

URETEK

SCIENTIFIC BOOK

ANTOLOGÍA DE DOCUMENTOS CIENTÍFICOS PUBLICADOS EN CONGRESOS NACIONALES
E INTERNACIONALES INHERENTES A LA TECNOLOGÍA URETEK DEEP INJECTIONS®

URETEK

SCIENTIFIC BOOK

ANTOLOGÍA DE DOCUMENTOS CIENTÍFICOS PUBLICADOS EN CONGRESOS NACIONALES
E INTERNACIONALES INHERENTES A LA TECNOLOGÍA URETEK DEEP INJECTIONS®



Este libro representa la primera antología de contribuciones científicas acerca de la consolidación de suelos con inyecciones de resinas expansivas.

Carlo Canteri, fundador de Uretek S.r.l. e inventor del método Uretek Deep Injections®, fue un verdadero pionero en este sector y gracias a sus intuiciones, esta tecnología es una auténtica arma en las manos de técnicos y proyectistas que quieran mejorar los parámetros del suelo con un método poco invasivo.

La intensa actividad de investigación, fomentada y sostenida por Uretek en todo el mundo, ha empujado a profesionales y académicos a interesarse a este microsector de la geotécnica: de esta forma, a lo largo de los años, se han presentado documentos muy interesantes en congresos internacionales en Italia (Palermo, Abano Terme, Turín) y en el extranjero (Coimbra, Singapur, París, Graz, Trondheim).

Las contribuciones recogidas en este volumen abarcan la descripción de unos case history muy particulares, los métodos de proyecto y modelización, hasta llegar a la aplicación de la tecnología Uretek Deep Injections® para atenuar los efectos indeseados producidos por las vibraciones, la contracción y el hinchamiento de los suelos.

Hoy, la consolidación del suelo con inyecciones de resina expansiva es una tecnología que se apoya sobre unas bases científicas muy sólidas y hace parte de los programas de cursos universitarios sobre la consolidación de suelos. Esta antología quiere ser un instrumento - para quien lo desee - para profundizar los conocimientos acerca del tema y entender cuáles son las características fundamentales para obtener el buen resultado de una intervención.

Los varios autores de los documentos concuerdan sobre algunos puntos esenciales: la necesidad de una adecuada campaña geognóstica, un proyecto científico específico, una monitorización en tiempo real, una mezcla de inyección de rápido endurecimiento y que evite la dispersión del material lejos del punto de inyección.

Se les agradece a todas las personas que - a lo largo de los años - han contribuido al desarrollo de la tecnología Uretek Deep Injections® y a quien querrá leer esta antología.

*Uretek S.r.l.
Departamento de investigación y desarrollo*

1

pág. 2

OBRAS DE CONSOLIDACIÓN DE SUELOS DE CIMENTACIÓN DE UN CAMPANARIO CON INYECCIONES DE RESINA DE ELEVADA PRESIÓN DE EXPANSIÓN

Documento presentado en el
XXII Congreso Nacional de Geotécnica
Italia: Palermo, 22-24 de septiembre de 2004

2

pág. 10

MODELADO ANALÍTICO DE LA MEJORA DEL SUELO GRACIAS A LAS INYECCIONES DE RESINA DE ELEVADA PRESIÓN DE EXPANSIÓN

Documento presentado en la 6th International
Conference on Ground Improvement Techniques
Portugal: Coimbra, 18-19 de Julio de 2005

3

pág. 16

MODELADO NUMÉRICO DE UNA INTERVENCIÓN DE CONSOLIDACIÓN DEL SUELO DE CIMENTACIÓN DE UN PALACIO HISTÓRICO REALIZADO CON INYECCIONES DE RESINA DE POLIURETANO DE ELEVADA PRESIÓN DE EXPANSIÓN

Documento presentado en el
XXIII Congreso Nacional de Geotécnica
Italia: Abano Terme (PD), 16 - 18 de mayo de 2007

4

pág. 24

UTILIZACIÓN DE INYECCIONES DE RESINAS POLIMÉRICAS DE ELEVADA EXPANSIÓN PARA ATENUAR EL RIESGO DE COLAPSO DE LOS CIMIENTOS DE ESTRUCTURAS EXISTENTES A CAUSA DE FENÓMENOS SÍSMICOS

Documento presentado en la
8th Pacific Conference on Earthquake Engineering
Singapur: 5 - 7 de diciembre de 2007

5

pág. 29

MODELO CONCEPTUAL PARA REPARAR CIMIENTOS DE ARCILLA EXPANSIBLE UTILIZANDO RESINA DE POLIURETANO EXPANSIVA

Documento presentado en SEC 2008 - Symposium
International Sécheresse et Constructions
Francia: París, 1 - 7 de septiembre de 2008

6

pág. 34

CONSOLIDACIÓN DEL SUELO A TRAVÉS DE LA INYECCIÓN DE RESINAS DE POLIURETANO PARA ATENUAR EL HINCHAMIENTO Y LA CONTRACCIÓN DE SUELOS ARCILLOSOS

Documento presentado en SEC 2008 - Symposium
International Sécheresse et Constructions
Francia: París, 1 - 7 de septiembre de 2008

7

pág. 38

REDUCCIÓN DE LAS VIBRACIONES A TRAVÉS DE LA INTRODUCCIÓN EN EL SUELO DE UN CUERPO AISLANTE DE FÁCIL COLOCACIÓN, EFICIENTE Y ECONÓMICO

Documento presentado en
Christian Veder Kolloquium
Austria: Graz, 27 - 28 de marzo de 2008

8

pág. 46

REFUERZO Y ADECUACIÓN DE LOS CIMIENTOS POR ESFUERZOS ESTÁTICOS Y DINÁMICOS

Extracto del documento presentado en
XXII ciclo de las Conferencias de Geotécnica
Italia: Turín, 18 - 19 de noviembre de 2009

9

pág. 52

ANÁLISIS EN 3D FEM DE LA MEJORA DEL SUELO A TRAVÉS DE INYECCIONES DE RESINA POR DEBAJO DE UNA TORRE MEDIEVAL EN ITALIA

Documento presentado en
7th European Conference en NUMGE
Noruega: Trondheim, 2 - 6 de junio de 2010



URETEK

ÍNDICE

Scientific Book

1

OBRAS DE CONSOLIDACIÓN DE SUELOS DE CIMENTACIÓN DE UN CAMPANARIO CON INYECCIONES DE RESINA DE ELEVADA PRESIÓN DE EXPANSIÓN

Documento presentado en el
XXII CONGRESO NACIONAL DE GEOTÉCNICA
Italia: Palermo, 22-24 de septiembre de 2004

Favaretti M.
Universidad de Padua

Germanino G.
Profesional

Paschetto A.
Uretek S.r.l.

Vinco G.
Uretek S.r.l.

PALABRAS CLAVE: cimentaciones, consolidación, grietas, inyecciones, resina.

RESUMEN

El documento quiere ilustrar la manera de ejecución de las inyecciones de resina de elevada presión expansiva y sus efectos en el subsuelo tratado. Después de una evaluación geotécnica preliminar sobre la evolución del proceso generado por una serie de inyecciones, se presentan unos resultados significativos registrados durante la monitorización de la obra de consolidación del suelo de cimentación del campanario de la iglesia de Borgolavezzaro (NO). De esta obra se subraya el sistema operativo, la técnica no invasiva y las características físico-mecánicas del material inyectado que se mantienen inalteradas con el paso del tiempo.

El mayor conocimiento sobre el comportamiento a corto y largo plazo de la resina utilizada y sobre los fenómenos de interacción que se desarrollan entre la resina expansiva y el suelo tratado admiten la intervención -en absoluta seguridad- para el saneamiento de edificios de gran valor.

1. PREMISAS

En todo el territorio nacional, se ha registrado un incremento de los casos en que los ingenieros se enfrentan con la consolidación de las estructuras de los edificios que - durante los años - han manifestado una relevante evolución fisurativa, tal vez preocupante.

Las causas de estos fenómenos fisurativos se deben - en la mayoría de los casos - a asentamientos diferenciales generados por ampliaciones o modificaciones llevadas al cabo en el cuerpo del edificio y a causa de las variaciones en la distribución de las cargas permanentes aplicadas; a veces, hay que buscar las causas de los asentamientos en la variación de las propiedades geotécnicas de los suelos de cimentación, debidas - por ejemplo - al

descenso o elevación de la capa freática, a la degradación química de algunos litotipos, a la rotura de sistemas hidráulico-sanitarios, etc.

Cualquiera que sea la causa del asentamiento diferencial se necesitan intervenciones de mejora que permitan que el sistema estructura-suelo se adapte al nuevo cuadro estático. Todo esto se puede conseguir de dos maneras: (1) consolidación estructural de los cimientos; (2) consolidación del suelo y consiguiente mejora de sus características físico-mecánicas.

A veces, un aumento considerable de las características mecánicas del suelo de cimentación puede producirse utilizando una tecnología de consolidación que utiliza la inyección en el suelo de resina de elevada presión expansiva. Los métodos de intervención son relativamente sencillos y no necesitan de excavaciones invasivas o de problemáticos sistemas de conexión para fortalecer los cimientos existentes y también los nuevos.

Como consecuencia de la considerable expansión de la resina, en el interior del volumen del suelo tratado, es posible restablecer el contacto de la interfaz suelo-cimientos, también donde los valores de la tensión resultan modestos. De esta manera se obtiene una mejor distribución de las cargas y una consiguiente limitación de los picos de tensión.

2. IGLESIA DE LOS SANTOS BARTOLOMÉ Y GAUDENCIO EN BORGOLAVEZZARO (NO)

2.1 Antecedentes históricos

Alessandro Antonelli, nació en Ghemme en 1798 y murió en Turín en 1888; se destaca como arquitecto del gothic revival. Es profesor en la Academia Albertina de Turín desde 1836 hasta 1857 y autor de proyectos muy importantes; entre los cuales el



proyecto de la Mole Antonelliana en Turín (1863), de la Cúpula de S.Gaudencio en Novara (1841) y de la Iglesia de los Santos Bartolomé y Gaudencio en Borgolavezzaro (NO), realizado en 1852 (Fig. 1). Construida sobre los restos de la vieja iglesia de S. Gaudencio, la actual iglesia de Borgolavezzaro dedicada a los santos Bartolomé y Gaudencio constituye uno de los primeros proyectos de bóveda de cañón muy ancha que apoya sobre un único orden de columnas. Lo que se ve hoy - y que provoca estupor - no es el resultado del proyecto original, sino de las modificaciones hechas antes de la construcción (que tuvo lugar entre 1858 y 1862) por el Congreso Permanente di Acque e Strade y por el Genio Civile a causa de supuestos problemas de estabilidad.

Lo que queda de la iglesia original de S. Gaudencio es sólo el macizo campanario, que según la idea de Antonelli se debía derribar.



FIGURA 1: IGLESIA DE LOS SANTOS BARTOLOMÉ Y GAUDENCIO BORGOLAVEZZARO (NO)

2.2 Análisis del cuadro fisurativo y de las causas del asentamiento

El examen del cuadro fisurativo representa una fuente importante de información sobre el tipo de asentamiento que ha tenido lugar. La entidad, la forma, la inclinación y la evolución en el tiempo de las lesiones que se han manifestado en los muros portantes, muros medianeros y en el pavimento, presentan unos datos importantes que contribuyen a una interpretación muy detallada de la dinámica del asentamiento.

Hoy, el edificio presenta varias grietas concentradas en diferentes puntos, sobre todo en la zona de conexión entre el antiguo campanario y la iglesia de recién construcción.

Las grietas que se notan en la fachada sur dan un cuadro muy preciso de la situación. Todas tienen una evolución subvertical hacia el campanario y disminuyen al alejarse de éste.

La interrupción de la linealidad de las plantas es otro aspecto muy importante. De hecho entre las dos superficies de la lesión tiene lugar un considerable asentamiento y siempre del lado del campanario. De los verbales del Concejo Comunal aparece una nota interesante, del 5 de febrero de 1909, acerca

da la historia del cuadro fisurativo: *"...en la iglesia se abrió una grieta que empieza en la cumbre de la puerta de entrada debajo del campanario y llega hasta la bóveda superior de la iglesia."*

Ya antes, en el informe del perito G. Rosina del 5 de febrero de 1904, se formulaban hipótesis acerca de las causas del asentamiento y se evidenciaba que: *"...después de una detallada inspección del campanario y considerando las grietas que aparecen sobre el arquivado de la pequeña puerta lateral de entrada y del muro de la iglesia que se extiende a lo largo de la calle y de cómo estas grietas se presentan, (...) el campanario no ha sido puesto todavía en equilibrio con la resistencia del suelo de cimentación de manera que se debe seguir un procedimiento de profundización lento pero constante. Hasta ahora no se puede decir que este asentamiento lento sea igual en los cuatro lados de la base ya que los cuatro muros tienen que apoyarse directamente sobre el suelo y no sobre una plataforma homogénea y ancha."*

Hoy, esta grieta ha vuelto a abrirse y se deduce que en aquel entonces el fenómeno estaba todavía en acto. En un informe de 1925 firmado por el ingeniero Giuseppe de Ferrari hay una precisa referencia al fenómeno de asentamiento del campanario: *" en mi inspección he observado que varias grietas de los muros de la iglesia dependen del campanario y esto hace suponer que se deben a un asentamiento del campanario. No es posible decir si estas grietas se ampliarán; está claro que las grietas son viejas y - por ahora - parecen no aumentar."*

En una investigación más reciente (Fig.2) se evidencian muchas grietas en el lado externo e interno del edificio. Eso significa claramente que las lesiones son pasantes y de considerable relevancia. Se trata de grietas cerradas en momentos diferentes (las argamasas de reparación son diferentes: una de cemento y otra no) y que después han vuelto a abrirse. Se considera que el fenómeno depende de un asentamiento del campanario hacia abajo, que ha sido mayor con respecto al que ha afectado la parte más reciente de la iglesia.

La estructura de los suelos de cimentación - sobre todo de tipo granular y por eso de muy rápida consolidación - y las distintas épocas de construcción (antes el campanario y luego la nueva iglesia) hacen pensar que la condición de estabilidad geotécnica del sistema cimiento-estructura del campanario era precaria ya antes de la construcción de la iglesia, y muy cerca de una condición crítica.



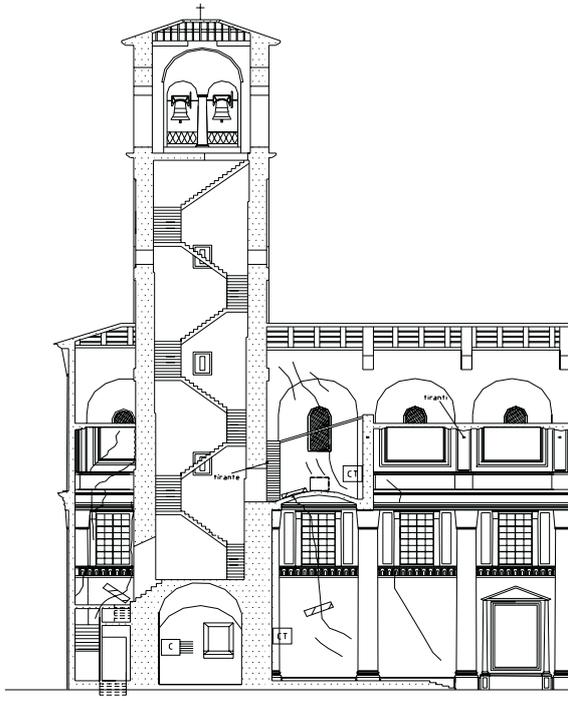


FIGURA 2: SECCIÓN LONGITUDINAL DEL CAMPANARIO

Esto podría atribuirse a un dimensionamiento de los cimientos no adecuado a las cargas aplicadas y a la estructura de subsuelo. En apoyo de esta tesis existen documentos que demuestran que hace unos años, durante unos trabajos ediles en el interior del edificio, fueron revelados los cimientos de la parte absidal y del cimborio, y se observó que los cimientos de la iglesia eran más anchos y macizos que aquéllos del campanario.

Parece por lo tanto que los constructores de la nueva iglesia hayan querido cautelarse con respecto a los que dirigieron los trabajos del proyecto y la construcción del campanario.

La edificación de la iglesia, y el consiguiente incremento no uniforme de las tensiones en el subsuelo del campanario, podría haber causado ulteriores asentamientos, más relevantes en la zona de enlace entre campanario e iglesia.

El mayor asentamiento vertical del campanario, ocurrido presumiblemente a causa de la ya mencionada condición precaria del sistema suelo-cimiento, de alguna manera ha arrastrado consigo las partes de la estructura más cercanas, siguiendo la línea de menor resistencia: de esta manera se han hendido las partes de enlace entre el campanario y la mampostería perimétrica y las pequeñas bóvedas de las ventanas.

Las grietas corren diagonalmente en el muro de contención, y por fin lesionan las estructuras horizontales, en este caso, las bóvedas y las molduras de los entablamentos. Las bóvedas están lesionadas y las grietas no se dirigen hacia el campanario, sino pasan de un lado a otro como si una parte de la bóveda hubiera seguido el campanario en su

movimiento, mientras que la otra quedaba estable: lo que resulta es una "rotura" de las estructuras horizontales.

2.3 Los suelos de cimentación

La investigación geotécnica se realizó en el otoño de 2001 con sondeos a rotación, hasta la profundidad de -20.00 m desde el nivel de suelo, (Tabla.1), pruebas SPT, ejecutadas cada 2.50 m de profundidad, análisis granulométricas sobre muestras modificadas tomadas durante los sondeos. La mayoría de los suelos resultan compuestos por arenas y gravas con fracción limosa que no supera el 6% (Figura 3). A la profundidad de -14.20 m± -14.80 m desde el nivel de suelo se ha evidenciado un nivel de material turboso, con fibras leñosas oscuras.

La interpretación de los resultados de las pruebas SPT permite afirmar que los suelos granulares superficiales presentan una densidad media-baja. Durante la investigación in situ la cota de la capa freática resultó a -2.00 m desde el nivel del suelo, con un nivel que puede padecer, durante el año, oscilaciones significativas, en particular en verano, a causa de la inundación de los cultivos arroceros.

TABLA 1. PERFIL ESTRATIGRÁFICO MEDIO DEL SUELO DE FUNDACIÓN

PROF. (m)	DESCRIPCIÓN	N _{SPT}
0.0-1.8	Agregado de arena y ladrillos	-
1.8-3.0	Arena fina	8
3.0-6.0	Arena media	11
6.0-7.5	Arena gruesa con grava	14
7.5-12.0	Arena fina y media	10
12.0-14.2	Arena gruesa con grava	-
14.2-14.8	Turba fibrosa	-
14.8-16.5	Arena fina	10
16.5-20.0	Arena gruesa con grava	-

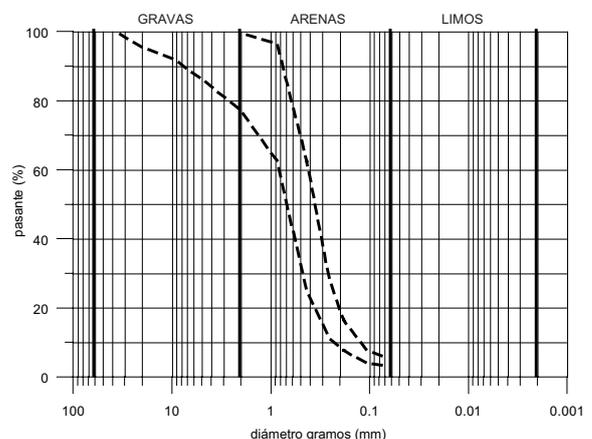


FIGURA 3. INTERVALO GRANULOMÉTRICO DE LOS SUELOS DE CIMENTACIÓN



3.INTERVECIÓN DE CONSOLIDACIÓN

Después de evaluar las causas más probables del asentamiento estructural, se ha decidido intervenir en el volumen subyacente los cimientos del campanario, únicamente con procedimiento Uretex Deep Injections®.

