

Fueron realizados cinco sondajes de simple reconocimiento (SP-01 a SP-05) que permitieron identificar tres camadas con características geotécnicas diferentes. Entre 0 y 0,70 m, identificóse un aterro de arena fina a la média, arcillosa. A partir de esta profundidad observóse un perfil de alteración de suelo residual. En la profundidad variable de 3,7 a 4,0 m, identificóse una arcilla silto-arenosa roja/marron (suelo residual joven) con N_{SPT} variando entre 3 y 9. Abajo de esta camada, se observó un suelo saprolítico hasta la profundidad investigada de aproximadamente 8,0 m, con N_{SPT} creciente con la profundidad.

Este estudio fué realizado en la camada de suelo residual joven, en la profundidad de 1,80 m. Para ello, se colectó muestras que fueron sometidas a ensayos de caracterización geotécnica en laboratorio. La Tabla 1 presenta los resultados, de forma resumida.

Tabla 1. Características geotécnicas y clasificación del suelo utilizado.

Teor de Arcilla	46 %
Teor de Silte	20 %
Teor de Arena	34 %
LL	47 %
LP	27 %
Clasificación Unificada	CL

PERNOS DE ANCLAJE-TESTES

Los ensayos de arrancamiento fueron realizados en pernos de anclaje-testes cortos y largos, instrumentados con extensómetros eléctricos. Los refuerzos fueron construidos con 1,0 m de trecho libre, siendo los cortos de 4,0 m de largo, siendo 3,0 m inyectados y los largos fueron construidos con 7,0 m de largo, siendo 6,0 m inyectados.

Los pernos de anclaje fueron ejecutados con dos metodologías diferentes. La primera de ellas consiste en la ejecución apenas de la vaina, o sea, en el llenado ascendente del hueco con lechada de cemento. La segunda, misma utilizada en la ejecución de los pernos de anclaje de la obra, se trata de un perfeccionamiento de la primera. Para tal, son realizadas inyecciones localizadas a través del largo del perno de anclaje, con el objetivo de mejorar la resistencia al cisallamiento de interface. Para facilitar y padronizar la descripción de este trabajo se presenta en la Tabla 2, la identificación de los pernos de anclaje-testes.

Tabla 2. Identificación de los pernos de anclaje-testes.

Perno de Anclaje	Tipo	Metodología
A	Corto	1
B	Corto	1
C	Largo	1
D	Corto	2
E	Largo	2

Para la construcción de los pernos de anclaje largos y cortos fueron utilizadas barras de acero CA-50 de 25 mm con 8,30 m y 5,30 m de largo, respectivamente. Con el objetivo de facilitar los trabajos de instrumentación y de transporte para las obras, las barras de acero fueron divididas en dos trechos. Para permitir la junción de las barras en obra, fueron confeccionadas roscas centrales y guantes de conexión. Fueron utilizadas barras de acero de 4,20 m de largo unidas con barras de acero de 4,10 m de largo, para la confección de los pernos de anclaje largos em cuanto para los cortos, se utilizaron barras de acero de 3,00 m de largo unidas con barras de acero de 2,30 m de largo. Para minimizar la pérdida de la resistencia a la tracción de las barras de acero, las dimensiones y el tipo de las roscas y de la conexión utilizada fueron debidamente estudiadas a partir de ensayos de tracción realizados en muestras de la barra de acero (1,0 m).

Para evaluar, durante la ejecución de los ensayos de arrancamiento, la distribución de los esfuerzos a través de su largo, las barras de acero fueron instrumentadas con extensómetros eléctricos. Los pernos de anclaje largos fueron instrumentados con siete extensómetros eléctricos, en cuanto que las barras de acero de los pernos de anclaje cortos fueron instrumentadas con cuatro extensómetros eléctricos. Estos sensores fueron alineados en la lateral de las barras de acero para reducir la influencia de posibles momentos flectores. La Figura 2 presenta la localización de los extensómetros eléctricos a lo largo de las barras de acero.