Esta tecnología de consolidación emplea una particular resina capaz de hincharse inmediatamente después de su inyección, ejerciendo por todo el suelo tratado una presión de expansión de entidad muy elevada.

3.1 Propiedades mecánicas

La resina utilizada ha sido sometida preliminarmente a una serie de pruebas de laboratorio, para evaluar las principales propiedades mecánicas.

Aquí se presentan los resultados de las pruebas de compresión vertical con expansión lateral libre y de expansión vertical en condiciones edométricas. Las primeras se han conducido sobre muestras cúbicas de 50 mm de lado, según la Norma UN 6350-68 "Materias plásticas celulares rígidas - Determinación de las características a la compresión". Variando el peso de volumen γ de la resina, los resultados obtenidos evidencian como la resistencia a la compresión σ aumenta rápidamente con γ (Fig.4). Hay que notar además, como a valores muy contenidos del peso de volumen (0.50÷3.50 kN/m³), correspondan resistencias a la compresión bastante elevadas (0.25÷6.50 MPa), y en todo caso ampliamente suficientes para oponerse a las tensiones presentes en el suelo.

Por lo que se refiere al módulo de elasticidad inicial E, las pruebas han permitido localizar valores incluidos entre 15÷80 MPa, comparables con los módulos E, típicos de los suelos arenosos.

Esto significa que en un suelo sometido a tratamiento con la resina la rigidez media del aglomerado no padece variaciones significativas, se mantiene homogénea por todo el volumen tratado, sin que ocurran redistribuciones anómalas de las tensiones aplicadas.

Las pruebas para la determinación de la expansión bajo condiciones edométricas se han realizado utilizando una adecuada instrumentación que permite la inyección de la resina dentro de un cilindro metálico rígido, dotado de pistón.

Después de la inyección dentro del cilindro, la resina empieza su expansión que, a causa de la elevada rigidez del contenedor, tiene lugar solamente hacia arriba en dirección vertical.

La presión de expansión es igual a la presión necesaria para impedir que el pistón se mueva hacia arriba.

Se observa, como en precedencia, que la presión de hinchazón depende de la densidad de la resina (Fig.5). Se han medido valores de presión de expansión incluidos entre 0.20 MPa y 10.0 MPa,

en el sector indagado de pesos de volumen ($\gamma = 0.5$ kN/m³÷10.0 kN/m³).

Estos valores son indicativos de la presión que la resina puede producir en caso de que se inyecte en el suelo.

El estado de tensión del suelo tratado, determina la presión de expansión a la que la resina completa la reacción de polimerización. El peso de volumen sólido de la resina, además de su grado de expansión volumétrica, medidos al final del proceso, son ambos función de este valor de presión. En caso de que la reacción de polimerización ocurra en un entorno sin confinamiento (aire libre) la resina de alta presión de expansión se consolida a un peso de volumen igual a 0.4 kN/m³ con un grado de expansión volumétrico igual a 30.

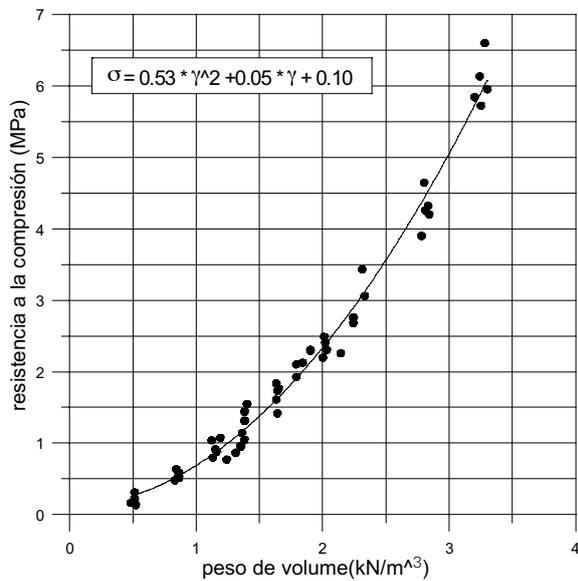


FIGURA 4. PRUEBA DE COMPRESIÓN VERTICAL CON EXPANSIÓN LATERAL LIBRE: EVOLUCIÓN DE LA TENSIÓN VERTICAL EN FUNCIÓN DEL PESO DE VOLUMEN γ DE LA MUESTRA.

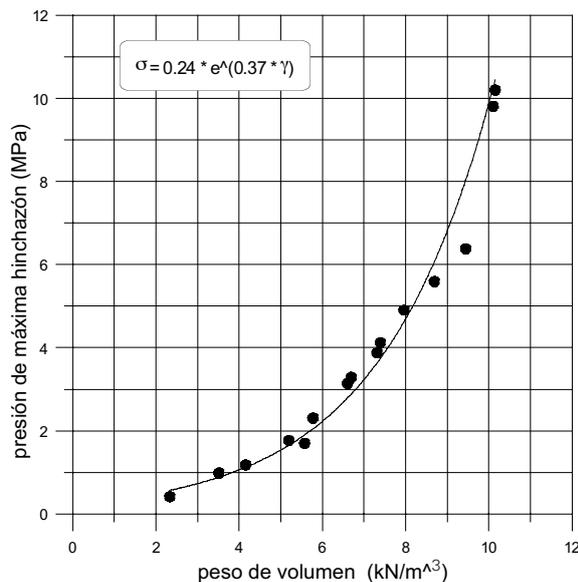


FIGURA 5. PRUEBA DE HINCHAZÓN EN CONDICIONES EDMÉTRICAS. EVOLUCIÓN DE LA PRESIÓN MÁXIMA DE HINCHAZÓN EN FUNCIÓN DEL PESO DE VOLUMEN DE LA MUESTRA



3.2 Cuadro teórico del procedimiento de consolidación

El procedimiento de consolidación Uretex desarrolla su acción en dirección vertical, o sub-vertical, gracias a una sucesión de inyecciones a baja presión, ejecutadas bajo la cimentación, con una resina de rápida expansión.

La expansión se desarrolla, como ya descrito en el párrafo anterior, utilizando una presión de hinchazón muy elevada, que aumenta con el grado de confinamiento al que está sometida la resina misma durante la intervención: cuánto más la resina está confinada en el curso del tratamiento, mayor resultará su acción consolidante.

El cuadro teórico del proceso de consolidación, conseguido por la resina, se puede explicar a través de la teoría de la expansión de una cavidad esférica/cilíndrica propuesta por Yu y Houlsby (1991).

El modelo se basa en las siguientes hipótesis:

- se considera un medio tridimensional ilimitado constituido por un suelo homogéneo, isótropo, dilatante, elástico y perfectamente plástico;
- el terreno contiene una única cavidad cilíndrica o esférica;
- el radio inicial de la cavidad es a_0 y la cavidad está sometida a una presión hidrostática inicial p_0 ;
- la presión p dentro de la cavidad aumenta gradualmente, de modo que se pueden considerar irrelevantes los eventuales efectos dinámicos;
- la expansión de la cavidad se estudia sumando las contribuciones del análisis de las grandes deformaciones en la región plasticizada y de una solución a pequeñas deformaciones en la región elástica.

El procedimiento propuesto por los autores es el siguiente (para el significado de algunos símbolos el lector puede consultar el documento original citado en bibliografía):

1. Elección de los parámetros de input: $E, \nu, c, \phi, \psi, p_0, m$;
2. Cálculo de los parámetros derivados: $G, M, \alpha, \beta, \gamma, \delta, \eta, \xi$;
3. Por presiones $p < p_1$ (presión necesaria para empezar la plasticización del medio) se calcula el radio de la cavidad en la hipótesis de deformación elástica de pequeña entidad;
4. Por cualquier valor de la presión p de la cavidad (incluido entre p_1 , presión de plasticización y p_∞ presión límite) se calcula la relación de la presión de cavidad R ;
5. Se determina el valor del parámetro Λ_1 ;
6. Se evalúan la relación a/a_0 (a : radio de la cavidad durante la carga; a_0 : radio inicial de la cavidad) el desplazamiento radial de la configuración inicial, y la deformación de la superficie perimétrica de la cavidad, ϵ .

Los pasajes de (4) a (6) pueden ser repetidos para definir completamente la relación entre tensiones de la cavidad y deformaciones.

Las previsiones positivas obtenidas con el modelo

se han comprobado hasta ahora en un número limitado de casos y se necesitan ulteriores confirmaciones. Es evidente como la autenticidad de las previsiones teóricas crezca con la calidad de la investigación geotécnica a disposición del proyectista de la intervención de consolidación.

3.3 Descripción de la intervención

A causa de los evidentes problemas de invasividad que comportaría una intervención en la cimentación tradicional (micro-pilotes, inyección de lechada, etcétera) se ha decidido proceder con la inyección de resinas de elevada presión de expansión. A causa de la presencia en el interior del edificio de altares, pavimentación, coro y maquinarias, son imposibles intervenciones que atraviesen la estructura mural y el suelo hasta una profundidad considerable, porque perjudicarían porciones de la iglesia de gran valor histórico.

Para la colocación del campanario, completamente englobado entre las paredes de la iglesia, de hecho sería necesario intervenir con las maquinarias desde el interior del edificio, con obvias consecuencias. Una intervención con resinas estables de elevada presión de expansión y gracias a la precisión de la aplicación, permite una consolidación homogénea del suelo por debajo de las estructuras de sustentación cedidas. Las reducidas áreas necesarias a los trabajos y el tipo de material inyectado además permiten obrar sin interrumpir las actividades de culto y limitando al máximo las excavaciones.

La operación comporta la inyección en el suelo a bajas presiones de resinas de elevada presión de expansión, obtenidas con la mezcla de componentes que, por reacción química, provocan un efecto de consolidación, ejerciendo en el suelo tratado una presión hasta 10 MPa en un tiempo máximo de 6"-10" desde su mezcla.

Los agujeros de inyección tienen un diámetro de 20.0 mm y un intereje de proyecto incluido entre los 0.8 m y 1.0 m y han sido ejecutados, utilizando taladros de rotopercusión, en el sustrato a lo largo del perímetro del campanario constituido por asfalto, hormigón armado, suelo, pavimentos, etc. Incontrándonos en ausencia de un real sistema de cimentación los agujeros han sido realizados en los alrededores de la mampostería portante, dado que esto representaba la única manera para alcanzar con precisión el terreno subyacente (Fig.6).

La resina líquida inyectada a media y a baja presión, consideradas sus características, se expande donde encuentra la menor resistencia ofrecida por el suelo y gracias a su fuerte aumento volumétrico, compacta y consolida el terreno de cimentación amalgamándose con éste hasta constituir un aglomerado con características de elevada resistencia a los esfuerzos de compresión y de corte. La inyección ha sido ejecutada con adecuada tobera eyectora unida desde la boca de entrada con una cañería tubular de cobre.



Este tubo tiene el único objetivo de trasladar la mezcla al fondo foro situado a la profundidad de proyecto. En el caso en examen se han ejecutado inyecciones de tipo columnar con velocidad de remonte controlada por un adecuado extractor a partir de una profundidad de -7.50 m desde el nivel de suelo hasta el nivel de las cimentaciones o hasta la primera señal de levantamiento (≈ 1 mm). La cantidad total de resina inyectada es igual a ≈ 1750 kg que equivalen a ≈ 14 kg por metro columnar. Considerando el volumen total de sustrato interesado por la intervención, igual a ≈ 150 m³, se puede determinar el índice de relleno η igual a:

$$\eta = \frac{1750.0}{150.0} \approx 11.7 \text{ kg / m}^3 \quad (1)$$

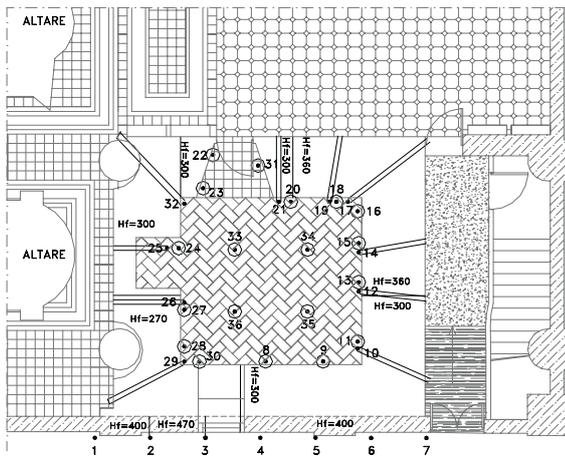


FIGURA 6. MAPA DE LOS AGUJEROS DE INYECCIÓN

Durante la inyección, que ha interesado la capa de terreno más cargada por las tensiones inducidas por la carga superior, se han monitorizado la entera estructura y las zonas limítrofes con niveles láser con precisión de 1 mm.

Otros controles sobre la capacidad y la presión de inyección han sido ejecutados utilizando adecuados medidores y manómetros. En fase operativa inicialmente se han ejecutado las perforaciones externas a lo largo del muro sur del campanario; luego se ha operado dentro de la celda del campanario interviniendo con las inyecciones por todo el perímetro y con cuatro agujeros al centro del pavimento.

Para no invadir el interior de la iglesia, perforando la pavimentación existente y molestando las actividades cotidianas de culto, se han ejecutados perforaciones oblicuas que, desde la sala al interior del campanario alcanzaran, en profundidad, la capa de terreno a consolidar.

Al interior de la celda del campanario por cada agujero vertical se ha asociado un agujero oblicuo con una inclinación que permita atravesar el muro de cimentación y cubrir en profundidad toda el área prevista por el proyecto (Fig.7).

Durante las fases de perforación se ha averiguado también la profundidad de las cimentaciones del campanario, incluida entre 2.7 m y 3.5 m.

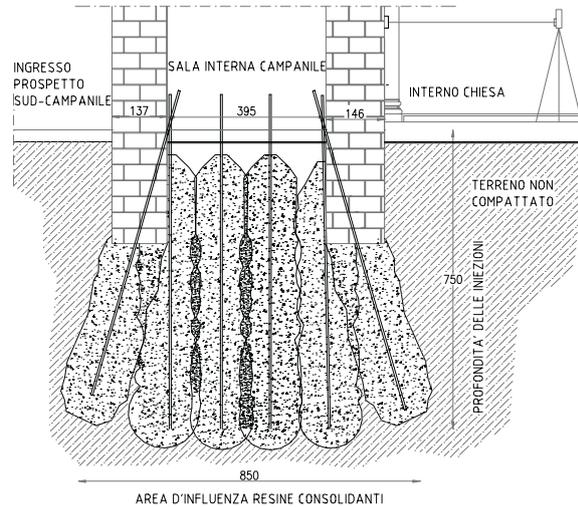


FIGURA 7. SECCIONES DE LOS AGUJEROS DE INYECCIÓN

El suelo perforado está constituido por grava con arena, con las fundaciones de ladrillos llenos y pedrisco en la base.

Los trabajos han tenido lugar entre el 8 y el 18 de septiembre de 2003, por un total de 7 días laborales. Cada fase de las elaboraciones y cada perforación o inyección de resina han sido registradas en un registro de obra.

Ésto ha permitido tener una indicación de los movimientos de la estructura, registrados por el sistema de monitorización instrumental activo en la iglesia desde junio de 2003, durante las diferentes fases de las elaboraciones.

3.4 Monitorización instrumental de la grietas existentes

El 23 de junio de 2003 se empezó la monitorización instrumental de 4 de las mayores lesiones causadas por el asentamiento diferencial de la estructura. Los fisurómetros son de tipo eléctrico con sensor potenciométrico centesimal con campo de medida ± 25 mm para medir con precisión las variaciones de posición entre dos puntos en la pared. Los fisurómetros han sido posicionados en asociación a dos celdas termométricas con sensor NTC, con campo de medida $-30^{\circ}/+70^{\circ}\text{C}$ y sensibilidad 0.5° y son:

- F01, enclavado en la pared perpendicularmente a la grieta sobre el muro interior de la iglesia a la derecha del altar y adjunto a la termorresistencia T05.
- F02, enclavado en la misma pared del fisurómetro F01 en la buhardilla de la iglesia, perpendicularmente a la grieta debajo de la ventana.
- F03, enclavado perpendicularmente a la grieta y al extradós de la bóveda de la nave lateral a la derecha del altar y adjunto a la termorresistencia T06.
- F04, enclavado perpendicularmente a la grieta en el muro en correspondencia de la escalera de acceso al campanario.



La unidad de grabación de datos, alimentada con batería de litio, ha sido posicionada en el local a la base del campanario, desde donde se han realizado las inyecciones. El número de los datos que caben en la unidad de grabación es de 2000 por canal, por este motivo se ha decidido establecer un intervalo de grabación de 30 minutos, mientras que el descargue de los datos a través de PC portátil conectado a la unidad tiene lugar cada mes con una duración de tres años. Durante las fases de perforación e inyección de las resinas se ha bajado a 10 minutos el intervalo de tiempo entre cada grabación, de manera que se pueda evidenciar con mayor precisión la evolución de los movimientos durante los trabajos.

3.5 Resultados de la monitorización

Actualmente los conservadores de monumentos quieren tener bajo control las grietas y las deformaciones que aparecen en los edificios históricos de particular importancia. Es evidente que conocer la evolución de las grietas y de las deformaciones es una ayuda considerable para verificar la salud de un edificio de gran valor arquitectónico e histórico. Las grietas dependen de las variaciones térmicas, pero a menudo son inducidas por la carga del peso del mismo edificio y por los esfuerzos dinámicos causados por el tráfico pesado, que interesan el suelo sobre el cual apoya la construcción. En este caso la monitorización tiene el objetivo de registrar en el tiempo eventuales tendencias o procesos de asentamiento en curso, y también, en el breve período de las obras, los efectivos movimientos o ajustes de la estructura.

Las grietas, como es noto, padecen mucho de las variaciones estacionales y diarias de temperatura pero, para averiguar si existen deformaciones residuas permanentes hacen falta controles prolongados. Por este motivo han sido posicionadas dos termorresistencias en correspondencia de los medidores de grietas, que registren las variaciones de temperatura con los mismos intervalos. Así es posible depurar las variaciones de lectura de los medidores de grietas debidas a las oscilaciones térmicas.

De hecho, como se ha notado desde las primeras fases de la monitorización, todos los medidores de grietas son muy sensibles a las oscilaciones térmicas diarias, y pueden padecer en el arco del día variaciones de distancia de 3 décimos de milímetro por variaciones de temperatura de unos 6 C° entre día y noche.

Es muy interesante verificar los movimientos ocurridos durante las fases operativas; analizando los datos instrumentales obtenidos es posible hacer algunas consideraciones.

Observando todos los gráficos de los medidores de grietas, se ha notado que durante las primeras fases laborales, es decir durante las perforaciones ocurridas entre el 8 y el 16 de septiembre de 2003, el movimiento de la grieta ha seguido sustancialmente

el curso de la temperatura, y no ha padecido particulares picos o cambios repentinos. Eso significa, que las perforaciones a rotopercusión, también si atraviesan en oblicuo las cimentaciones del campanario, no han engendrado movimientos temporáneos en la estructura.

Analizando en cambio los gráficos de los fisurímetros F03 y F04, situados sobre la bóveda y sobre el muro de la escalera hacia el campanario, durante las inyecciones es posible notar una evidente variación del curso diario de las grietas y su tendencia a cerrarse, independientemente de las variaciones de temperatura. Estos cambios, alrededor de un décimo de milímetro, ocurren en correspondencia de la fase de inyección de las resinas en profundidad. El primero tiene lugar después del 17 de septiembre de 2003 y el segundo el 18 de septiembre de 2003; luego el curso vuelve a estabilizarse y sigue las variaciones de temperatura. Las inyecciones han empezado el 16 de septiembre de 2003 a las 15.45 con la efectucción de 6 inyecciones, mientras que el mayor número de inyecciones se han ejecutado el 17 de septiembre de 2003, día cuando se evidencia el mayor estrechamiento de las grietas; el 18 de septiembre de 2003 se han realizado las inyecciones en el muro exterior a lo largo de la calle y en esta fecha se nota el segundo cambio a nivel gráfico en los datos de monitorización.