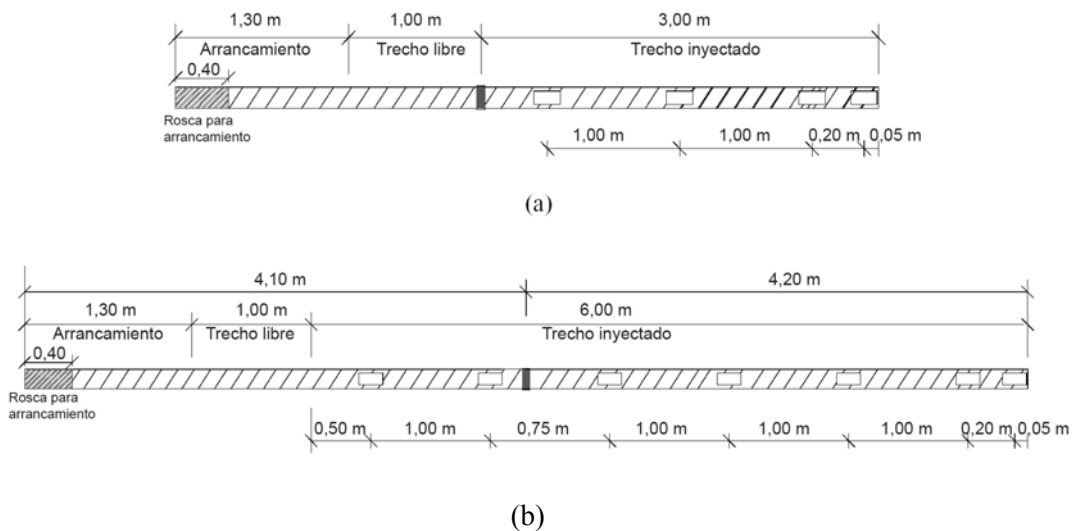


Figura 2. Distribución de los extensómetros eléctricos a lo largo de los pernos de anclaje cortos (a) y largos (b).

La correcta interpretación de las lecturas de los extensómetros eléctricos, durante la realización de los ensayos, exigió una calibración apropiada de los mismos. Para tanto, las barras de acero instrumentadas fueron cargadas bajo tracción en niveles crecientes y las lecturas verificadas para cada nivel de cargamento. Fué desarrollado un equipamiento específico para hacer esta calibración. El equipamiento es compuesto por dos pilares metálicos que fueron fijados en la laja de reacción de concreto existente en el Laboratorio de Geosintéticos. En uno

de los pilares, se fijó un gancho para permitir la fijación de la barra de acero a través de una argolla soldada en su extremidad. En la otra extremidad de la barra, se adaptó un mecanismo para la aplicación de la carga. Fué hecha una conexión de la barra de acero (rosca) con una célula de carga de 50 kN. La aplicación del cargamento fué realizada por un conjunto manivela/barra presentando un eje que permitía la aplicación y el mantenimiento del cargamento sin promover el giro de la barra de acero. La Figura 3 presenta los detalles del equipamiento desarrollado para aplicación de cargas en la barra de acero.

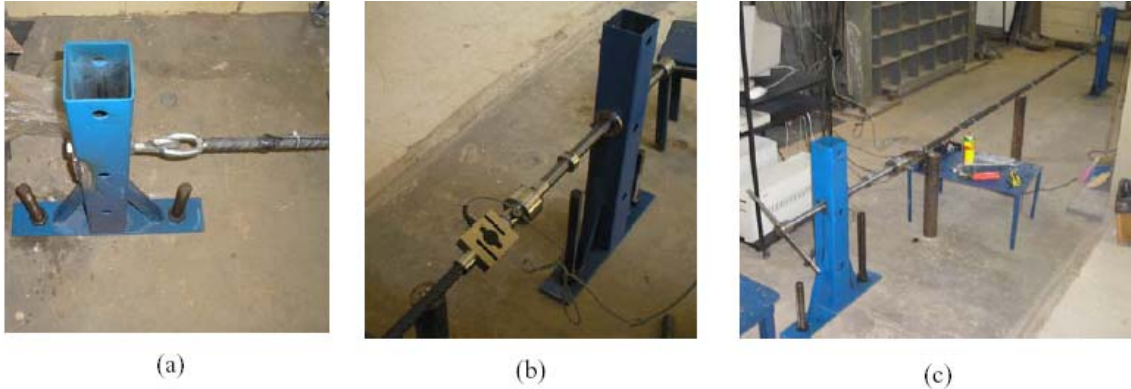


Figura 3. Equipamiento utilizado para la calibración de las barras de acero. Detalle de las fijaciones (a) y (b) y vista general durante la calibración de las barras (c).

La preparación de los pernos de anclaje fué realizada, en la propia obra, de forma específica para cada metodología y largo del perno de anclaje-teste. Esta etapa de preparación comprende la fijación, junto a la barra de acero, de centralizadores y de tubos de inyección. Permitiendo garantizar la integridad del trecho libre de 1,0 m de largo se instaló un obturador que consiste en una espuma enrollada en la barra de acero y se pasó grasa a lo largo de la barra de acero. La Figura 4 presenta detalles de la preparación de la barra de acero en el cantero de la obra.

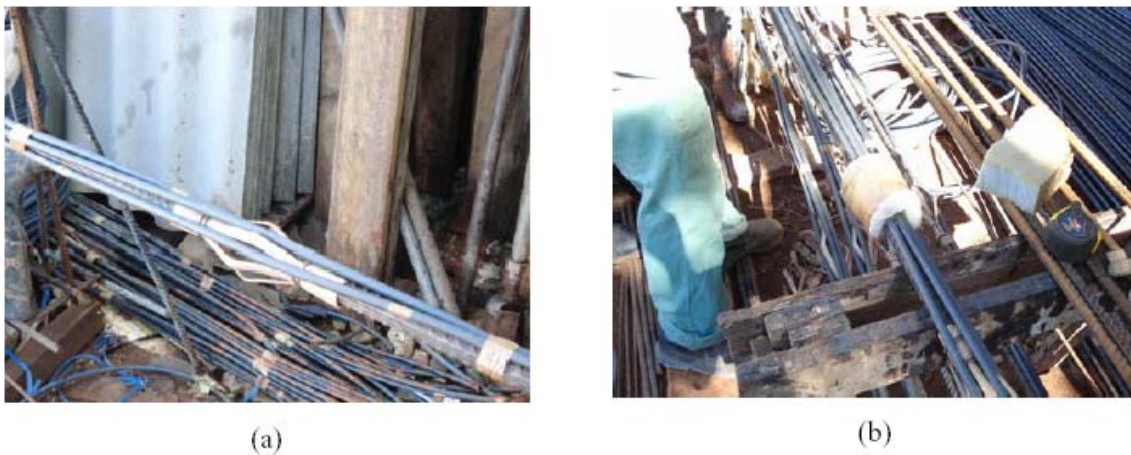


Figura 4. Detalle de la preparación de las barras de acero. (a) Posicionamiento de los tubos de inyección y centralizadores y (b) espuma enrollada en el inicio del trecho libre.

Los pernos de anclaje D y E, fueron construidos con la segunda metodología. Para cada etapa de inyección, fué instalado un tubo de polietileno con 10 mm de diámetro correspondiente y válvulas de inyección distribuidas conforme ilustrado en la Figura 5. El perno de anclaje D (Figura 5-a) presenta tres tubos, uno para cada fase de inyección, destacando que fueron realizadas de forma localizada y ascendente. De forma semejante, en virtud del mayor largo, el perno de anclaje E presenta cuatro fases de inyección, detalladas en la Figura 5-b.