En la Figura 8 se representa el gráfico de los movimientos del fisurímetro F04 en el período relativo a los trabajos de consolidación y precisamente entre el 8 de septiembre 2003 a las 8.30 horas y el 22 de septiembre 2003 a las 8.30 horas.

Se confirma que en este período se ha disminuido el intervalo de tiempo de 30 minutos a 10 minutos, entre una grabación y la otra, para una confirmación numérica más precisa en relación a la hora de las perforaciones y de las inyecciones de cada agujero. Además se indica también el gráfico relativo a los movimientos registrados desde el 17 de septiembre de 2003 hasta el 13 de marzo de 2004 (Figura 9).

Lo primero que se observa son los cambios relativos a la temperatura diaria y también estacional y por lo tanto la normal tendencia de las grietas a seguir las oscilaciones térmicas.

Se observan además los cambios relativos al período de elaboración que ocurren independientemente de la temperatura y que son efecto de la consolidación del suelo de cimentación y por lo tanto tiene lugar la consiguiente estabilización del gráfico, que sigue registrando movimientos que dependen sólo de la variación térmica.

Es todavía prematuro identificar una tendencia de las grietas sea en positivo que en negativo, aunque los resultados registrados hasta ahora son más que confortantes; en cambio, es interesante observar el fenómeno del estrechamiento de las grietas en correspondencia del período de los trabajos e insertarlo en la natural evolución del fenómeno de las fisuras.



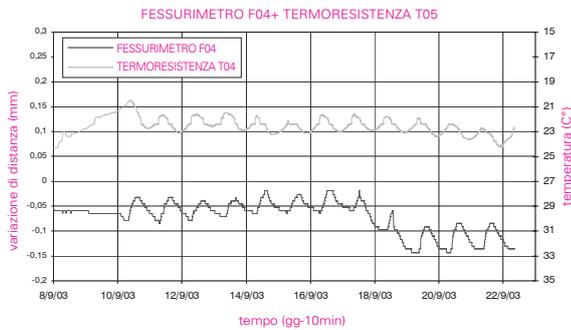


FIGURA 8. GRÁFICO CRONOLÓGICO DE LECTURAS DEL MEDIDOR DE GRIETAS F04 Y TERMORESISTENCIA T04 - OBSERVACIONES DURANTE LOS TRABAJOS

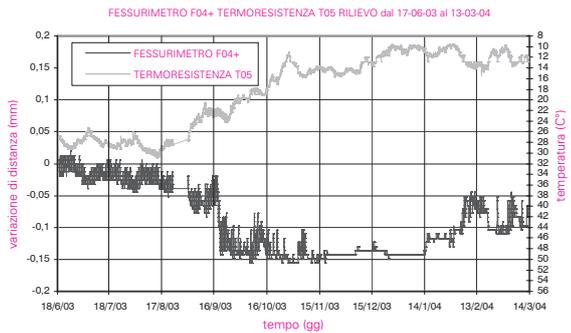


FIGURA 9. GRÁFICO CRONOLÓGICO DE LECTURAS DEL MEDIDOR DE GRIETAS F04 Y TERMORESISTENCIA T04 - OBSERVACIONES DESPUÉS DE LA INTERVENCIÓN.

4 Conclusiones

Gracias al estudio de una intervención relativa a la consolidación de un edificio de gran valor histórico se han evidenciado los aspectos técnico-operativos de los tratamientos del suelo con inyección de resinas de elevada presión de expansión. El empleo de esta tecnología para la consolidación de los suelos de cimentación ha permitido una homogénea mejora de las características geotécnicas del suelo por debajo de la estructura.

El mantenimiento de una rigidez media del aglomerado, comparable con los módulos elásticos característicos de los terrenos granulares, permite evitar una relevante redistribución de tensiones en las capas más profundas del suelo.

Las maquinarias necesarias para las obras son muy reducidas y han permitido trabajar sin interrumpir las cotidianas actividades de culto.

La intervención, terminada en siete días laborales, ha previsto la realización de perforaciones efectuadas con maquinaria manual a rotoperCUSión y que no han empeorado - de ninguna manera - las grietas preexistentes.

A través de un sofisticado sistema de monitorización de las grietas se ha evidenciado que las operaciones de inyección han producido una mejora de la situación del cuadro fisurativo.

Las observaciones, empezadas antes de la intervención y todavía en curso, han evidenciado un cierre de las grietas durante las fases de inyección y una situación de estabilidad de las mismas a partir de la fecha de fin de trabajos.

Características del material inyectado son la resistencia a la compresión muy superior a la carga inducida por la estructura al suelo de cimentación y la alta presión de expansión, que ha permitido mejorar el estado de densificación general del suelo de fundación.

La resina inyectada es un material eco-compatible y respeta todas las rígidas normativas existentes en materia.

4.1 Bibliografía

Yu H.S., Houltsby G.T. 1991. Finitive cavity expansion in dilatants soils: loading analysis. Geotechnique, 41 (2), 173.183

RESUMEN

CONSOLIDACIÓN DEI SUELO DE CIMENTACIÓN DE UN CAMPANARIO CON INYECCIÓN DE RESINA DE ELEVADA PRESIÓN DE EXPANSIÓN

Palabras clave: cimentación, consolidación, grietas, inyección, resina.

Actualmente es muy común tener problemas de grietas en edificios históricos.

Las causas de estos problemas podrían ser diferentes, por ejemplo el aumento de peso después de restauración de un edificio o hundimientos del suelo a nivel de la capa fréatica.

La inyección de la resina de alta expansión en la parte más profunda del suelo debajo de la fundación de un edificio puede reducir o terminar la evolución de las grietas.

En este documento acerca del campanario de los Ss. Bartolomeo y Gaudenzio en Borgolavezzaro (NO), la capacidad del sistema de fundación del suelo aumentó, manteniendo una rigidez homogénea en todo el suelo tratado.

Antes de la intervención fue llevada al cabo una investigación geológica y un estudio histórico del proceso de hundimiento durante los siglos. La investigación de la interacción suelo-resina se ha realizado a través de un análisis basado en la extensión de la cavidad según la teoría del suelo dilatante (Yu H.S. e Houltsby G.T., 1991). La elevada presión de expansión de la resina usada en este procedimiento de consolidación permite comprimir el suelo. Pruebas de laboratorio y supervisiones del edificio estabilizado demostraron que las propiedades mecánicas del material son estables y que la fuerza de compresión no disminuye durante los años.

La resina de elevada presión de expansión utilizada no es contaminante y satisface todos los requisitos de la normativa.



2

MODELADO ANALÍTICO DE LA MEJORA DEL SUELO GRACIAS A LAS INYECCIONES DE RESINA DE ELEVADA PRESIÓN DE EXPANSIÓN.

Documento presentado en la 6th International Conference on Ground Improvement Techniques Portugal: Coimbra, 18 - 19 de Julio de 2005

Dei Svaldi A.
Universidad IUAV Venecia, Italia

Favaretti M.
Universidad de Padua, Italia

Paschetto A.
Uretek S.r.l., Italia

Vinco G.
Uretek S.r.l., Italia

PALABRAS CLAVE: inyecciones, mejora del suelo, resinas expansibles, cimentaciones superficiales.

RESUMEN

Las resinas de poliuretano de elevada presión de expansión, se utilizan hoy día aún más frecuentemente en la consolidación de los suelos a través de inyecciones. En este documento se presenta un método teórico, basado en la teoría de la expansión de la cavidad, para cuantificar el grado de mejora del suelo producido por las inyecciones de resina.

Además se indica una comparación entre los datos teóricos esperados y los resultados de pruebas efectuados in situ. Basándose en los resultados conseguidos con pruebas específicas de laboratorio, ejecutadas sobre pruebas de resina, los anteriores estudios sobre la expansión de la cavidad han sido modificados introduciendo una relación experimental entre la presión de expansión de la resina y la presión de confinamiento ofrecida por el suelo tratado. La diferencia de comportamiento entre los suelos cohesivos y los suelos granulares depende de su permeabilidad a la resina. La resina, en su fase líquida, se expande en los suelos cohesivos en un cuerpo monolítico e impregna muy poco el suelo, rompiéndolo a lo largo de micro grietas. Al contrario, después de la inyección en suelos granulares, la resina líquida llena los vacíos del terreno dando origen a un aglomerado sólido rígido con resistencia a la compresión comparable a la del hormigón.

1. PREMISAS

La necesidad de realizar obras geotécnicas en condiciones difíciles, lugares cerrados y espacios operativos reducidos, ha llevado al desarrollo de particulares técnicas de mejora del terreno como la de Uretek presentada en este documento.

En el curso de los años, la demanda de consolidaciones de edificios producidas por roturas

y grietas relevantes ha aumentado, y cada vez más frecuentemente, los ingenieros se han enfrentado con estos problemas, a menudo muy complejos. Las causas de estos fenómenos de rotura se pueden atribuir, en la mayor parte de los casos, a asentamientos diferenciales, generados por ampliaciones o modificaciones del edificio y por las variaciones en la distribución de las cargas permanentes aplicadas; en otras circunstancias la causa de los asentamientos hay que buscarla en la variación de las propiedades geotécnicas de los suelos de cimentación, debida, por ejemplo, a una subida y bajada del nivel de la capa freática, a la degradación química de algunos litotipos o a la rotura de instalaciones hidráulico-sanitarias.

La mejora de las propiedades mecánicas de un terreno de fundación a veces es necesaria cuando hay que realizar modificaciones en estructuras existentes, como sobre-elevaciones o variaciones de la estructura portante.

2. MEJORA DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO UTILIZANDO LA TECNOLOGIA URETEK

El método Uretek Deep Injections® es una tecnología de intervención que a través de inyecciones localizadas de una particular resina de alta presión de expansión, determina una notable mejora de las propiedades geotécnicas del terreno de cimentación. La fase operativa - para la consolidación de cimentaciones de estructuras nuevas o ya existentes - es relativamente sencilla y no necesita de excavaciones invasivas o de obras de sostenimiento. Inmediatamente después de las inyecciones en el terreno, la resina se expande. La presión, desarrollada por la resina en su fase de expansión, en un primer momento consolida el terreno circunstante y luego



levanta la estructura; el levantamiento está constantemente bajo monitorización con instrumentación láser constituida por un emisor y por receptores, enclavados en las estructuras, debajo de las cuales se ejecutan las inyecciones.

Se ha realizado recientemente una vasta gama de pruebas de laboratorio sobre la resina Uretek para medir las principales propiedades mecánicas [1]. Se han ejecutado pruebas de compresión vertical con expansión lateral libre y de expansión vertical en condiciones edométricas, en el laboratorio geotécnico de la universidad de Padua.

Las primeras han sido conducidas sobre muestras cúbicas de 50 mm de lado, en acuerdo con la Normativa UN 6350-68 "Materias plásticas celulares rígidas Determinación de las características a la compresión." Los resultados conseguidos, variando oportunamente el peso de volumen γ de la resina, evidencian como la resistencia a la compresión σ aumenta rápidamente con γ (Fig. 1). Se observa además como a valores muy contenidos del peso de volumen (0.50 \pm 3.50 kN/m³) correspondan resistencias a la compresión bastante elevadas (0.25 \pm 6.50 MPa) y ampliamente suficientes para oponerse a las tensiones presentes en el terreno. Por lo que concierne el módulo de elasticidad inicial E, las pruebas han permitido localizar valores incluidos entre 15 \pm 80 MPa, comparables con los módulos E característicos de los terrenos aluviales. Eso significa que en un terreno sometido a tratamientos con resina la rigidez media del aglomerado no sufre variaciones significativas y por lo tanto no se tendrán que esperar redistribuciones anómalas de las tensiones aplicadas.

Las pruebas para la determinación de la expansión en condiciones edométricas han sido conducidas utilizando una adecuada instrumentación que permite la inyección de la resina dentro de un cilindro metálico rígido, con pistón. Inmediatamente después de la inyección, la resina inicia la expansión que, a causa de la elevada rigidez del contenedor, está permitida sólo en dirección vertical.

La presión de expansión ha sido igual a la presión necesaria a impedir al pistón de moverse hacia arriba. Se ha observado, como en precedencia, la dependencia de la presión de hinchamiento de la densidad de la resina (Fig. 2). Se han medido valores de presión de expansión incluidos entre 0.20 \pm 10.00 MPa, en el campo estudiado de pesos de volumen ($\gamma = 0.50$ kN/m³ \pm 10.00 kN/m³).

Estos valores son indicativos de la presión que la resina puede generar en caso de que se inyecte en el suelo.

El estado de tensión del suelo tratado, determina la presión de expansión a la que la resina completa la reacción de polimerización. El peso de volumen sólido de la resina y su grado de expansión volumétrica medida al final del proceso, son ambos función de este valor de presión.

En caso de que la reacción de polimerización ocurra en entorno sin confinamiento (aire libre), la resina se consolida con un peso de volumen igual a 0.4 kN/m³ con un grado de expansión volumétrico igual a 30.

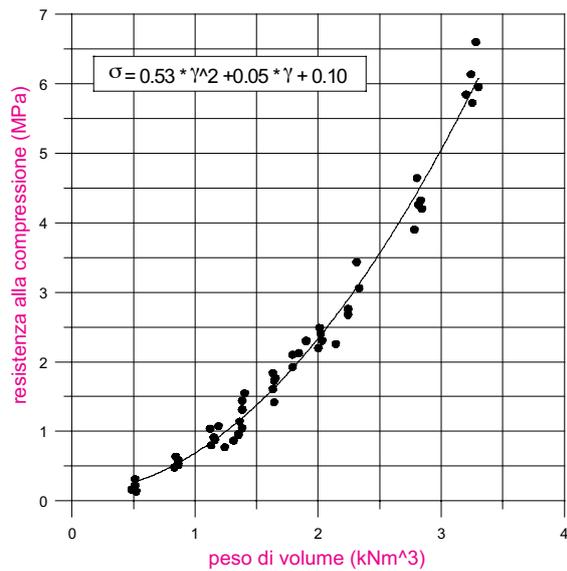


FIGURA 1. PRUEBA DE COMPRESIÓN VERTICAL CON EXPANSIÓN LATERAL LIBRE: EVOLUCIÓN DE LA TENSIÓN VERTICAL σ EN FUNCIÓN DEL PESO DEL VOLUMEN γ DE LA MUESTRA.

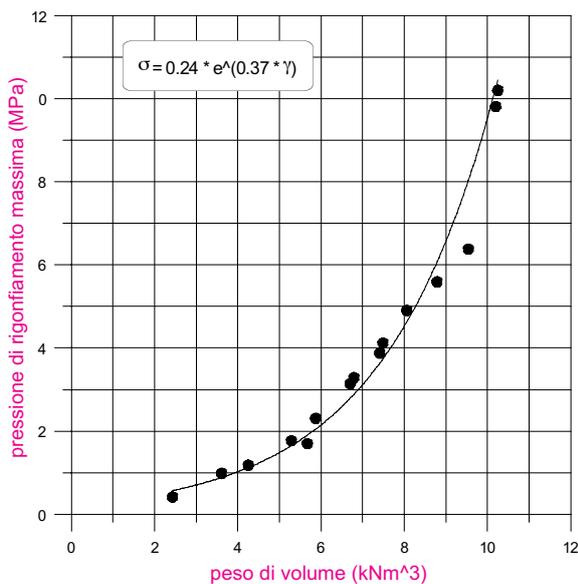


FIGURA 2. PRUEBA DE HINCHAZÓN EN CONDICIONES EDMÉTICAS: EVOLUCIÓN DE LA PRESIÓN MÁXIMA DE HINCHAZÓN EN FUNCIÓN DEL PESO DEL VOLUMEN DE LA MUESTRA

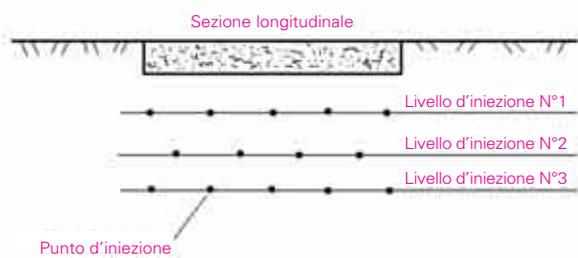


FIGURA 3. REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA DEL MÉTODO DE INYECCIÓN URETEK.



3. FUNDAMENTO TEÓRICO Y SIMULACIÓN DEL PROCESO DE EXPANSIÓN

El proceso de expansión de la resina, inyectada puntualmente en el terreno (Fig. 3), se presta a ser encuadrado teóricamente según la teoría de expansión de una cavidad de forma esférica, (o cilíndrica, si se trata de más inyecciones a corta distancia dispuestas a lo largo de un eje vertical), en condiciones casi-estáticas.

El terreno se caracteriza como un medio perfectamente elastoplástico con criterio de rotura que no está asociado con el criterio Mohr-Coulomb y se considera sujeto inicialmente a un estado de tensión isotropa, con presión p_0 igual a:

$$p_0 = \frac{1 + 2 \cdot K_0}{3} \cdot \sigma_{v0} + dp$$

dónde K_0 es el coeficiente de empuje lateral al reposo y $p = q_0 \cdot l_c \cdot [(B/L), z]$ indica el incremento de presión debido a la fundación (dimensiones $B \times L$; factor de influencia l_c), calculado a la profundidad de inyección z según la teoría de Boussinesq.

La presión vertical inicial (σ_{v0}) calculada al profundidad de inyección z , es igual a la presión total en presencia de materiales cohesivos ($c_u \neq 0$; $\varphi = 0$) y a la presión eficaz en presencia de materiales granulares ($\varphi \neq 0$, $c_u = 0$).

Los parámetros del terreno considerados en el modelo son:

- el módulo de Young (E) y el coeficiente de Poisson (ν) para la caracterización del comportamiento elástico del suelo;
- la cohesión (c) o la resistencia al corte no drenada (c_u);
- el ángulo de resistencia al corte (φ);
- el ángulo de dilatación (ψ), al corte es igual a cero, ya que generalmente los problemas de hundimiento se pueden asociar a la presencia de formaciones granulares de densidad de granular a muy granular;

Las propiedades geométricas de la cavidad y de las zonas elástica y plástica son, con referencia a (Fig. 4):

- r_a el radio de la cavidad, se asume un valor inicial $r_{a0} = 0.006$ m;
- r_b el radio de la zona plástica, representa el límite entre la zona plástica y la zona elástica;
- r_c el radio de la zona elástica, distancia más allá de la cual el estado tensional agente (σ_c) es tal que $(\sigma_c - \pi_0) \leq 0.01 p_0$ (volumen de influencia de la inyección).

Durante la primera parte del proceso de expansión, al aumentar la presión dentro de la cavidad, inicialmente el terreno se queda en el campo elástico. Al llegar a un determinado valor de la presión interior, las deformaciones plásticas empiezan.

Al avanzar del proceso las zonas plástica y elástica se expanden, hasta llegar a la presión límite (σ_{lim}). El proceso de expansión se trata según la teoría propuesta por Yu y Holsby [2] adoptando un análisis de las grandes deformaciones en la zona plástica y de las pequeñas deformaciones en la zona elástica.