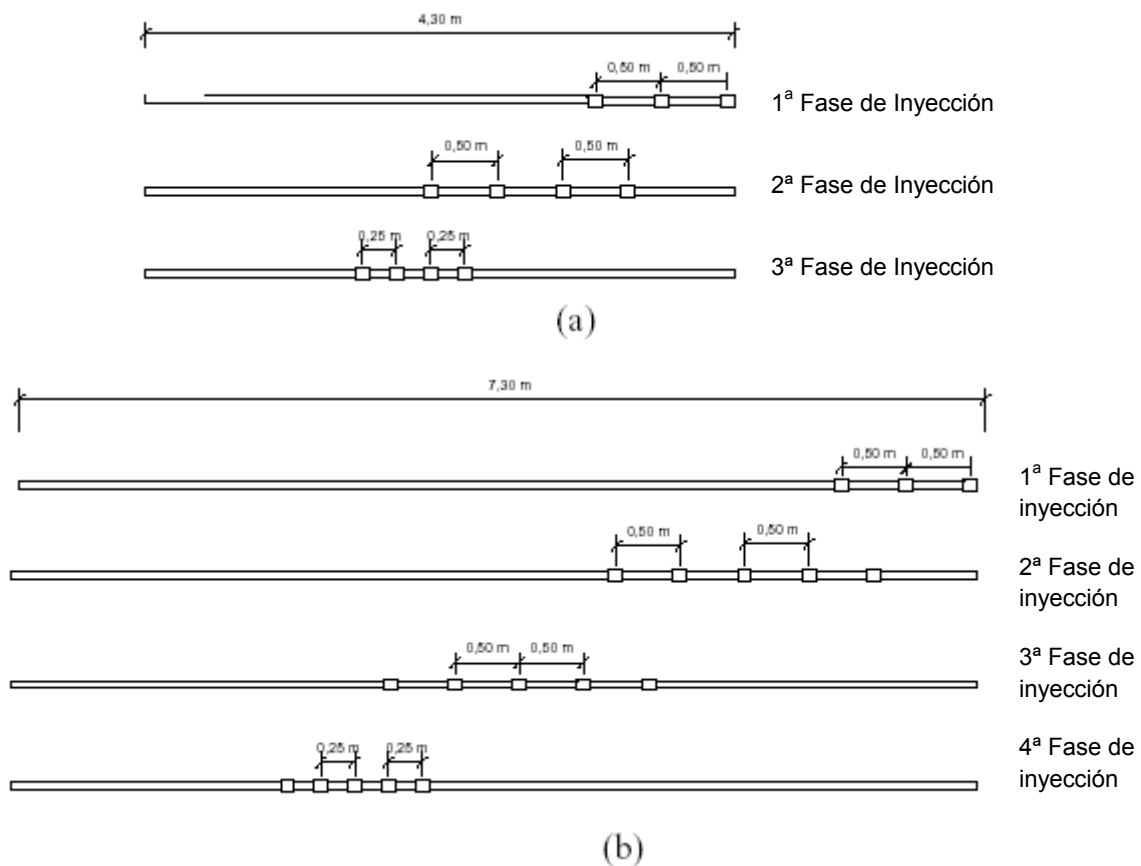


Figura 5. Localización de las válvulas de inyección utilizadas, en la segunda metodología, para la construcción de los pernos de anclaje cortos (a) y largos (b).

Ejecución de los Pernos de Anclaje

La vaina fué ejecutada con un trazo de lechada de cemento estudiado, con relación agua/cemento igual a 0,6. En el trazo de las inyecciones, con el objetivo de obtener lechadas de cemento con mayor fluidez, la relación agua/cemento fué de 0,7. Las lechadas de cemento fueron preparadas en un mezclador de alta turbulencia, utilizando el cemento Portland tipo CP III-40 RS. Los resultados de ensayos de compresión uniaxial, realizados en día anterior al inicio de los ensayos de arrancamiento, presentaron valor médio superior a 21 MPa. Este valor se presenta dentro del valor mínimo establecido por el manual internacional de la FHWA (Lazarte *et al.*, 2003) [8].

La perforación fué ejecutada con perforatriz manual, utilizando el procedimiento de lavado del hueco. El diámetro medio acabado fué de 75 mm e inclinación media de 10° en relación a la horizontal. Después de terminada la perforación fué entonces realizado el llenado del hueco con lechada de cemento (Vaina), hasta que la lechada de cemento se salió limpia por la boca del hueco. Las barras de acero, debidamente preparadas, fueron entonces inseridas en el suelo macizo. Las inyecciones, de la segunda metodología, fueron iniciadas después de un intervalo mínimo de 12 horas, obediendo al procedimiento de la obra, de realizarse una fase de inyección por día. Durante esta etapa, se controló la presión y el volúmen de la inyección, resumidos en la Tabla 3.

Tabla 3. Control de ejecución de los pernos de anclaje-teste.

Id.	Perno de Anclaje Tipo	1ª Fase		2ª Fase		3ª Fase		4ª Fase	
		Presión (MPa)	Volúmen (litros)	Presión (MPa)	Volúmen (litros)	Presión (MPa)	Volúmen (litros)	Presión (MPa)	Volúmen (litros)
D	Corto	0,6	70,0	0,4	35,0	1,6	-		
E	Largo	0,6	70,0	0,6	70,0	1,5	-	1,6	-

A partir de la Tabla 3 obsérvase que las presiones máximas de inyección variaron de 0,4 a 1,6 MPa. Estos valores se encuentran muy próximos de la faja de valores (0,4 a 2,0 MPa) presentados en la literatura (Springer, 2006 [9]; Zirlis *et al*, 2003 [10]). Las mayores presiones de inyección fueron obtenidas para las últimas fases de inyección de los pernos de anclaje D y E, en que no fué inyectado ningún volúmen de lechada de cemento. La ausencia de estos volúmenes y las elevadas presiones medidas en esta etapa remiten a una mejor calidad (integridad) del perno de anclaje. Observase también que los volúmenes de inyección nunca fueron superiores a 70 litros, o sea, equivale a un saco de cemento (50 kg) para el trazo A/C = 0,6. Este valor fué utilizado como criterio de parada, considerando que a partir de este volúmen, la lechada de cemento podría haber encontrado algún vacío excesivo en el suelo macizo y podría comprometer las edificaciones vecinas.

La Figura 6 presenta la etapa de la ejecución de la Vaina (a), el procedimiento de inserción de la barra de acero en el suelo macizo (b) y el detalle de fijación del equipamiento de inyección.



Figura 6. (a) Detalle de la ejecución de la vaina, (b) inserción del perno de anclaje en el suelo macizo posterior a la ejecución de la vaina y (c) fijación del equipamiento de inyección.

ENSAYOS DE ARRANCAMIENTO

Todos los chumbadores fueron ensayados de forma similar. Se buscó determinar la resistencia al cisallamiento de interface suelo-refuerzo y verificar la evolución de los cargamentos a través de su largo a partir de la instrumentación. La primera parte de los ensayos consistió en la aplicación de una pequeña carga para garantizar un mejor ajuste del sistema de arrancamiento. Se aplicó carga al perno de anclaje por medio de gato hidráulico en niveles de 5,0 kN. El sistema de adquisición (Figura 7-c) hacía la adquisición automática de los datos de la célula de carga, de los transductores de desplazamiento y de los extensómetros eléctricos. Entre cada nivel de carga, se aguardaba el período de tiempo necesario para la estabilización de los desplazamientos y de las lecturas de los extensómetros eléctricos. Se realizó el ensayo hasta llegar a la ruptura o desplazamientos crecientes del perno de anclaje sin incremento de carga. En la fijación de los transductores de desplazamiento, se utilizó un soporte externo, independiente del movimiento del gato y de la pared de concreto proyectado. La Figura 7-a presenta el esquema de montaje utilizado en el ensayo de arrancamiento y la Figura 7-b presenta detalles del sistema de reacción, bien como de la célula de carga utilizada en el ensayo.

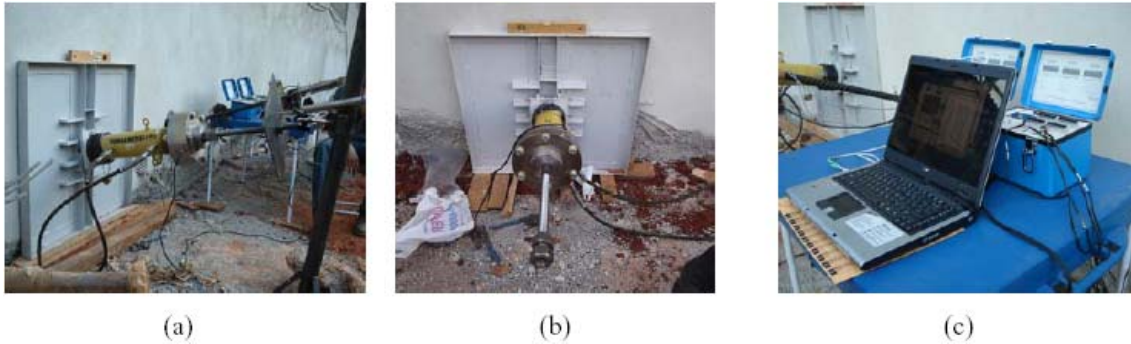


Figura 7. (a) Esquema de montaje del ensayo de arrancamiento, (b) detalles del sistema de reacción y célula de carga y (c) sistema de adquisición de datos.