En este ámbito la relación (r_a / r_{a0}), entre el radio de la cavidad bajo la acción de la presión genérica p y el radio inicial de la cavidad se es expresable por

$$\frac{r_a}{r_{a0}} = \left\{ \frac{R^{-\gamma}}{(1-\delta)^{(\beta+m)/\beta} - (\gamma/\eta) \cdot \Lambda_1(R, \xi)} \right\}^{\beta/(\beta+m)} \quad (1)$$

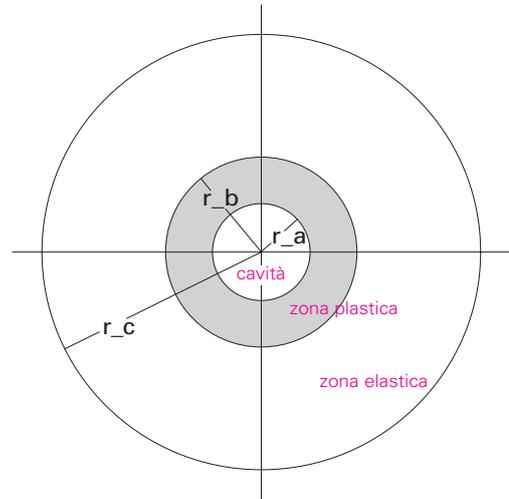


FIGURA 4. REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA DE LAS ZONAS PLÁSTICA Y ELÁSTICA QUE RODEAN LA CAVIDAD

Dónde R indica la relación de presión de la cavidad igual a:

$$R = \frac{(m + \alpha) \cdot [Y + (\alpha - 1) \cdot p]}{\alpha \cdot (1 + m) \cdot [Y + (\alpha - 1) \cdot p_0]} \quad (2)$$

El coeficiente m es igual a 1 en el caso de cavidad expansible de forma cilíndrica y a 2 en el caso de forma esférica.

Las definiciones analíticas $G, Y, \alpha, \beta, \gamma, \delta, \eta, \xi, \Lambda$ son las mismas propuestas por Yu y Holsby (1991):

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad Y = \frac{2 \cdot c \cdot \cos(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)}; \quad \alpha = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)};$$

$$\beta = \frac{1 + \sin(\psi)}{1 - \sin(\psi)}; \quad \gamma = \frac{\alpha \cdot (\beta + m)}{m \cdot (\alpha - 1) \cdot \beta}; \quad \delta = \frac{Y + (\alpha - 1) \cdot p_0}{2 \cdot (m + \alpha) \cdot G}$$

$$\eta = \exp\left(\frac{(\beta + m) \cdot (1 - 2 \cdot \nu) \cdot [Y + (\alpha - 1) \cdot p_0] \cdot [1 + (2 - m) \cdot \nu]}{E \cdot (\alpha - 1) \cdot \beta}\right)$$

$$\xi = \frac{1 - [\nu^2 \cdot (2 - m)] \cdot (1 + m) \cdot \delta}{(1 + \nu) \cdot (\alpha - 1) \cdot \beta} \left[\alpha \cdot \beta + m \cdot (1 - 2 \cdot \nu) + 2 \cdot \nu - \frac{m \cdot \nu \cdot (\alpha + \beta)}{1 - \nu \cdot (2 - m)} \right]$$

$$\Lambda_1(x, y) = \sum_{n=0}^{\infty} A_n^1 \quad A_n^1 = \begin{cases} \frac{y^n}{n!} \ln(x) & \text{if } n = \gamma \\ \frac{y^n}{n! (n - \gamma)} [x^{n-\gamma} - 1] & \text{if } n \neq \gamma \end{cases}$$



Mientras la relación r_b / r_a entre el radio de la zona plástica y el radio de la cavidad es expresable:

$$\frac{r_b}{r_a} = R^{\alpha/[m \cdot (\alpha-1)]} \quad (3)$$

El valor de la presión límite (σ_{lim}) se obtiene poniendo (r_a/r_{a0}) $\rightarrow \infty$ y por lo tanto igualando a cero el término al denominador del (1).

En el análisis se supone que la expansión de la resina provoca en todo caso el alcance de la presión límite, por lo tanto se procede a la determinación del volumen de resina a inyectar, en relación al radio de influencia (r_c) de la inyección que se desea conseguir. En consecuencia, imponiendo un determinado valor de (r_c) es posible determinar el radio de la cavidad (r_a), el rayo de la zona plástica, (r_b) y la tensión radial a la interfaz plástico-elástica (σ_b).

El criterio teórico de Yu y Houlsby (1991), puede ser integrado con evaluaciones empíricas tomadas de retroanálisis de numerosos casos prácticos. En el cálculo del volumen que hay que inyectar (V_{ri}), se considera que parte del volumen de la resina post-expansión o final (V_{rf}) ocupa la cavidad, mientras la restante penetra en la zona plástica, según un porcentaje volumétrico dependiente de la tipología del terreno.

Calculado por lo tanto el volumen de la resina post expansión, el volumen inyectado puede ser determinado experimentalmente como una función de V_{rf} e σ_{lim} .

Se pueden evaluar las modificaciones inducidas por la expansión, sobre los parámetros de resistencia del terreno, a la profundidad de inyección. Estos parámetros se refieren a la resistencia penetrométrica estática (q_c) y a la resistencia al corte no drenada (c_u) conseguidas a través de una prueba CPT. En el caso de material granular sólo se considera el valor q_c , en cuanto se deduce que la sola expansión no pueda modificar sustancialmente el ángulo de resistencia al corte del material.

Las modificaciones de resistencia son evaluadas con referencia a la variación de presión inducida por la inyección, según las siguientes expresiones:

$$\frac{c_u}{\sigma'_v} = 0.22 \cdot OCR^{8.0} ; \quad q_c = 20 \cdot c_u + \sigma'_v$$

suelos granulares:

$$q_c = \sigma'_v \cdot e^{5.241 \cdot \tan(\varphi)}$$

El valor σ'_v se calcula a una distancia desde el centro de la cavidad igual a la distancia entre el eje de la fundación y la vertical de prueba, y a la profundidad de la inyección.

La calidad de las previsiones presentadas por el modelo ha sido comprobada hasta ahora gracias a un buen número de casos reales.

Es evidente que la autenticidad de las previsiones teóricas aumente con la calidad de la investigación geotécnica a disposición del proyectista de la intervención de consolidación.

4. DESCRIPCIÓN DE UN CASO REAL

Se ha comprobado la eficacia del modelo analítico a través de test y análisis después de la intervención, en más de veinte obras ejecutadas por Uretex en los últimos dieciocho meses.

El objetivo principal de la campaña experimental es de evaluar la desviación entre la resistencia penetrométrica a la punta medida in situ, y la que se ha calculado con el modelo teórico.

El empleo a posteriori del modelo, basado sobre cantidades reales de resina inyectada, ha permitido calcular un valor esperado de la resistencia penetrométrica a la punta relativa a una prueba CPT (q_{c-new}); luego este valor ha sido comparado con un valor $q_{c-field}$ e campo obtenido a través de correlaciones conocidas en literatura, del valor de la resistencia a la punta de una prueba penetrométrica media realizada in situ.

Para facilitar la comprensión del método arriba mencionado, se ilustra un caso interesante de mejora del terreno de fundación de un edificio ex-rural ubicado en el ayuntamiento de San Giovanni d'Asso en provincia de Siena, con un proceso de fisuras en su estructura en elevación. El edificio, ubicado en una zona de colinas caracterizada por formas de relieve redondeadas y valles marcadas, está situado sobre un declive con inclinación media de acerca del 20%. El mismo está constituido por un núcleo principal que remonta al siglo pasado, y de un cuerpo de fábrica secundaria, más reciente, realizado cerca del edificio principal. La estructura compuesta por una planta y una entreplanta, es de forma rectangular en planta, con dimensiones de 7,40 m x 11,50 m. Los asentamientos se concentraban en particular en la zona cuesta arriba de la porción de edificio de reciente construcción con una tendencia a disminuir progresivamente cuesta abajo.

En el área interesada por el estudio, caracterizada por la presencia de terrenos arcillosos poco permeables y no interesada por flujos subterráneos de agua, han sido ejecutadas tres pruebas penetrométricas estáticas, CPT1, CPT2 y CPT3 y un sondeo, BH1, (Fig. 5). Según los resultados de la investigación geognóstica efectuada, el terreno de cimentación se puede distinguir en dos unidades litotécnicas principales (Fig. 6):

Unidad Aa - Arcillas limosas alteradas: representa el nivel de desplante de las cimentaciones del edificio. Dotada de un espesor variable entre 2,00 m y 4,00 m cuesta arriba y de unos 3,00 m cuesta abajo tiene valores de resistencia muy variables en función de los grados de alteración y humedad.



Considerada su resistencia penetrométrica a la punta mínima, igual a $q_{cmin} = 2$ MPa, para la unidad Aa se supone una resistencia al corte no drenada igual a $c_u = 85$ kPa y un módulo de compresibilidad edométrico $E_{ed} = 5$ MPa.

Unidad Ac Arcillas limosas compactas: representa el sustrato del área de estudio, presente bajo las arcillas alteradas con una profundidad variable de 2,00 m a 4,00 m. Está constituida por arcillas limosas sobreconsolidadas, cuyo grado de consistencia aumenta progresivamente con la profundidad. Considerada su resistencia penetrométrica a la punta mínima, igual a $q_{cmin} = 5$ MPa, por la unidad Ac se puede suponer una resistencia al corte no drenada igual a $c_u = 220$ kPa y un módulo de compresibilidad edométrico $E_{ed} = 15$ MPa.

Antes de empezar los trabajos de inyección se han realizado tres pruebas penetrométricas dinámicas, DPM1, DPM2 y DPM3, realizadas con un penetrómetro de carga igual a 300 N y a altura de caída de 0.2 m, DPM30, con el propósito de calibrar el instrumento con respecto a las pruebas estáticas; se ha determinado la siguiente correlación entre la resistencia penetrométrica estática q_c y dinámica R_{pd} .

$$R_{pd} = \alpha \cdot q_c \quad \text{con} \quad \alpha = 4.1$$

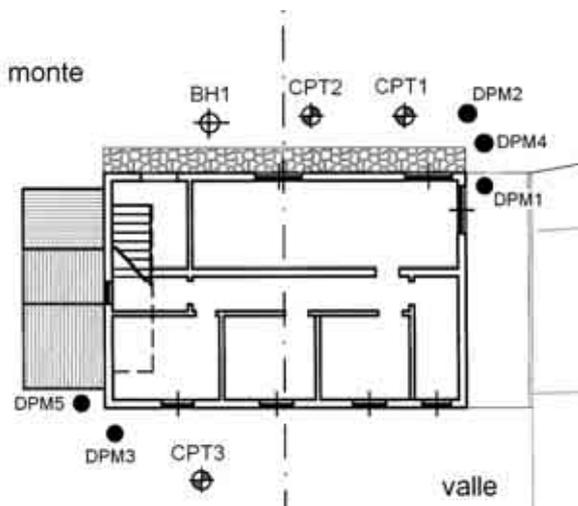


FIGURA 5. PLANIMETRÍA DEL EDIFICIO Y UBICACIÓN DE LAS PRUEBAS IN SITU.

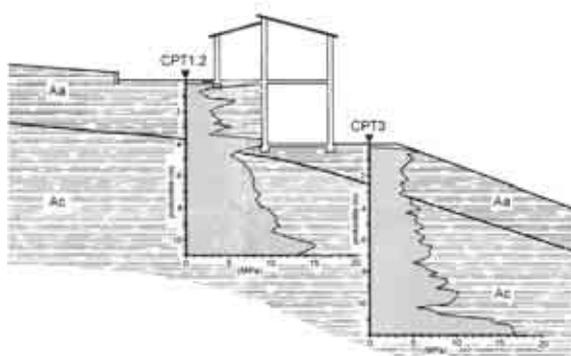


FIGURA 6. PERFIL DEL TERRENO Y RESULTADOS DE LAS PRUEBAS CPT INICIALES.

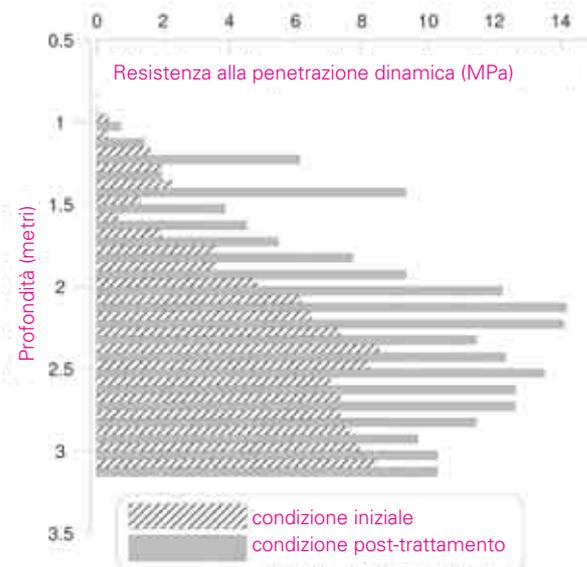


FIGURA 7. GRÁFICO DE COMPARACIÓN DE LAS PRUEBAS DPM1 Y DPM4 REALIZADAS ANTES Y DESPUÉS DEL TRATAMIENTO.

La duración de la consolidación en total de 24 m lineales de cimentación en forma de cinta continua fue de tres días laborales durante los cuales inyectaron de media 20 dm^3 de resina no expandida por punto inyectado. El pasaje final de la experimentación consistió en el control de los resultados conseguidos, a través de la realización de dos pruebas penetrométricas dinámicas más (DPM4 y DPM5, ver Fig. 5).

En la Figura 7 se representan las resistencias penetrométricas dinámicas, R_{pd} , registradas antes y después del tratamiento y que resultaron de las pruebas DPM1 y DPM4. Como consecuencia de la mejora del terreno, los incrementos de R_{pd} son incluso superiores al 100%, en particular hasta la profundidad de 2 m, donde las pruebas CPT hicieron registrar los valores más bajos de q_c . Paralelamente se confrontaron los valores teóricos de resistencia a la punta del penetrómetro estático, (q_{c-new}), obtenidos por la modelización, con los valores registrados in situ antes del tratamiento (q_{c-old}) y después del tratamiento ($q_{c-field}$). En este caso se registraron los siguientes resultados:

$$q_{c-old} = 2498 \text{ kPa}$$

$$q_{c-field} = 4820 \text{ kPa}$$

$$q_{c-new} = 4355 \text{ kPa}$$

Los resultados evidencian que los incrementos del valor de q_c , debidos a la mejora de las características del terreno, ($q_{c-field} - q_{c-old}$), son mayores del 90%, mientras el valor calculado analíticamente q_{c-new} es inferior del 10% de q_c real medido después del tratamiento $q_{c-field}$.

Este procedimiento comparativo, se llevó a cabo en numerosas obras realizadas por Urettek (Fig. 8).



La precisión de los resultados calculados es muy satisfactoria por el intervalo de valores de la resistencia penetrométrica estática inicial q_{c-old} incluido entre 2 MPa y 4 MPa. En estas condiciones iniciales, que incluyen la mayor parte de los terrenos tratados con la técnica de mejora de suelos Urettek, el valor calculado q_{c-new} parece corresponder al valor experimental post tratamiento $q_{c-field}$.

Más allá de estos límites, ($q_{c-old} = 2 \text{ MPa}-4 \text{ MPa}$), el modelo analítico todavía necesita ser perfeccionado. Los desarrollos futuros del software comprenderán la posibilidad de administrar, por ejemplo, el efecto de relleno de los huecos en los terrenos granulares y el efecto de inyecciones múltiples sobrepuestas, para cubrir un área lo más amplia posible de aplicaciones aptas para esta tecnología.

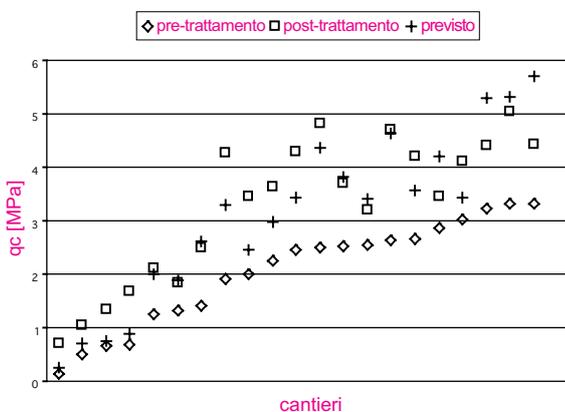


FIGURA 8. COMPARACIÓN ENTRE VALORES DE q_c REGISTRADOS PRE Y POST MEJORA DEL SUELO Y CALCULADOS CON EL MODELO ANALÍTICO.

5. CONCLUSIÓN

Los puntos principales que hay que poner en relieve son los siguientes:

- El método Urettek Deep Injections® utiliza una específica, capaz de expandirse de forma inmediata después de ser inyectada, y que desarrolla una elevada presión de expansión en el terreno circundante; su módulo de Young, E , se extiende entre 15 y 80 MPa, y es por lo tanto comparable con los módulos relativos a terrenos aluvionales; la presión de expansión varía entre 0.2 y 10.0 MPa en el intervalo de peso de volumen investigado (incluido entre $\gamma = 0.5 \text{ kN/m}^3$ y 10.0 kN/m^3);
- El proceso de expansión de la resina ha sido modelado con la teoría de la expansión de la cavidad esférica, o cilíndrica, en condiciones cuasi-estáticas. El terreno ha sido considerado como un material elástico lineal perfectamente plástico, con un criterio de rotura no asociado de Mohr-Coulomb y al principio, sujeto a un estado de tensión isotropa. Después de una expansión inicial de tipo elástico de la cavidad, empiezan las deformaciones plásticas hasta llegar a la presión límite;

- El criterio teórico (Yu & Houlsby) ha sido integrado con evaluaciones experimentales de pruebas de laboratorio sobre muestras de resina y retroanálisis de numerosos casos reales; las variaciones han sido evaluadas dentro de los parámetros del terreno a través de la comparación de los valores teóricos de la resistencia penetrométrica estática, (q_{c-new}) con los valores de las pruebas in situ correspondientes a la resistencia pre-tratamiento (q_{c-old}) y post-tratamiento ($q_{c-field}$);
- Este procedimiento comparativo, ha sido llevado a cabo en más de veinte obras. Los resultados calculados parecen corresponder a los resultados medidos después del tratamiento, en particular cuando la resistencia penetrométrica estática pre-tratamiento (q_{c-old}) esté incluida entre 2 MPa y 4 MPa.

6. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Favaretti M., Germanino G., Pasquetto A., Vinco G., 2004. Intervenciones de consolidación de los terrenos de fundación de un campanario con inyecciones de resina de alta presión de expansión, XXII Congreso Nacional de Geotécnica, Palermo, Italia.
- [2] Yu H. S., Houlsby G. T., 1991. Finite cavity expansion in dilatant soils: loading analysis. Géotechnique, 41 (2), 173-183.



3

MODELADO
NUMÉRICO DE UNA
INTERVENCIÓN DE
CONSOLIDACIÓN
DEL SUELO DE
CIMENTACIÓN DE
UN PALACIO EN
RUE JOSEPH DE MAISTRE, SOBRE LA
COLINA DE MONTMARTRE EN PARÍS,
REALIZADA CON INYECCIONES DE
RESINA DE POLIURETANO DE ELEVADA
PRESIÓN DE EXPANSIÓN

Documento presentado en el
XIII Congreso Nacional de Geotécnica
Italia: Abano Terme (PD), 16 - 18 de mayo de 2007

Mansueto F.
Studio Montaldo & Associati, Genova

Gabassi M.
Urettek S.r.l.

Paschetto A.
Urettek S.r.l.

Vinco G.
Urettek S.r.l.

PALABRAS CLAVE: resinas, modelado, asentamientos,
software de cálculo, elementos finitos.