RESULTADOS E DISCUSIONES

Las Figuras 8 y 9 presentan as curvas carga v_s desplazamiento obtenidas a partir de los ensayos realizados. Con el propósito de analizar la influencia de las dos metodologías ejecutivas diferentes, los resultados son presentados para los pernos de anclaje cortos (Figura 8-a) y largos (Figura 8-b). Adicionalmente, se presentan las curvas carga v_s desplazamiento para la primera (Figura 9-a) y segunda (Figura 9-b) metodologías. Esta representación busca evaluar el efecto del largo de los pernos de anclaje en la resistencia al cisallamiento de interface suelo-refuerzo.

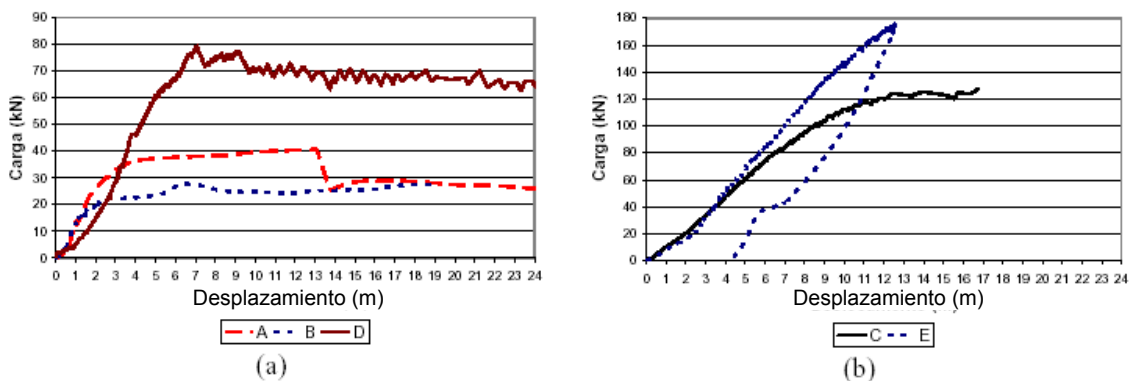


Figura 8. Curvas carga v_s desplazamiento para los pernos de anclaje cortos (a) y largos (b).

A partir de la Figura 8-a, en la cual son presentados los resultados de los pernos de anclaje cortos, se nota que los pernos de anclaje A y B, de mismo método constructivo, presentaron una concordancia en el trecho inicial del ensayo bien como, despues acertar el cargamento de pico. En relación al perno de anclaje D, ejecutado con la segunda metodología, observa-se una ganancia significativa cuanto al cargamento de pico.

La Figura 8-b, representa los resultados de los pernos de anclaje largos. A pesar de la diferente metodología ejecutiva, presenta un comportamiento similar en el trecho inicial. Observase que el perno de anclaje E, ejecutado con la segunda metodología, no presenta cargamento de pico. Esto se debe a las limitaciones impuestas por el conjunto gato-bomba y al surgimiento de trincas (estrias) a lo largo de la fase de reacción.

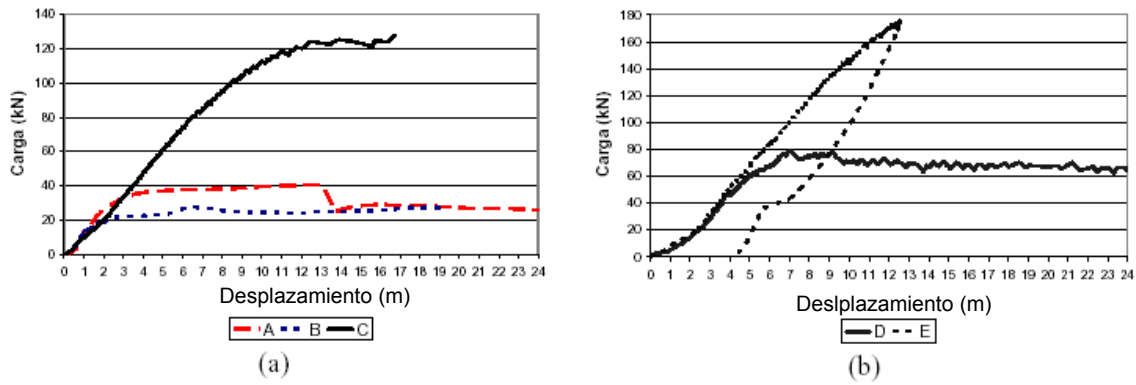


Figura 9. Curvas carga vs desplazamiento para los pernos de anclaje realizados con la primera (a) y segunda (b) metodologías.

La Figura 9 presenta los resultados para las mismas metodologías, donde se puede comparar el largo de los pernos de anclaje. Teóricamente, se estimó que el cargamento de pico del perno de anclaje largo se duplicó en relación al perno de anclaje corto, dado las extensiones (alargamientos) ejecutados. No obstante, este comportamiento no fué observado. Esto se debe, posiblemente, al mecanismo de transferencia de carga en el perno de anclaje, asociado al alargamiento de transferencia (l_0) definido por Clouterre(1991) [5].

La resistencia al cisallamiento de interface (q_s) fué obtenida a partir de los valores de pico de las curvas carga vs desplazamiento de los refuerzos. A Tabla 4 presenta un cuadro resumen de estos resultados.

Tabla 4. Resumen de los resultados obtenidos a partir de los ensayos de arrancamiento.

Perno de anclaje Id.	Tipo	$T_{m\acute{a}x}$ (kN)	Desplazamiento (mm)	q_s (kPa)	Tres (kN)	q_{sres} (kPa)
A	Corto	40,7	13,1	57,6	26,0	36,7
B	Corto	27,8	6,5	39,4	24,5	34,6
C	Largo	127,2	16,4	90,0	*	*
D	Corto	112,4	7,1	112,4	60,7	85,9
E	Largo	176,2	10,5	124,6	*	*

Nota: $T_{m\acute{a}x}$: carga máxima; q_s : resistencia al cisallamiento de interface; T_{res} : carga residual; q_{sres} : resistencia al cisallamiento de interface residual.

Observase a partir de la Tabla 4 que los pernos de anclaje A y B, conforme relatado anteriormente, presentan q_{sres} próximo, aunque los valores de pico son distintos. esto se debe a metodología ejecutiva empleada (Vaina), que puede ser decorrente de eventuales imperfecciones existentes (variación del diámetro) a lo largo del perno de anclaje, reduciendo el contacto suelo-perno de anclaje. Al comparar el valor medio de la primera metodología con la segunda, para los pernos de anclaje cortos, observa-se una ganancia de 131%.

El perno de anclaje E, conforme relatado anteriormente, no tocó el cargamento de ruptura, bien como, el criterio de desplazamiento definido por Clouterre (1991) [5], no obstante, el cargamento tocado fué suficiente para comprobar la eficiencia de la segunda metodología, que cuantitativamente supera en 38% el cargamento atingido por el perno de anclaje C, ejecutado con la primera metodología.

La instrumentación realizada en los refuerzos permitió verificar la distribución de las cargas durante El ensayo, a lo largo del alargamiento de los refuerzos. La Figura 10 presenta curvas típicas, para pernos de anclaje largos (a) y cortos (b), de distribución de cargas a lo largo

del alargamiento de los refuerzos. Fueron presentados cuatro niveles de cargamento en relación a la carga de ruptura (25, 50, 75 y 100%).

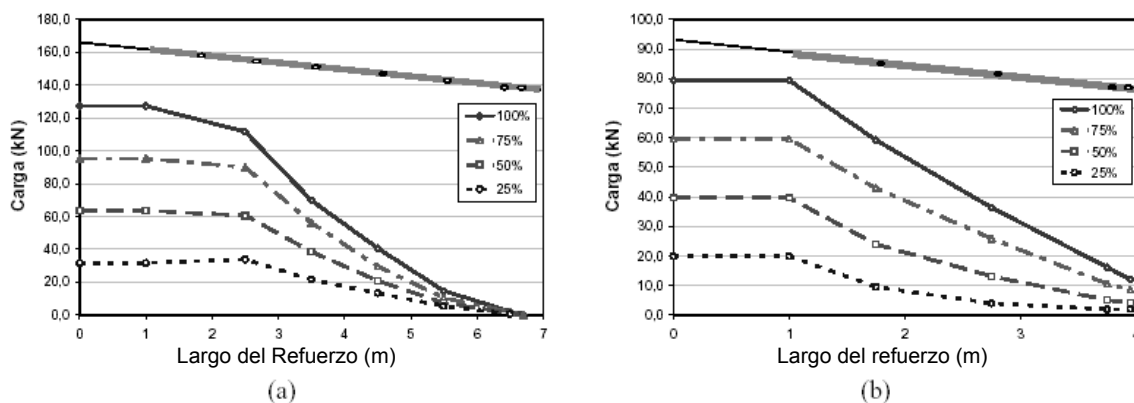


Figura 10. Distribución de carga a través del largo para pernos de anclaje largos (a) y cortos (b), en porcentaje en relación a la carga de ruptura.