RESUMEN

Situado en el 18^o arrondissement cerca de la basílica del Sagrado Corazón sobre la colina de Montmartre, el edificio objeto de este estudio ha sido interesado por importantes asentamientos de las cimentaciones en correspondencia de un muro dorsal longitudinal. Considerando el contexto histórico y el valor del inmueble, el palacio ha sido objeto de profundizados estudios sostenidos por investigaciones geotécnicas in situ, que han incluido pruebas penetrométricas y presiométricas.

Después de analizar las posibles tecnologías, idóneas a estabilizar el edificio, se ha optado por las inyecciones de resina expansiva. La intervención ha permitido restablecer el estatismo y la función del edificio, además de interrumpir la evolución de los asentamientos. Gracias a los datos a disposición, utilizando un software dedicado, realizado implementando la teoría de la expansión de la cavidad esférica y un código de cálculo a los elementos terminados, se ha conducido un modelado numérico después de la intervención.

1. PREMISAS

El presente documento quiere ilustrar el estado actual en materia de previsión de la mejora de las características geotécnicas y el modelo del comportamiento del terreno tratado con inyecciones de resina de poliuretano de elevada presión de expansión. A través del análisis a posteriori de una obra realizada en Francia, se quieren destacar las correspondencias entre el efecto de las inyecciones medido in situ y su evaluación obtenida por una modelización realizada combinando un software de cálculo dedicado a las fórmulas implícitas y otro a los elementos finitos. Los controles empíricos realizados durante la obra con la monitorización del levantamiento del edificio

y las pruebas geotécnicas comparativas realizadas antes y después de la intervención, a diferentes distancias del eje de inyección, han servido no solamente a comprobar el resultado conseguido, sino también a tarar el modelo que hay que utilizar en el análisis.

2. ANTECEDENTES HISTÓRICOS

Con sus 130 metros, la colina de Montmartre es el punto más alto de París, en la zona Norte de la ciudad. De origen rural, la zona fue englobada en la ciudad a mediados del siglo XIX; la época de oro de Montmartre se coloca entre finales del siglo XIX y la Primera Guerra Mundial, cuando los alquileres baratos atrajeron a los artistas que crearon el mito bohemio de Montmartre.

Al interior de este contexto, y precisamente en la vertiente suroeste de la colina, está ubicado el edificio histórico que remonta al siglo XIX y objeto de este artículo.

3. ORIGEN DE LOS DAÑOS

Durante las investigaciones geognósticas, se ha localizado la causa de los daños. El hundimiento del terreno, con consiguiente descompresión de la interfaz suelo-cimentación, ha ocurrido en consecuencia a un fenómeno de derrubio provocado por una pérdida en el alcantarillado, durante un largo período de tiempo.

3.1 Descripción del cuadro fisurativo

Se han notado grietas estructurales pasantes en el muro dorsal longitudinal del edificio y exclusivamente en la planta enterrada; en particular, sobre la parte superior de la mampostería, se ha evidenciado una lesión sub-horizontal que recorría por toda su



extensión, llegando a 45° en correspondencia con una hendidura en forma de arco de un lado y del otro, hacia el suelo, con un curso escalonado típico de las mamposterías de ladrillo.

El cuadro descrito es característico de una grieta en forma de arco, índice de un descenso del terreno de cimentación, con la porción superior del muro comprimida en equilibrio, y la porción inferior que se mueve hacia abajo a causa de su propio peso.

4. CONDICIONES GEOTÉCNICAS

La colina de Montmartre se caracteriza por aportaciones de terreno que se superponen a niveles de marga y yeso y está caracterizada por la presencia de cavidades.

Durante las investigaciones geognósticas in situ se ha definido la sucesión de las capas desde el nivel del pavimento del sótano hacia abajo.

Ha sido localizada la presencia de una capa superior degradada, con espesor variable de 2,00 a 5,00 m, sobrepuesta a otra de mejores características.

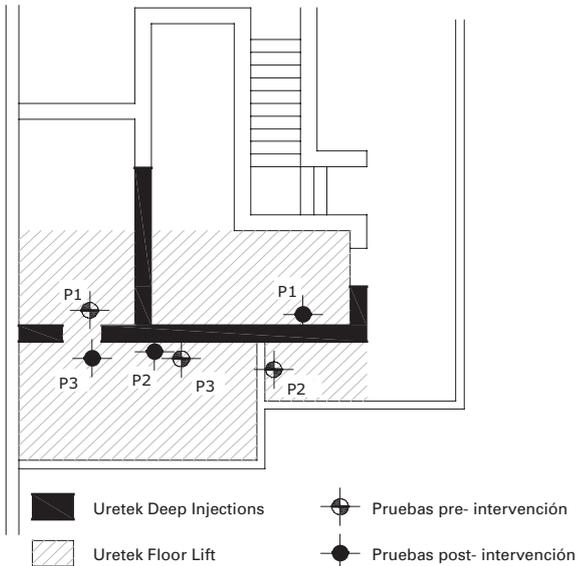


FIGURA 1. UBICACIÓN DE LAS PRUEBA PENETROMÉTRICAS Y PRESIOMÉTRICAS

La heterogeneidad de los resultados conseguidos, confirma, en todo caso, la presencia de aportaciones de terrenos, como indicado en el mapa geológico de París 1/25. 000 donde se señala la presencia de rellenos de canteras a cielo abierto.

Siendo el nivel de la cimentación a la profundidad de 0,70 m desde el nivel de pavimento de la planta enterrada, desde donde las investigaciones han sido realizadas, es posible afirmar que el terreno de cimentación está constituido por terreno sobrepuestos descomprimidos, a lo largo de una profundidad variable entre 1,30 y 4,30 m.

El estado de deterioro, limitado a la capa superficial, evidencia como la causa de los asentamientos esté localizada y no implique a los niveles de terreno más allá del límite inferior del agregado.

El origen de los asentamientos, como consecuencia del lento degradarse de la parte superior de la capa descomprimida donde apoya la base de la cimentación, está en directa correlación con las pérdidas de agua en el sótano y que interesan un volumen bastante extenso, sea lateralmente al sótano que en profundidad. Es probable que por mucho tiempo, estas pérdidas hayan aumentando progresivamente como consecuencia de la deformación del alcantarillado, causada por los asentamientos. Las características mecánicas de los terrenos constituyentes el volumen significativo de la intervención han sido localizadas gracias a la ejecución de las siguientes investigaciones: se han ejecutado 5 pruebas penetrométricas dinámicas de tipo DPM30 y 5 pruebas presiométricas Ménard empujadas a varias profundidades, durante las cuales no se ha notado la presencia de la capa. La figura 1 muestra la ubicación de las verticales de prueba con referencia a la zona afectada, coincidente con la zona objeto del tratamiento. Las pruebas ejecutadas han dado los siguientes resultados:

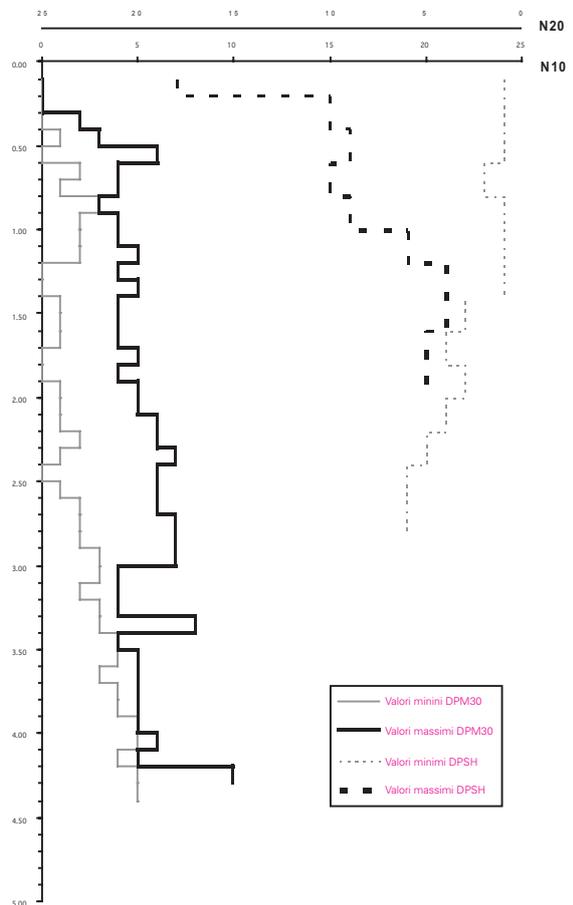


FIGURA 2. GRÁFICOS DE LAS PRUEBAS PENETRÓMETRICAS.

La tipología de las pruebas ejecutadas no permite la determinación precisa de las características mecánicas de los terrenos que localizan el volumen significativo de la intervención, y se deducen necesariamente los relativos parámetros a través del empleo de correlaciones empíricas, por lo tanto se ha decidido caracterizarlos a través de una orientación estadística.

El procedimiento empleado es el siguiente:

- Elección de la correlación:

TABELLA 1. CORRELACIONES EMPLEADAS

	Pruebas penetrométricas	Pruebas presiométricas
E (kPa)	D'Appolonia et. Al (1970)	Amar et. Al (1991)
c' (kPa)		Amar et. Al (1991)
ϕ' (°)	De Mello (1971)	
Dr (%)	Terzaghi y Peck (1984)	

- Determinación de los valores máximos y mínimos esperados; determinación de los parámetros de estado, de resistencia y de deformabilidad por cada set (max,min);

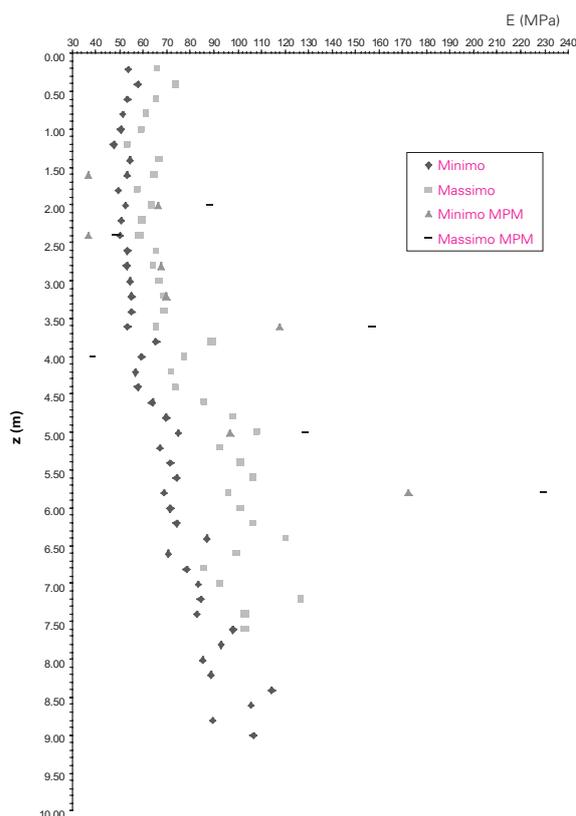


FIGURA 3. MÓDULO DE DEFORMABILIDAD, VALORES MÁXIMOS Y MÍNIMOS

- Construcción de las curvas de probabilidad y determinación de los valores medio y característico y de la desviación estándar;
- Determinación del valor operativo a través de la aplicación de un factor de "incertidumbre" al valor característico.

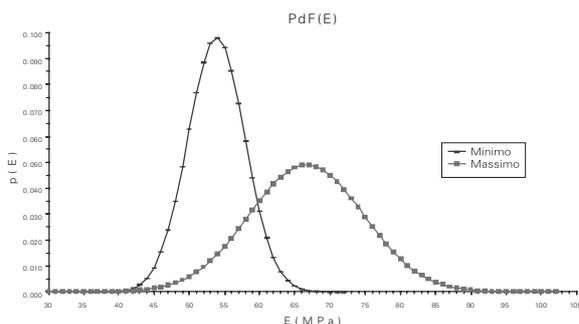


FIGURA 4. CURVA DE PROBABILIDAD DEL MÓDULO DE DEFORMABILIDAD

En la figura 4 se representan las curvas de probabilidad estadística relativas a los valores máximos y mínimos del módulo de deformabilidad, se ha hecho un estudio análogo también para determinar del ángulo de corte y el grado de densificación. El empleo de la metodología descrita ha permitido definir dos capas de terreno, diferentes por características, que apoyan sobre el sustrato de base. Los valores operativos se pueden leer en las tablas 2 y 3.

TABELLA 2. CARACTERIZACIÓN DEL SUELO 1

Parametro	Valor medio	Dev. Standard	Valore Caratt.	Valore op.	
ϕ' (°)	Min	34,9	0,8582	33,5	28
	Max	37,8	1,2137	35,8	30
Dr (%)	Min	49,3	6,1299	39,3	
	Max	69,7	8,6690	55,5	
E (MPa)	Min	53,0	2,1033	49,6	41,3
	Max	64,9	5,0813	56,6	47,2

TABELLA 3. CARACTERIZACIÓN DEL SUELO 2

Parametro	Valor medio	Dev. Standard	Valore Caratt.	Valore op.	
ϕ' (°)	Min	34,0	0,7053	32,8	27
	Max	36,5	0,9974	34,8	29
Dr (%)	Min	42,8	5,0357	34,5	
	Max	60,5	7,1242	48,8	
E (MPa)	Min	53,8	4,0675	47,2	39,3
	Max	66,6	8,1349	53,3	44,4

La primera capa de suelo, denominada suelo 1, es la de apoyo de la cimentación y tiene potencia igual a ca. 1,0 m, mientras que la segunda subyacente y denominada suelo 2, tiene potencia igual a ca. 3,0 -3,5 m y continúa hasta el techo del sustrato de base. Se observa que por profundidades superiores el módulo de deformación crece casi linealmente con la profundidad como indica la figura 3.

5. INTERVENCIONES DE ARREGLO

Las intervenciones actuadas, aspiraban a anular las consecuencias todavía no estabilizadas del desequilibrio y, en la medida posible, a recuperar parcialmente los asentamientos diferenciales; condición importante de las intervenciones de reparación es la no interferencia directa con las estructuras de mampostería existentes. Los daños sobre los edificios son directamente imputables a la variación del estado tensional en el terreno, donde se ha intervenido, en un área limitada por debajo de las cimentaciones cedidas. Antes del tratamiento con inyecciones de resina se ha realizado una ampliación de la cimentación hasta una anchura total de 1,20 m, gracias a la construcción de una imposta de hormigón armado.

La intervención ha interesado el volumen de suelo incluido entre el nivel de la cimentación y la profundidad de 4,50-5,00 m con respecto al nivel de pavimento del sótano, utilizado como nivel de trabajo. Se ha decidido intervenir exclusivamente con el método Urettek Deep Injection®, utilizando una resina

de poliuretano capaz de ejercer una elevada presión de hinchazón durante su expansión, con tiempos de polimerización extremadamente rápidos que permitieran la contención de la mezcla inyectada dentro del bulbo de terreno interesado por las tensiones inducidas por las cargas en superficie.

5.1 Fasi d'iniezione

El trabajo ha sido realizado entre el 8 y el 11 de julio de 2002 a lo largo de 9,00 m lineales totales de fundación y 20,00 m² de pavimentación de los sótanos con un consumo total de 1.692 kg de material inyectado. Las operaciones se han dividido en las tres fases operativas siguientes:

- Primera fase: inyecciones directamente por debajo del nivel de la cimentación para consolidar el suelo en correspondencia de la interfaz y para rellenar los huecos eventualmente presentes; el objetivo de la primera fase de inyecciones es volver a poner en co-acción la fundación reduciendo así la sensibilidad a los asentamientos. Las inyecciones han sido realizadas en un intereseje igual a unos 0,60 m, alternativamente en una parte y en la otra del muro, y han continuado hasta la detección - a través de una adecuada instrumentación láser - de un principio de levantamiento de la estructura superior.
- Segunda fase: inyecciones en profundidad al interior del bulbo de terreno principalmente interesado por las tensiones inducidas por las cargas superficiales. Las inyecciones han sido realizadas en correspondencia del eje de perforación de las inyecciones de primera fase sobre tres niveles de profundidad a las cotas de -2,00 -3,00 y -4,50 m desde el nivel de pavimento de los sótanos.
- Tercera fase: mejora del terreno de apoyo del suelo cerca del muro de espina en el volumen incluido entre cota -1,00 y -4,50 m del nivel de paso. Las inyecciones han sido ejecutadas sobre una malla de tresbolillo cada 1,00 m² de superficie. Para el tratamiento de la pavimentación se han realizado inyecciones columnares con extracción del tubo de inyección a velocidad controlada, a partir de cota -4,50 m del nivel de trabajo. Gracias a una monitorización de precisión ha sido posible levantar la pavimentación de forma controlada y que ha permitido eliminar casi totalmente los asentamientos diferenciales

5.2 Controles

El análisis de los resultados de las pruebas presiográficas después de la intervención, y la comparación de los mismos con los resultados de las pruebas pre-intervención, ha evidenciado una clara mejora de las características del terreno inicialmente muy ordinario.

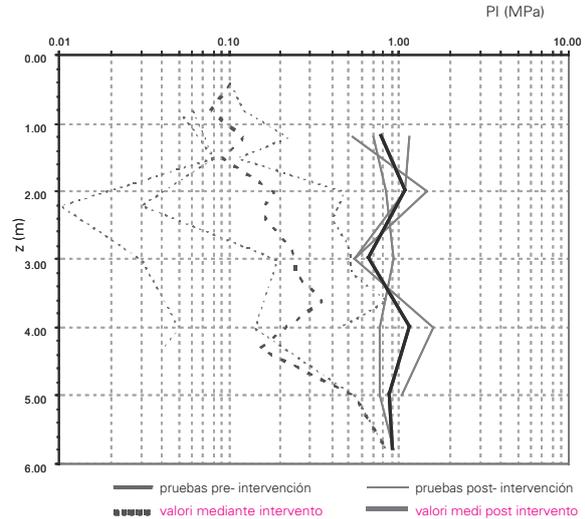


FIGURA 5. COMPARACIÓN DE LA PRESIÓN LÍMITE PI (MPa) ENTRE LAS PRUEBAS PRESIOGRÁFICAS PRE-INTERVENCIÓN Y POST-INTERVENCIÓN.

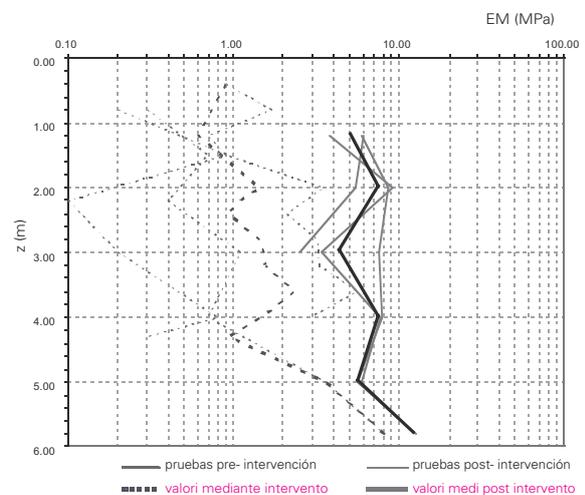


FIGURA 6. COMPARACIÓN DEL MÓDULO PRESIOGRÁFICO EM (MPa) ENTRE LAS PRUEBAS PRESIOGRÁFICAS PRE-INTERVENCIÓN Y POST-INTERVENCIÓN.