Los datos de instrumentación de los pernos de anclaje permitieron analizar el mecanismo de transferencia de carga, durante la ejecución de los ensayos. Las Figuras 10 (a) y (b) muestran una tendencia de distribución triangular de las cargas a lo largo de la barra. Para los cuatro niveles de cargamento, las cargas se mostraron máximas en la fase, en las proximidades del punto de aplicación de carga, y tiene su magnitud reducida a lo largo del refuerzo. Al analizar las curvas referentes a 100% de la carga de arrancamiento, se verifica que para los pernos de anclaje cortos (Figura 10-b), El largo total de los refuerzos fué practicamente solicitado. No obstante, para los pernos de anclaje largos, esto no fué verificado. Como el arrancamiento ocurre en el contacto suelo-refuerzo, la movilización de la resistencia es gradual, o sea, de la extremidad de la fase en dirección a la parte interna del perno de anclaje.

A partir de los ensayos de arrancamiento observase que los valores de resistencia al cisallamiento de interfase (q_s) fueron superiores para la segunda metodología. Este incremento se debe, probablemente, al llenado de los vacíos del caldo de cemento, permitiendo la reconstitución del confinamiento existente antes de la perforación. Esta metodología, la misma utilizada en la obra, se mostro eficiente y es recomendable para la realización de proyectos más seguros y económicos.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Departamento de Geotecnia de la Escuela de Ingeniería de São Carlos de la Universidad de São Paulo por el apoyo técnico a esta pesquisa y a Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) por la bolsa de estudios concedida al primer autor y auxílio a la pesquisa concedido al cuarto autor. Los autores agradecen a la empresa Solotrat Engenharia Geotécnica Ltda., por la disponibilidad de la obra, auxílio en la ejecución de los pernos de anclaje-testes e de los ensayos de arrancamiento.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] SCHLOSSER, F. Behaviour and Design of Soil Nailing. (1982) In: Symposium on recent developments in ground improvement techniques, Bangkok, pp. 399-413, 1982.
- [2] BUSTAMANTE, M. & DOIX, B. (1985) Une Méthode Pour le Calcul des Tirants et des Micropieux Injectées. Bulletin de Liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées, Paris, n. 140 (Nov/Dec), pp. 75-92.
- [3] JEWELL, R.A. (1990) Review of Theoretical Models for Soil Nailing. In: Internacional Reinforced Soil Conference, Glasgow, pp.265-275.
- [4] BRIDLE, R.J. & BARR, B.I.G. (1990) The Analysis and Design of Soil Nails. In: Internacional Reinforced Soil Conference, Glasgow, pp.249-254.
- [5] CLOUTERRE. (1991) Recommandations Clouterre Project National Clouterre, Presses de l'ENPC, Paris, 269p.

- [6] BYRNE, R. J., COTTON, D., PORTERFIELD, J., WOLSCHLAG, C., UEBLACKER, G. (1998) Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls. In: Report FHWA-SA-96-069R, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA, October.
- [7] ORTIGÃO, J. A. R. & PALMEIRA, (1997) Optimised design for soil nailed walls. In: Proceedings of the 3rd International Conference on Ground Improvement Geosystems (GIGS), pp. 368-374, London, UK, June. Edited by M.C.R. Davies, F. Schlosser, Ground Improvement Geosystems, Thomas Telford, London, UK.
- [8] LAZARTE, C. A., ELIAS, V., ESPINOZA, R. D. & SABATINI, P. J. (2003) Soil nail walls. In: Report FHWA0-IF-03-017, Geotechnical Engineering Circular n. 7, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA, March.
- [9] SPRINGER, F. O. (2006) Ensaio de Arrancamento de Grampos em Solo Residual de Gnaisse, Tesis de Doctorado, DEC/PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ.
- [10] ZIRLIS, A.C.; PITTA, C.A. & SOUSA, G.J.T. (2003). Solos grampeados – Alguns Detalhes Executivos e Casos de Obras. In: Workshop: Solo Grampeado – Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento, São Paulo, pp. 1-20.