Observando estos gráficos se deduce que los valores pre-intervención se confirman todos en un intervalo bastante amplio mientras, al contrario, los valores post-intervención presentan desviaciones muy contenidas con respecto al valor medio, señal de una homogeneización del terreno gracias a las inyecciones. Los valores de las presiones límite y el módulo presiográfico han aumentado considerablemente; en particular, midiendo un valor medio de la presión límite igual a 0,86 MPa, se ha superado abundantemente el valor mínimo de proyecto, fijado por el proyectista en 0,70 MPa. Ha disminuido considerablemente la compresibilidad y ha aumentado la capacidad portante del suelo, llevándolas a niveles suficientes que permiten - después de una atenta monitorización y de la activación de los nuevos elementos portantes - el progresivo dismantelamiento de los apuntalamientos y obras de sostén provisionales, necesarias para permitir la habitabilidad del inmueble. El módulo presiográfico, medido gracias a las pruebas post-intervención, ha alcanzado el valor medio de 5,50 MPa, característico de un terreno poco compresible.



6. ANÁLISIS NUMÉRICOS

Para modelar la intervención ha sido necesario hacer uso de obvias simplificaciones.

Se han simulado las inyecciones con la expansión volumétrica de elementos sólidos.

Se ha impuesto un aumento de la rigidez del volumen tratado y del terreno al contorno; esta elección es justificada por los aumentos medidos in situ sea en términos de rigidez que de resistencia del volumen, limitado, del terreno tratado. El aumento de volumen, modelado como isotrópico, es obviamente una ulterior simplificación en cuanto, en condiciones de suelo homogéneo, la presión de hinchazón se desarrollará en un primer momento a lo largo del nivel de menor tensión. Durante la primera fase de inyección, como consecuencia de la expansión de los volúmenes iniciales de resina inyectada, se saturan los huecos presentes dentro del suelo y éste se compacta aumentando su rigidez; en condiciones de suelo normal consolidado la tensión horizontal aumenta hasta valores próximos a la tensión vertical presente en un área limitada del punto de inyección. Al alcanzar un estado de tensión isotrópica, la presión de hinchazón se desarrolla también en dirección vertical provocando en la estructura un principio de levantamiento. La expansión isotrópica de la cavidad esférica, implementada en el software dedicado a las fórmulas implícitas, ha sido simulada con el código de cálculo a los elementos terminados imponiendo un valor de la deformación volumétrica del elemento, derivado por el incremento de volumen calculado por el software. De esta manera es posible estimar con más precisión el aumento de volumen que hay que insertar en el cálculo, basándose en los consumos registrados durante los trabajos; los tiempos muy rápidos del proceso de expansión impiden que el material recorra más de unos decímetros desde el punto de inyección, facilitando la evaluación del entorno alcanzado por la resina. Los análisis han sido conducidos según dos enfoques límite: el primero para simular la sola influencia de la mejora de las características del suelo post-inyección, el segundo, más específico, para simular también la expansión de volumen de la inyección. Con el empleo del software de cálculo dedicado a las fórmulas implícitas ha sido posible estimar el aumento de rigidez inducido en el suelo por las inyecciones, alrededor del punto de inyección, en función de la cantidad de material inyectado. Los cálculos se realizan implementando la teoría de la expansión de una cavidad esférica o cilíndrica propuesta por Yu y Houlsby (1991) junto a la ley de expansión del material inyectado, en función de la tensión de confinamiento conseguida en laboratorio.

Con el mismo software también se han calculado los radios de influencia de las inyecciones que luego han sido utilizados en la modelización con el código de cálculo a los elementos terminados Plaxis® 2D Version8.

6.1 Análisis FEM

En el presente párrafo se presentan los resultados principales de los análisis FEM ejecutados exponiendo, antes, los resultados relativos a la sola influencia del suelo tratado considerado como "bloque" (Caso1) y luego, aquéllos relativos a la expansión de los puntos de inyección (Caso 2). En el primer caso se ha adoptado una unión constitutiva elástico-plástica a la manera de Mohr-Coulomb para los dos suelos, mientras que en el segundo caso se ha elegido una unión constitutiva de tipo Hardening, para acertar los efectos relacionados a la recompresión inducida por la expansión. Los parámetros de resistencia y deformabilidad empleados en los análisis son los que están indicados en las tablas 2 y 3; la influencia de la inyección de resina ha sido caracterizada suponiendo que su presencia aporte al terreno una cohesión "virtual" y un incremento del módulo de deformabilidad, dejando inalterado el ángulo de corte del terreno natural. Los valores operativos han sido determinados a través de las investigaciones después de la intervención. La simulación del trabajo ha considerado el desarrollo de las fases de cálculo expuestas en tabla 4 por los dos casos estudiados. El valor de la carga aplicada en las cimentaciones, igual a 380 kPa, causa en la interfaz fundación-terreno una presión media igual a unos 300 kPa, registrada in situ.

TABELLA 4. SECUENCIA DE LAS FASES DE ANÁLISIS

Fase	Caso 1	Caso 2
Ko	x	x
Excavación	x	x
Construcción Fundación	x	x
Aplicación cargas	x	x
Grado de seguridad actual	x	x
Ampliamento fundación	x	x
Inyección	x	
Inyecciones (expansión) 1er nivel		x
Inyecciones (expansión) 2do nivel		x
Inyecciones (expansión) 3er nivel		x
Inyecciones (expansión) 4to nivel		x
Grado de seguridad final	x	x

En las páginas siguientes se presentan los principales resultados relativos a la fase de aplicación de las cargas (fig. 7 y 8); se analizan, en particular, los diagramas de corte relativo y de las deformaciones incrementales de corte:

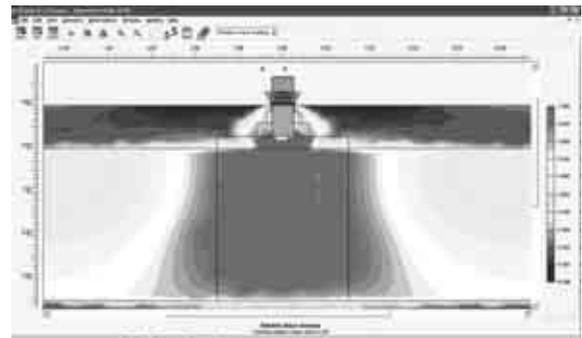


FIGURA 7. DIAGRAMA DEL CORTE RELATIVO



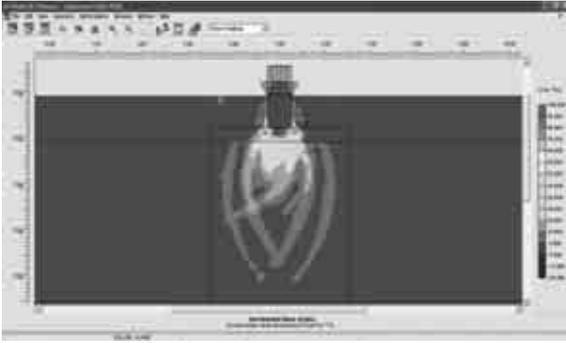


FIGURA 8. DEFORMACIONES INCREMENTALES DE CORTE

Se observa como la acción de las cargas induzca la movilización de un mecanismo de punzonamiento de la cimentación dentro del suelo de cimentación, bien acertado por el modelo. Existe una vasta área, desarrollada dentro de las capas 1 y 2, dónde el criterio de rotura es alcanzado o está próximo al alcance, donde se movilizan significativas estados deformantes de corte.

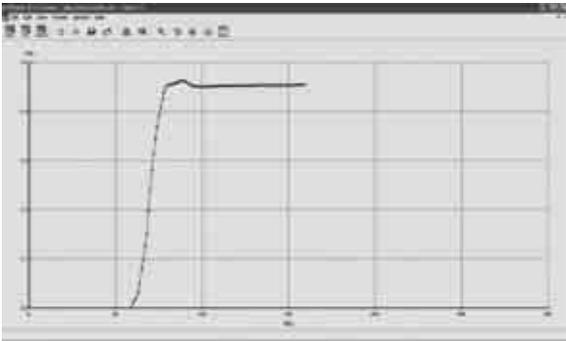


FIGURA 9. GRADO DE SEGURIDAD ACTUAL

Tal movilización es obviamente imputable a la falta de una imposta de fundación de dimensiones adecuadas, cuya presencia tendría un efecto positivo. El valor del Grado de Seguridad Actual registrado es igual a 1,4 y se indica en la figura 9.

Caso 1

La inserción del terreno tratado como "bloque" ha producido el previsible efecto de decremento de las tensiones tangenciales agentes dentro del volumen significativo mejorando, por lo tanto, el comportamiento en su totalidad.

La figura 10 muestra como el bloque de terreno mejorado presenta un comportamiento caracterizado por bajos esfuerzos tangenciales mientras que, externamente, el estado tensional resulta inalterado con respecto del orden original.

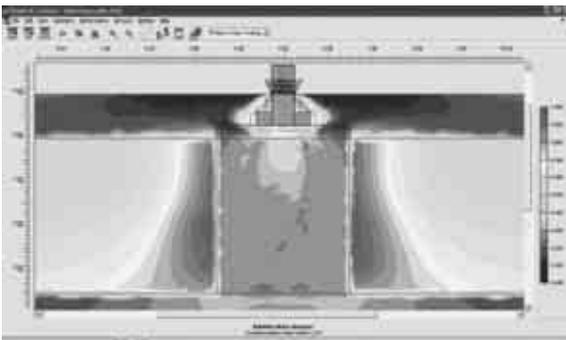


FIGURA 10. DIAGRAMA DEL CORTE RELATIVO

En términos de Grado de Seguridad, representado en la figura 11, se observa un significativo incremento con respecto a las condiciones antes de la intervención representada por la línea roja. Las inyecciones han producido por lo tanto el benéfico, y previsible, efecto de incrementar el Grado de Seguridad con respecto a la capacidad portante, llevándolo a 3,83.

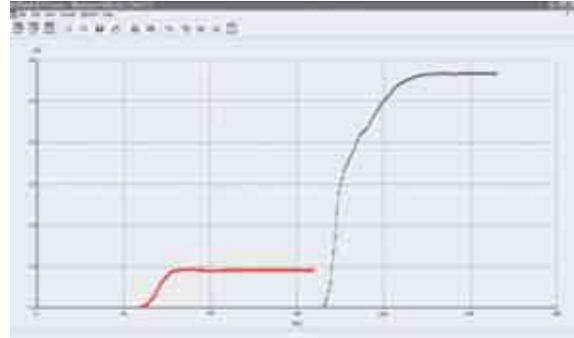


FIGURA 11. VARIACIONE DEL GRADO DI SICUREZZA

Caso 2

Este caso analiza el comportamiento del tratamiento simulando la expansión de la resina.

La figura 12 muestra, con referencia al primer nivel de inyección, como la expansión aportada a los elementos siga muy bien el comportamiento esperado (levantamiento de la fundación).

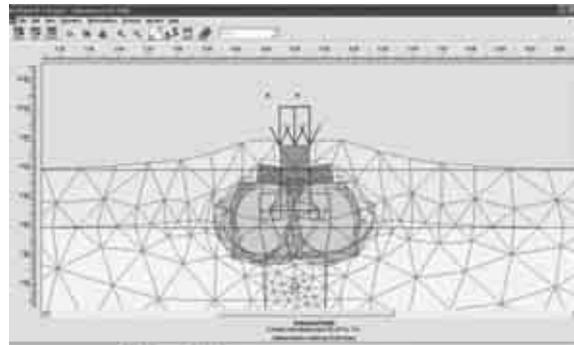


FIGURA 12. EXPANSIÓN DE LA RESINA Y LEVANTAMIENTO

De hecho, en términos de respuesta al levantamiento, se observa como el mayor levantamiento coincida con el primer nivel de inyección y para alcanzar, luego, valores más modestos en los demás niveles (figura 13).

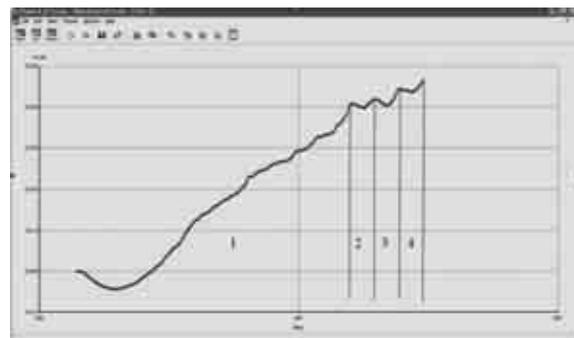


FIGURA 13. CORRIMIENTOS VERTICALES DE LA CIMENTACIÓN DURANTE LAS FASES DE INYECCIÓN (LOS NÚMEROS INDICAN LOS NIVELES DE INYECCIÓN)

De esta figura emerge también un dato importante o bien la presencia de modestos descensos encontrados en cada nivel de inyección durante las varias fases de expansión. Este fenómeno se debe al refluir lateral del terreno en consecuencia de la expansión del elemento.

El análisis de los puntos de plasticidad (figura14) que han alcanzado el criterio de rotura, muestra una buena convergencia con los resultados derivados de la aplicación de la teoría de Yu y Houlsby (1991). En particular, la zona de los puntos más allá de la cual el criterio de rotura no se supera (radio plástico), muestra una forma parecida a una circunferencia de radio igual a 0,25-0,30 m contra los 0,20-0,30 m estimados con el empleo de la ya mencionada teoría, a confirmación de la congruencia de los dos enfoques. También en este caso las inyecciones han producido el benéfico, y previsible, efecto de incrementar el Grado de Seguridad respecto a la capacidad portante (línea azul) también si con valores inferiores con respecto del caso anterior, y de las condiciones antes de la intervención (figura15) aumentándolo hasta el valor de 2,76.

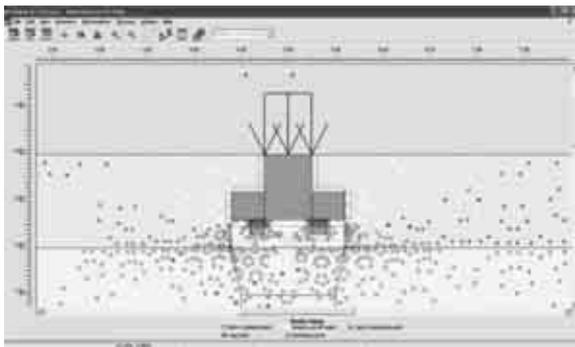


FIGURA 14. PUNTI DI PLASTICITÀ



FIGURA 15. VARIAZIONE DEL GRADO DI SICUREZZA

6.2 RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Este documento ha tratado los aspectos del modelado en respuesta a un tratamiento de consolidación del suelo, ejecutado a través de inyección de resinas de poliuretano de elevada presión de expansión.

Las pruebas post-intervención muestran una buena homogeneización del comportamiento del suelo dentro del volumen tratado y un notable incremento de resistencia y rigidez con respecto a los valores iniciales. El valor de la presión límite mínima post-intervención solicitada por el proyectista ha sido alcanzada y superada, demostrando la sustancial eficacia de la tecnología adoptada. Basándose en el análisis "a posteriori" de un caso real, se han comparado modelos conducidos con dos enfoques diferentes: en el primer caso se han mejorado las características constitutivas del suelo, según los resultados de las investigaciones; en el segundo caso explotando la aplicación de la teoría de Yu y Houlsby (1991) e implementando en el análisis FEM los parámetros relativos a la expansión conseguidos con el software a las fórmulas implícitas. Como se ha podido observar en el párrafo anterior los análisis FEM han mostrado una buena convergencia con los resultados del software; además es importante subrayar como el segundo enfoque presenta los resultados de la mejora en términos de características de resistencia post-intervención mientras que, a través de los análisis FEM, se han podido seguir todas las fases de trabajo desde muy cerca. Es evidente la existencia de cierta diferencia entre los valores del Grado de Seguridad, igual al 38%, entre el Caso 1, GdS =3.83 y el Caso 2, GdS =2.76, imputable a las diferentes metodologías de enfoque. Tiene sentido, por lo tanto, definir un intervalo del Grado de Seguridad cuyas curvas límite inferior (Caso 2) y superior (Caso 1) incluyan el valor

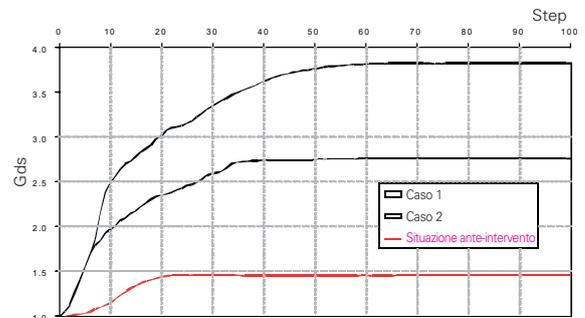


FIGURA 16. INTERVALO DEL GRADO DE SEGURIDAD

Los principales resultados conseguidos muestran una significativa convergencia entre los varios enfoques empleados y en particular:

- La consideración del radio plástico, evaluada con la teoría de Yu y Houlsby, está bien acertada en los análisis FEM (Caso2);
- La simulación FEM de la expansión evidencia importantes aspectos del levantamiento de la cimentación, relacionados al refluir del terreno;
- Los aspectos relacionados a la recompresión del terreno están registrados con suficiente detalle;
- La variabilidad del Grado de Seguridad está contenida y depende de las diferentes metodologías de análisis empleadas y de los riesgos relacionados a la determinación de las características de resistencia y deformabilidad de las pruebas ejecutadas in situ.



BIBLIOGRAFÍA

- [1] Brinkgreve R.B.J., Boere W., 2004. Plaxis 2D Version 8 User Manual. Plaxis b.v., Delft 2004
- [2] Dei Svaldi A., Favaretti M., Pasquetto A., Vinco G., 2005. Analytical modelling of the soil improvement by injections of high expansion pressure resin. Atti 6th International Conference on Ground Improvement Techniques, Coimbra 2005, pp. 577-584
- [3] Favaretti M., Germanino G., Pasquetto A., Vinco G., 2004. Interventi di consolidamento dei terreni di fondazione di una torre campanaria con iniezioni di resina ad alta pressione d'espansione. Atti XXII Convegno Nazionale di Geotecnica, Palermo 2004, pp. 357-364
- [4] Maiorano R.M.S., Aversa S., 2004. Modellazione numerica degli effetti prodotti da iniezioni espandenti al di sotto delle fondazioni di edifici in muratura. Atti XXII Convegno Nazionale di Geotecnica, Palermo 2004, pp. 389-393
- [5] Schweiger H. F., Kummerer C., Otterbein R., Falk E., 2004. Numerical modelling of settlement compensation by means of fracture grouting. Soils and foundations, 44 (1), 71-86
- [6] Yu H.S., Houlsby G.T., 1991. Finite cavity expansion in dilatant soils: loading analysis. Geotechnique, 41 (2) , 173-183
- [7] Amar S et. Al., 1991. Utilisation des résultats des essais pressiométriques pour le dimensionnement des fondations en Europe, 1ère partie: Pressiomètre Ménard/Pressiometre Autoforeur. Rapport du Comité Technique Régional Européen n° 4 Pressiomètres, comitat Français de la Mécanique des Soles et des Fondations (eds), Rotterdam: Balkema, 1991, 37p, ISBN 9054101164
- [8] Dano C, 2001. Comportement mecanique des soles injectes. Tesi di dottorato di ricerca, Ecole Centrale de Nantes, Université de Nantes.

approaches. In this case a localized settlement process caused by a leak in a water pipe, was stopped. The injections were performed underneath 7,0 m of strip foundations inside the upper 4,5 m thick soil layer. The soil improvement took place over 4 working days. Starting from specific geotechnical parameters, obtained from the on site tests campaign carried out before and after the injections, settlements as well as stress state and strain state of the soil were modelled. Due to the need of using empirical correlations to get the geotechnical parameters from the pressiometric and penetrometric tests, a statistical approach was followed. The combined use of a dedicated software, based on the finite cavity expansion in dilatants soil theory (Yu H.S. and Houlsby G.T., 1991), and of a finite elements code brought to interesting results. A comparison between theoretical data and on site tests results is also provided. By simulating the injections, meant as a simple soil stiffness increase before and by a stiffness increase together with a volumetric expansion afterwards, the different rise of the bearing capacity has been studied. The consistent Safety Factor improvements experienced during the 2 different simulations showed differences up to 38% due to the different approaches.

ABSTRACT

NUMERICAL MODELLING OF A FOUNDATION SOIL IMPROVEMENT UNDERNEATH AN HISTORICAL BUILDING LOCATED IN RUE JOSEPH DE MAISTRE ON THE MONTMARTRE HILL IN PARIS BY INJECTIONS OF HIGH EXPANSION PRESSURE POLYURETANIC RESIN

Keywords: resins, numerical modelling, settlements, calculation software, finite elements.

The numerical modelling of polyuretanic resins injections, providing high-pressure expansion, is presented in this paper by back analysing a soil improvement intervention performed in Paris. Expanding resins are used more and more in ground injections.

Designing methods for predicting the ground improvement degree produced by this specific technology can be developed by theoretical



4

EMPLEO DE INYECCIONES DE RESINAS POLIMÉRICAS DE ELEVADA EXPANSIÓN PARA ATENUAR EL RIESGO DE COLAPSO DE LAS CIMENTACIONES DE ESTRUCTURAS EXISTENTES A CAUSA DE FENÓMENOS SÍSMICOS

Documento presentado en
8th Pacific Conference on Earthquake Engineering
Singapur: 5 - 7 de diciembre de 2007

RESUMEN

El colapso de las cimentaciones inducido por acontecimientos sísmicos puede empezar por el incremento de la carga superior a la capacidad portante o de la pérdida de ésta. La consolidación de los suelos de cimentación constituye una importante categoría de intervenciones correctivas para esta tipología de asentamiento. Sin embargo, si se trata de estructuras existentes en un entorno urbano, la aplicabilidad de la mayoría de los métodos pertenecientes a esta categoría o no es realizable o está limitada a causa del ruido o de las vibraciones excesivas generados durante la intervención. Al contrario, la consolidación de los terrenos de cimentación gracias a procedimientos de inyección tiene ventajas excepcionales para solucionar estos problemas, y provee un nivel de eficacia relativamente elevada si se compara con las posibles alternativas. Se presentan aquí dos casos, relativos a estructuras existentes en Turquía, donde la capacidad portante del suelo de cimentación ha sido incrementada con inyecciones de resinas poliméricas comerciales. Antes y después de la intervención, se han realizado pruebas penetrométricas para evaluar la eficacia del tratamiento del suelo de cimentación que, en el primer caso, resultaba sensible a la licuefacción mientras que, en el segundo, el suelo de grano fino y bastante blando no era sensible a la licuefacción. Gracias a los resultados conseguidos se ha evaluado la eficacia de la intervención y han sido discutidos importantes aspectos prácticos acerca de su realización en un entorno urbano.

1. INTRODUCCIÓN

Los asentamientos de las cimentaciones y la superación de la capacidad portante, inducida por un acontecimiento sísmico, constituyen una forma menos corriente de daño a las estructuras, provocada

M. Erdemgil

SMP Engineering, Ankara, Turkey.

S. Saglam and B. S. Bakir

Department of Civil Engineering,
Middle East Technical University, Ankara, Turkey.

por el terremoto. Refiriéndose a las oscilaciones sísmicas, el colapso de la fundación puede ser provocado por dos mecanismos distintos: el primero ocurre cuando las fuerzas y los momentos transmitidos a la cimentación pueden superar drásticamente, aunque momentáneamente, aquellos impuestos en condiciones estáticas; en el segundo mecanismo, en cambio, cargas repetidas pueden llevar a una reducción de la capacidad portante del suelo de cimentación, como en el caso de terrenos sensibles a los fenómenos conexos a la licuefacción. En el caso más general, por lo tanto, la calamidad y el eventual colapso de la fundación están causados por la reducción de la capacidad portante acompañada por el incremento del esfuerzo. Recientemente, durante el terremoto (Mw 7.4) de Izmir (Kocaeli), Turquía, el 17 de agosto de 1999, en la ciudad de Adapazari se han notado colapsos de cimentaciones superficiales de grandes dimensiones e inducidos por sismos durante el terremoto. Como resultado, centenares de edificios de cemento armado, de 3 a 6 plantas con plateas superficiales, han padecido asentamientos de las cimentaciones de varios tipos e intensidad; se han analizado en detalle los diferentes aspectos del comportamiento sísmico de las plateas de fundación superficiales en Adapazari y los mismos han sido presentados en otro lugar. La mayor parte de los desplazamientos de las cimentaciones en la ciudad, tenía lugar bajo forma de hundimientos uniformes incluidos dentro de 10 cm. Numerosos edificios, sin embargo, tuvieron que ser demolidos a pesar de que presentaran un daño menor o no estructural, ya que los asentamientos de sus cimentaciones excedieron los límites de servicio. Ulteriores investigaciones in situ han evidenciado que los suelos de la parte de ciudad interesados por los colapsos de las cimentaciones son de tipo mixto, constituidos por arena fina, limo y arcilla en proporciones variables, normalmente consolidados y con una casual predisposición a la licuefacción. Sin embargo, es interesante notar como la mayor parte de estos colapsos ha tenido lugar donde el



terreno no era sensible a la licuefacción, sino ya bastante blando (Bakir et al., 2002; Yilmaz et al., 2004; Bakir et al., 2005; Bakir et al., 2006 a; Trifunac and Todorovska, 2006; Bakir et al., 2006 b). En todo caso, prescindiendo de que la licuefacción hubiera sido inducida o no, los difusos colapsos fundacionales ocurridos en Adapazari durante el terremoto del 17 de agosto, han llamado el interés de investigadores de todo el mundo y confirman una vez más, la necesidad de prestar más atención al comportamiento de las cimentaciones durante un acontecimiento sísmico, cuando las mismas apoyan sobre suelos blandos o licuables en zonas de riesgo de terremoto. En Turquía, por fin se ha focalizado la atención sobre esta particular tipología de asentamiento provocado por el terremoto y ha aumentado también la demanda de investigaciones acerca de la vulnerabilidad de la cimentación con respecto a un acontecimiento sísmico; ha subido también la demanda de realización, donde necesario, de intervenciones correctivas sobre estructuras existentes, además de las intervenciones en obras de nueva realización. En este documento se presentan dos casos realizados de incremento de la capacidad portante del suelo de cimentación con respecto a un acontecimiento sísmico. Los mismos se refieren a estructuras existentes ubicadas en un entorno urbano en Turquía. Se han realizado inyecciones de polímeros comerciales (URETEK) por la mejora del superficie de cimentación en terrenos susceptibles a la licuefacción en un caso y bastante blandos, de grano fino y no licuables en el otro caso. Durante la intervención en el terreno licuable, la predisposición a la licuefacción ha sido evaluada gracias a un enfoque convencional, que utiliza factores de seguridad expresados por la relación entre la resistencia del terreno a la licuefacción y al esfuerzo sísmico; éstos últimos se indican bajo forma de un esfuerzo de corte cíclico. En el caso de terrenos de fundación a grano fino y blando, ha sido estimada la capacidad portante del terreno en la condición de carga sísmica antes y después del tratamiento, y han sido calculados los correspondientes factores de seguridad. En ambos casos, la mejora del terreno ha sido medida, a través de unas correlaciones, con pruebas penetrométricas in situ realizadas antes y después de la intervención. Gracias a los resultados conseguidos se ha evaluado la eficacia del método y se han discutido importantes aspectos prácticos acerca de su ejecución en un entorno urbano.



FIGURA 1. EJEMPLOS DE FRACTURAS POR SUPERACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN ADAPAZARI.

2 MEDIDAS CORRECTIVAS PARA INCREMENTAR LA CAPACIDAD PORTANTE

Las medidas correctivas para incrementar la capacidad portante del suelo de cimentación se pueden dividir en dos grandes categorías: una es el tratamiento de los suelo de cimentación y lo otra se refiere a las intervenciones de tipo estructural. En la elección del método más apropiado, hay que considerar aspectos relativamente importantes como el coste, el rendimiento, las características del suelo, los efectos sobre el entorno, el tipo de cimentación y sus características estructurales. Los métodos de tratamiento del terreno, en su conjunto, incrementan su rigidez reduciendo al mismo tiempo su aptitud a la licuefacción. Las contramedidas estructurales consisten, en cambio, en la realización de pilotes o de elementos de hormigón armado en correspondencia de las cimentaciones. El proyecto y la aplicación de medidas correctivas son mucho más sencillos y menos caros en las nuevas estructuras, sin embargo en el caso de estructuras existentes y en particular en un entorno urbano, la mayoría de los métodos a disposición en estas dos amplias categorías no es aplicable o muy limitada. Estos límites son imputables al ruido excesivo y a las vibraciones producidos durante la obra, a las dimensiones de la maquinaria utilizada, a los límites de servicio obligatorios durante la ejecución. La consolidación del suelo de cimentación de estructuras existentes en un entorno urbano, realizada con inyecciones, presenta ventajas excepcionales y provee un nivel de eficacia relativamente elevada si se compara con las posibles alternativas. La aplicación del método consiste en la inyección de materiales específicos (en los casos aquí presentados se trata de resina muy expansible) a presión controlada y con una monitorización continua de la respuesta estructural.

3 CONSOLIDACIÓN CON INYECCIÓN DE POLÍMEROS

En los últimos 40 años se han desarrollado muchas mezclas químicas utilizadas en el tratamiento de los suelos; la aplicación de esta tecnología requiere inevitablemente el conocimiento del material de inyección y del terreno que hay que tratar. Las características constructivas de la mezcla, del tipo de terreno, de las características de la aplicación y las relaciones entre ellas tienen una significativa



influencia sobre la eficacia del tratamiento (Clough et al., 1979; Christopher et al., 1989; Ata and Vipulanandan, 1999; Ozgurel y Vipulanandan, 2005). La composición granulométrica o la permeabilidad inicial determinan la inyectabilidad del suelo (Ozgurel and Vipulanandan, 2005). Para las inyecciones de "permeación", la presión de inyección es un parámetro clave que hay que tener en cuenta (Fig. 2) para evitar la fractura y el levantamiento del terreno durante la intervención; la presión de inyección tiene que estar limitada a la presión efectiva de la sobrecarga. Para las inyecciones a "compensación" (compactación), la mezcla se inyecta de manera que desplace los granos y como consecuencia compacte el suelo, por este motivo se puede observar el efecto de la compactación incluso en puntos donde la mezcla de inyección no alcanza. La presión de inyección es mayor que aquélla que se ha adoptado para las inyecciones a "permeación" y la tensión inducida por las cargas superficiales es un parámetro que hay que considerar para la regulación de la misma durante el tratamiento del suelo de cimentación. La monitorización de la cimentación puede ayudar a controlar y regular la presión de inyección, que se elige considerando la permeabilidad del suelo, la presión de la sobrecarga y la modalidad de inyección. La mezcla comercial de inyección URETEK, utilizada en las aplicaciones descritas en este documento, es un polímero expansible e inerte. Gracias a su estructura química puede difundirse fácilmente en terrenos con permeabilidades iniciales bajas de unos 10^{-6} m/s, además, puede ser inyectada eficazmente a "intrusión" y a "compensación", según el tipo de terreno y de presión de inyección (Fig.2). El tiempo de gel de la resina URETEK es realmente breve, casi inmediato. Para alcanzar una resistencia a compresión próxima a la resistencia final es suficiente una hora, mientras que la resistencia final de la resina se alcanza después de un tiempo indicativo de adherencia de 24 horas. Las observaciones y las pruebas de laboratorio demuestran que al endurecerse la resina inyectada, no tiene lugar ninguna reacción apreciable con los materiales naturales circunstantes o con los productos usados en la industria constructora (URETEK, 2007).

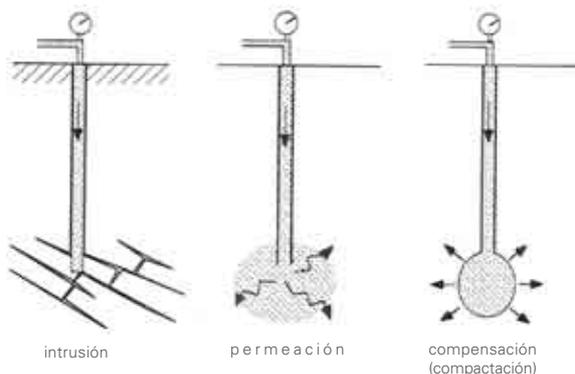


FIGURA 2. MODALIDAD DE INYECCIÓN (HAUSSMANN, 1990)

4 APLICACIONES

Se presentan aquí dos casos de tratamiento del terreno, finalizados a incrementar la capacidad portante de la superficie de fundación, con inyecciones de polímeros; los mismos son relativos a estructuras existentes en Estambul, Turquía. El primer caso se refiere a un edificio residencial de cinco plantas sobre terrenos arenosos sueltos sensibles a la licuefacción, en un barrio densamente poblado, mientras que el segundo es relativo a edificios industriales sobre un depósito aluvial de terrenos sueltos de grano fino. En ambos casos, para después evaluar la eficacia del tratamiento, se ha utilizado, por su funcionalidad, la prueba penetrométrica dinámica (DPT) para medir la capacidad portante del suelo antes y después del tratamiento relacionando los resultados del número de golpes equivalente a la prueba penetrométrica estándar.

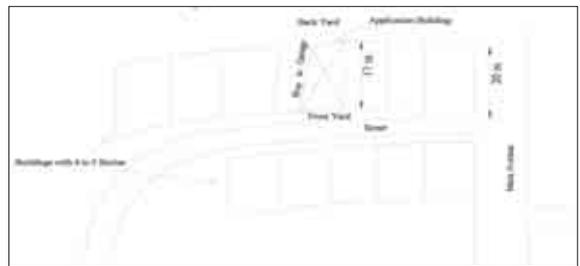


FIGURA 3. UBICACIÓN DEL EDIFICIO RESIDENCIAL (CASO 1)

4.1 Caso 1: Mejora de terreno licuable

4.1.1 Condiciones del entorno

El edificio de cinco plantas, que tiene una platea de fundación de 0.8 m de espesor y a una profundidad de 2.0 m, está situado dentro de una manzana de casas y, como muestra la Figura 3, limita por un lado con otro edificio. El subsuelo del área puede ser esquematizado con dos capas de arena que se distinguen por el contenido de partículas finas y por la resistencia penetrométrica: una capa superficial, espesa 3.0 m, de arena de limosa a arcillosa con un contenido de partículas finas incluido entre 15% y 25% se sobrepone a una capa de arena limosa con un contenido de partículas finas que varía entre 15% y 40%. La resistencia penetrométrica de la capa superficial, expresada como número de golpes equivalente a la prueba penetrométrica estándar (SPT), varía entre 10 y 25, mientras que los golpes de la capa de arena limosa están incluidos entre 8 y 14; la capa freática ha sido localizada a un 1.0 m por debajo de la superficie. En la Figura 4 se presenta la esquematización de las estratificaciones del subsuelo y de la cimentación. La rama de la Falla Anatólica Norte en el mar de Marmara, capaz de generar terremotos de magnitud superior a 7, sólo se encuentra a unos 15 km a Sur del área donde surge el edificio y en donde la aceleración pico del suelo, correspondiente a un intervalo de 225 años, se estima igual a 0.35g. La licuefacción parece por lo tanto ser bastante probable para los terrenos superficiales arenosos blandos presentes en el lugar.

En las aplicaciones prácticas la valoración de la licuefacción sísmica del suelo a menudo implica la comparación del esfuerzo sísmico previsto sobre una masa de terreno, con la resistencia ofrecida por el mismo contra la licuefacción. Éste solicita que el esfuerzo sísmico y la resistencia del terreno se expresen de manera que se pueda definir la posibilidad de licuefacción. Hasta hoy, la referencia más usada como base común, es el esfuerzo de corte cíclico y el enfoque general es conocido como "enfoque del esfuerzo cíclico." Aquí, en el curso de la aplicación, la carga sísmica se caracteriza por ciclos uniformes de esfuerzo (Seed et al., 1975) y la resistencia del suelo se caracteriza por esfuerzo de corte cíclico necesario para empezar la licuefacción según la relación de Seed et al. (1985).

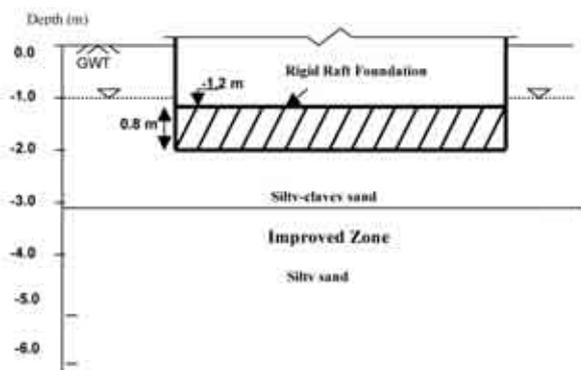


FIGURA 4. SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA ESTRATIFICACIÓN DEL SUBSUELO Y DE LA CIMENTACIÓN (CASO 1)

4.1.2 Aplicación, resultados e implicaciones

Los suelos de cimentación han sido mejorados hasta una profundidad de unos 4.0 m por debajo de la platea de fundación, con inyecciones sistemáticas desde el nivel de suelo del edificio, realizadas con presiones de aplicación que alcanzan los 6 bar a las profundidades mayores. Durante el proceso de inyección el edificio está constantemente controlado contra posibles asentamientos de la cimentación.



FIGURA 5. PLANTA DEL EDIFICIO CON LOS PUNTOS DE APLICACIÓN DE LAS PRUEBAS DPT (CASO 1)

La eficacia del tratamiento del terreno se evalúa gracias a las pruebas DPT realizadas en cinco diferentes puntos del edificio (Fig. 5). Los resultados de tres de estas pruebas, DPT1, DPT3 y DPT4, han

sido elaborados e indicados aquí. Las figuras 6A, B y C evidencian las variaciones, antes y después de la intervención, de tres parámetros: el número de golpes SPT corregido y equivalente, el esfuerzo cíclico correspondiente y necesario para empezar la licuefacción y el factor de seguridad. Cada parámetro ha sido indicado en función de la profundidad del suelo por debajo de la fundación y por cada una de las tres pruebas penetrométricas. En los cálculos, la magnitud del terremoto (M_w) y la aceleración pico del suelo son respectivamente iguales a 7.00 y 0.35g. La Figura 6 muestra claramente las mejoras consiguientes a las inyecciones. En general, el tratamiento ha sido particularmente eficaz en todos los puntos de prueba ubicados dentro de una profundidad igual a unos 2.0 m desde la profundidad de la fundación. El número de golpes SPT, dentro de los 4.0 m de profundidad, aumenta en término medio de dos a tres veces, con correspondientes valores de resistencia a la licuefacción que superan el esfuerzo impuesto a todos los niveles y a factores de seguridad contra la licuefacción que aumentan de -1 hasta valores incluidos entre 1 y 2.

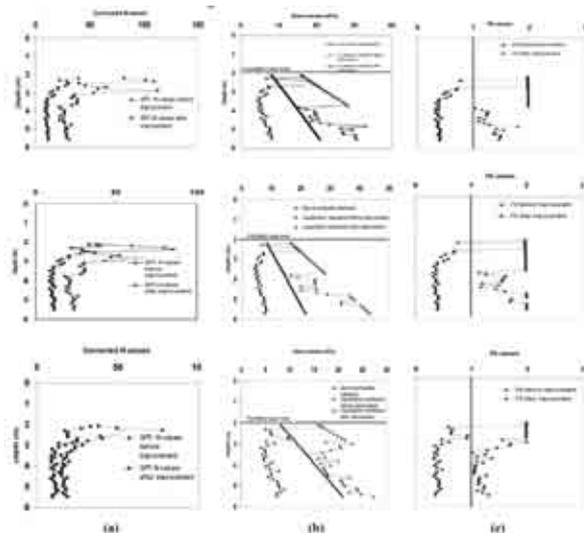


FIGURA 6. VARIACIÓN ANTES Y DESPUÉS DEL TRATAMIENTO (A) DEL NÚMERO DE GOLPES SPT EQUIVALENTE, (B) DEL ESFUERZO CÍCLICO NECESARIO PARA EMPEZAR LA LICUEFACCIÓN Y (C) DE LOS FACTORES DE SEGURIDAD CONTRA LA LICUEFACCIÓN (CASO 1).

4.2 Caso 2: Mejora de terrenos inundados blandos

4.2.1 Condiciones del subsuelo

El segundo caso se refiere a una unidad de un complejo industrial situada en una llanura de inundación de un curso de agua, la estructura de cemento armado apoya sobre plateas de fundación de varias dimensiones. La capa freática está ubicada a un 1 m debajo de la superficie y los sondeos han notado la existencia de depósitos aluviales saturados de grano fino, que en superficie se identifican como arcillas limosas. Bajo esta capa, a una profundidad de unos 3 metros, hay una arena limosa de densidad media. La estratigrafía del terreno se ilustra en la Figura 7. Gracias a los resultados de las pruebas penetrométricas, la resistencia de los terrenos superficiales aluviales de grano fino está sometida



a variaciones irregulares sobre el lado del suelo blando, con un número de golpes SPT equivalente y que es generalmente menor de 10 hasta una profundidad de 3 m. El problema se debe, por lo tanto, a los hundimientos de las cimentaciones del establecimiento, originados por la superación de la capacidad portante e inducido por fenómenos sísmicos.

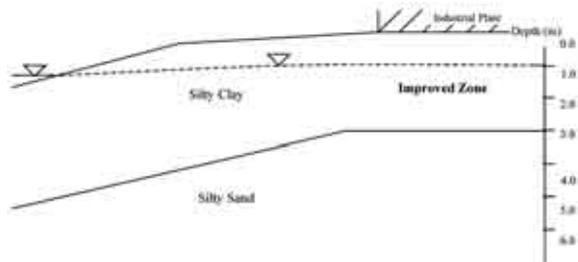


FIGURA 7. ESTRATIGRAFÍA DEL SUELO EN EL ÁREA DEL COMPLEJO INDUSTRIAL (CASO 2)

4.2.2 Aplicación, resultados e implicaciones

Los terrenos de fundación han sido tratados a una profundidad de poco superior a 3.0 m con inyecciones sistemáticas por debajo y alrededor de las plateas de fundación sobre las cuales apoya el establecimiento. Las inyecciones han sido realizadas con presiones variables entre 3 y 6 bar según las condiciones al contorno, mientras que la estructura ha sido continuamente controlada para localizar los posibles hundimientos durante la ejecución. La capacidad portante del terreno de fundación del establecimiento, programada a 0.75 m desde el nivel del suelo, ha sido estimada relacionando el número de golpes SPT equivalente, medidos durante las pruebas penetrométricas dinámicas. Los puntos de ejecución de las pruebas, indicados en la Figura 8, han sido reconducidos sobre la planimetría de la estructura del establecimiento. La capacidad portante del suelo de cimentación, después del tratamiento, se ha sucesivamente medido, con procedimiento análogo, con pruebas penetrométricas dinámicas.

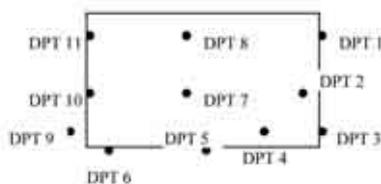


FIGURA 8. PUNTOS DE EJECUCIÓN DE LAS PRUEBAS PENETROMÉTRICAS EN LA PLANTA DE LA ESTRUCTURA (CASO 2)

El número de golpes SPT equivalente pre y post tratamiento de los terrenos de superficie por las pruebas DPT2 y DPT4, se ilustra en la Figura 9. Según estos resultados se ha evaluado que la resistencia al corte de la capa de arcilla limosa ha aumentado en media del 180% después de la inyección. Por la arcilla saturada en condiciones no drenadas, han sido calculadas las capacidades portante del terreno de fundación en condiciones de carga estática y sísmica antes y después de la mejora. Una aceleración pico del terreno ha sido estimada de 0.30g en el lugar del establecimiento y, en el cálculo de la capacidad portante con respecto a los esfuerzos causados por los fenómenos sísmicos, se ha considerado que sobre las fundaciones actúen,

además de las mayores cargas brutas verticales, también los correspondientes momentos y fuerzas laterales inducidos por el terremoto. Los resultados de los análisis se expresan en términos de factores de seguridad para los hundimientos inducidos por la superación de la capacidad portante.

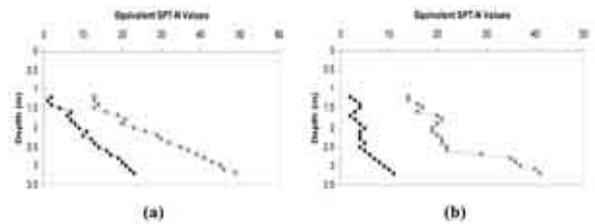


FIGURA 9. ESTRATIGRAFÍA DEL SUELO EN EL ÁREA DEL COMPLEJO INDUSTRIAL (CASO 2).

Considerando una fundación clásica en este área, se han calculado los factores de seguridad de los hundimientos inducidos por la superación de la capacidad portante, en condiciones de carga estática y sísmica y antes del tratamiento de los terrenos de fundación; los valores obtenidos son iguales a 2.5 y 1.4. Después del tratamiento, en cambio, los factores de seguridad calculados, resultan respectivamente aumentados hasta 7.0 y 4.3. Se puede afirmar que después del tratamiento las fundaciones se han convertido en fundaciones seguras y se ha eliminado la posibilidad de un colapso inducida por fenómenos sísmicos.

5 DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

La inyección de polímeros expansivos mejora la resistencia del terreno en dos modalidades distintas según el tipo de terreno y la metodología de inyección. El primer efecto de las inyecciones, en el terreno saturado por la resina, es el relleno de los huecos durante el proceso de expansión, que realiza una unión química entre los granos sólidos que constituyen el terreno. Al mismo tiempo, durante la expansión de la resina, el bloque de terreno inyectado aumenta de volumen ejerciendo presiones significativas en el terreno circundante, provocando el incremento de los esfuerzos eficaces y una reducción de los huecos (compactación). El efecto combinado provoca una mejora sustancial de las características del terreno que se mide con el aumento de la resistencia penetrométrica. Los "case history" aquí presentados demuestran por lo tanto que la inyección de polímeros expansivos puede ser utilizada eficazmente para aumentar la capacidad portante del suelo de cimentación con respecto de un acontecimiento sísmico. Gracias a los resultados de las pruebas penetrométricas realizadas para evaluar el grado de mejora, se ha observado que el método es igualmente eficaz sea como intervención correctiva para prevenir fenómenos de licuefacción en suelos de grano fino, sea para aumentar la capacidad portante de los depósitos aluviales blandos. Se puede observar también que las pruebas penetrométricas son un instrumento válido y práctico para la evaluación in situ de la eficacia de la intervención.



5

MODELO CONCEPTUAL PARA REPARAR CIMIENTOS DE ARCILLA EXPANSIBLE UTILIZANDO RESINA DE POLIURETANO EXPANSIVA.

Documento presentado en SEC 2008 - Symposium International Sécheresse et Constructions. Francia: París 1 - 7 de septiembre de 2008

Olivier Buzzi

Stephen Fityus

Yasumasa Sasaki

Centre for Geotechnical and Materials Modelling, School of Engineering, University of Newcastle, NSW 2308, Australia

PALABRAS CLAVE: arreglo de cimentación, resina expansiva de poliuretano, suelos expansivos, hinchazón.

ABSTRACT

La inyección de resina expansiva de poliuretano es una posible alternativa al apuntalamiento, para corregir movimientos diferenciales de cimentación en casas privadas. Una vez inyectada la resina en los suelos expansivos de una cimentación deformada – los cuales sucesivamente pueden estar sujetos a aumentos de la cantidad de agua - es importante entender cómo el material compuesto resina-suelo se comporta, y especialmente, cuál es su capacidad de hinchazón. Teóricamente, un edificio con cimentación tratada podría dañarse si el suelo tratado sucesivamente se expande. Este documento considera en primer lugar el efecto de la inyección de resina en las propiedades de transferencia de terrenos arcillosos expansivos, y concluye que las inyecciones de resina de un terreno arcilloso agrietado pueden reducir la permeabilidad de los macrohuecos de un factor 50. Luego presenta un análisis conceptual de la performance de un tratamiento con resina expansiva de poliuretano, en suelos de cimentación de origen arcilloso-expansivo. Se discute el problema de interacción entre estructura y suelo, identificando en primer lugar las características clave de comportamiento de cada uno de los componentes, y luego teniendo en cuenta la posible interacción. Se concluye con una discusión de cómo la interacción entre suelo y estructura pueda formularse y resolver.

1. INTRODUCCIÓN

Actualmente la inyección de resina expansiva de poliuretano (EPR) es una alternativa comúnmente empleada al apuntalamiento convencional, para corregir asentamientos diferenciales en casas privadas, edificios y losas de pavimento. Los asentamientos diferenciales se corrigen gracias a la presión ejercitada, en cuanto los gases se producen durante la reacción química que forma la resina.

Esta solución no requiere excavación ni la instalación de elementos adicionales de base, puesto que la resina es inyectada directamente bajo el edificio utilizando tubos de aluminio insertados en pequeños taladrados. Este enfoque se aplica a situaciones donde los cambios de volumen se deben a consolidación o compactación, y son irrevocables. Sin embargo, si aplicado a suelos expansivos, donde los cambios de volumen son potencialmente reversibles, es importante entender el comportamiento de las propiedades hidráulicas y de hinchazón del material compuesto resina-suelo, y como la resina puede afectar a la cimentación reparada. Esto ocurre porque las grietas de desecación que se forman durante la contracción del suelo expansivo, se rellenan de resina; esto significa que en el futuro la humidificación del suelo no puede afectar a las grietas. Esto podría llevar a un aumento de la hinchazón vertical que puede sobre-elevar la cimentación arreglada. Los datos disponibles sobre esta técnica de apuntalamiento y sobre el material compuesto por resina de poliuretano y suelo expansivo son muy pocos. El procedimiento de grouting con inyecciones de resina de poliuretano se menciona en Vinson & Michell (1972) pero son más comunes otros tipos de resinas en el grouting (por ejemplo resina epoxídica). Además, las técnicas de grouting se aplican a suelos granulares o rocas trituradas, ya que la presión de inyección de grouting que se necesita para penetrar un material granular es demasiado elevada en los suelos finos (Akbulu & Saglamer 2002). Este documento presenta algunas observaciones experimentales acerca de la resina y de su capacidad de propagarse en una arcilla agrietada y natural. Luego presenta un análisis conceptual de cómo un EPR en arcilla expansiva podría actuar si estuviera sujeto a un exceso de humedad. Esto se considera en función de la facilidad con que el agua puede entrar en el suelo, y de como le afectaría en este caso.



2. INTRODUCCIÓN

La resina expandida de poliuretano se forma de una reacción exotérmica entre un poliol y un isocianato, mezclados en proporciones volumétricas específicas. Una gran cantidad de bióxido de carbono es producida durante la reacción; causando la expansión y produciendo una estructura de espuma donde las burbujas de gas (células) están rodeadas por paredes rígidas. En el caso de EPR esta es una estructura de célula cerrada. Para la aplicación del refuerzo de la cimentación, la resina expande en menos de 10 segundos y endurece dentro de un minuto. La resina utilizada en esta investigación, cuando reacciona sin confinamiento (libre expansión), alcanza un volumen cuarenta veces más grande que el volumen de los componentes iniciales. Cuando la resina se inyecta en el suelo, se desarrolla una presión de expansión, y el volumen alcanzado depende del nivel de confinamiento. Las presiones de hasta 10 MPa son posibles (Favaretti et Al. 2004). Después de la inyección, la resina se considera estable hasta la degradación por radiación UV y por algunos solventes volátiles (por ejemplo acetona) que no deberían encontrarse debajo de un edificio.

3. LA PROPAGACIÓN EN EL SUELO

Se han tomado varios tipos de muestras de suelos compuestos en las zonas inyectadas con resina en el lugar del test de arcilla Maryland (Fityus et Al, 2004).

La figura 1 muestra el material compuesto de resina/suelo en caso de una inyección en la arcilla limosa (A) y en una arcilla residual agrietada (B). Como se ha explicado en Favaretti et Al. (2004), la resina inyectada penetra en el suelo siguiendo el camino más débil. En caso de un suelo agrietado, la resina llena y amplía las grietas existentes. Se observa también que la resina entra en grietas del tamaño de 0,1 mm, aunque la resina no penetra muy lejos en estas grietas tan sutiles. Este fenómeno genera una interfaz de suelo/resina (Figura 1 A). La interfaz es sutil de 1 a 3 mm e incluye una película en la resina. La inyección de la resina se hace generalmente en múltiples "disparos".

Este procedimiento permite que la resina se expanda entre una inyección y la otra evaluando, de esta forma, el efecto de levantamiento provocado por cada disparo. La resina de dos disparos diferentes puede ser identificada en la Figura 1 (A), donde la segunda inyección ha agrietado y penetrado la primera, que por eso está comprimida. Debido a la interacción de estas diferentes inyecciones, la resina inyectada en el suelo es un material heterogéneo de varias capas y con posibles macro-huecos.

La Figura 1 (B) señala una muestra más grande y cómo la resina penetra en la red de grietas formada en el suelo. Las grietas más pequeñas visibles en la Figura 1 (B) son aproximadamente de 1 mm de ancho.

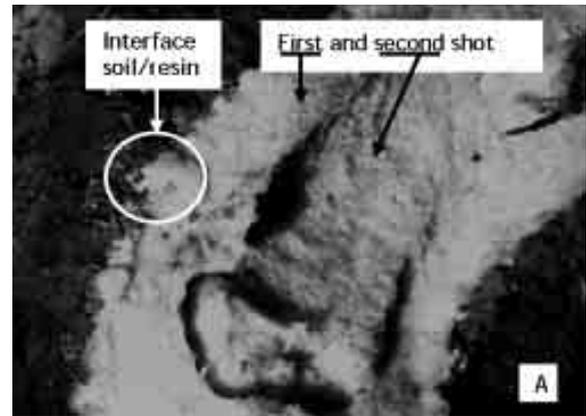


FIGURE 1: IMAGEN DE UN MATERIAL COMPUESTO POR SUELO/RESINA. (A) INYECCIÓN DE RESINA EN ARCILLA LIMOSA. LA ANCHURA DE LA CAPA DE RESINA ES DE UNOS 20 MM. (B) INYECCIÓN DE RESINA EN LA ARCILLA RESIDUA.

4. IMPACTO EN LAS PROPIEDADES DE TRANSFERENCIA DEL SUELO

La permeabilidad que hay que considerar en un suelo de cimentación no es la de un elemento básico de suelo (ped), sino la permeabilidad de la masa estructurada de suelo. Se ha demostrado que los suelos naturales están constituidos por vacíos de inter-partículas y macro-poros con grietas, y los huecos debidos a raíces o gusanos (Jayawickrama & Lytton 1993). Varios modelos de porosidad doble o permeabilidad doble han sido propuestos para captar el flujo posible a través de los elementos del suelo y en los macro-vacíos (por ejemplo Chertkov & Ravina 2000). Al inyectar la resina en la arcilla expansiva, la permeabilidad de los elementos del suelo no cambia, pero la resina llena los macro-vacíos limitando el flujo de agua en las grietas y reduciendo drásticamente la permeabilidad de la masa de terreno. La técnica de pruebas en situ de la permeabilidad aérea se ha utilizado para evaluar el impacto de la resina en las propiedades de transferencia de una masa agrietada de terreno. El arreglo experimental, como utilizado por Wells et Al. (2006), se puede ver en la Figura 2 (A). Los resultados de las pruebas de la permeabilidad aéreas se encuentran en la Figura 2(B). El punto de inyección de la resina se ha situado a 1 m debajo de la superficie y se han realizados pruebas en la zona inyectada (KI de permeabilidad) y en una zona no inyectada (la permeabilidad KNI). En esta prueba, la presión de inyección ha aumentado



progresivamente y cantidad del flujo y de la presión se han medido periódicamente. La inclinación de la relación de la cantidad de flujo-presión es proporcional a la permeabilidad de la masa de terreno. El KNI/KI era 55 a una profundidad de 600 mm y 40 a una profundidad de 450 mm, mientras que la dispersión natural de los resultados, debida a la heterogeneidad del suelo corresponde sólo al factor 2. Así se puede concluir que la presencia de la resina en las grietas reduce drásticamente las propiedades de transferencia de agua de la masa de terreno, evitando que el agua penetre por las grietas. Como resultado de la inyección de resina, las características dobles de la permeabilidad son eliminadas, por lo menos localmente. Una consecuencia importante de esto es la extensión del tiempo para la saturación de la masa de terreno y la necesidad de una gran lluvia para saturarlo.

4. MODELO CONCEPTUAL DE LA INTERACCIÓN DE LA ESTRUCTURA RESINA-SUELO

5.1. Factores claves

Sin tener en cuenta una inyección de EPR, es complejo analizar cuando la subbase de arcilla agrietada levanta una cimentación si se impregna de agua. La respuesta de la parte tratada depende de muchos factores, inclusive el potencial de hinchazón del suelo arcilloso cuando está sujeto a un complejo arreglo de confinamiento; depende de la capacidad de la resina de ser aplastada por las fuerzas generadas por la arcilla en expansión; depende de la carga de confinamiento aplicada en la base, que varía según el levantamiento diferencial de la base por la hinchazón localizada de la arcilla, causando una presión de contacto a lo largo de su base hasta llegar a no ser uniforme.

5.2. El comportamiento de la arcilla de hinchazón

En general, una arcilla expansiva se hinchará si se le permite tomar agua en un estado de sequedad. El nivel de su hinchazón depende del grado natural de expansión de la arcilla, de cuánto está seca (de cuanta agua puede tomar) y de qué tensión se actúa para suprimir la recepción de agua y su consecuente hinchazón. Simplemente, por un dado valor inicial de agua, un terreno expansivo llegará a una expansión máxima si es inundado en un estado libre, sin confinamiento y mantendrá su volumen si se aplica - al inundarse - una suficiente tensión de confinamiento (mayor o igual a su presión de hinchazón). Para tensiones de confinamiento intermedias, el suelo tendrá un grado intermedio de expansión. Si el suelo está expuesto a un estado totalmente anisótropo de tensión, a un completo confinamiento lateral o a un menor confinamiento vertical o a ningún confinamiento, entonces se hinchará en dirección vertical, realizando deformaciones verticales en exceso con respecto de los casos en que el suelo se expande libremente en todas las direcciones. En el caso de una arcilla desecada en la que todas las grietas se llenan con EPR, tal condición existe (por lo menos hasta que hay esfuerzo de compresión significativo en el EPR).

5.3. El comportamiento de la resina

Aunque el EPR pueda ejercer una gran presión durante su reacción de formación, una vez endurecido, no ejerce más carga que en los casos de tensión existente en el suelo en su alrededor. De hecho hay algunas pruebas que sugieren su contracción (muy ligera) después de endurecer, bajando así su estado de tensión. La resina de EPR utilizada en este estudio muestra una respuesta a tensiones de compresión que se aproxima al estado de elasticidad y plasticidad lineal. Se deforma en cuanto un material elástico, de rigidez relativamente alta, llegue a un nivel de rendimiento de tensión, más allá del cual se deforma plásticamente bajo grandes tensiones sin atraer una carga mayor.

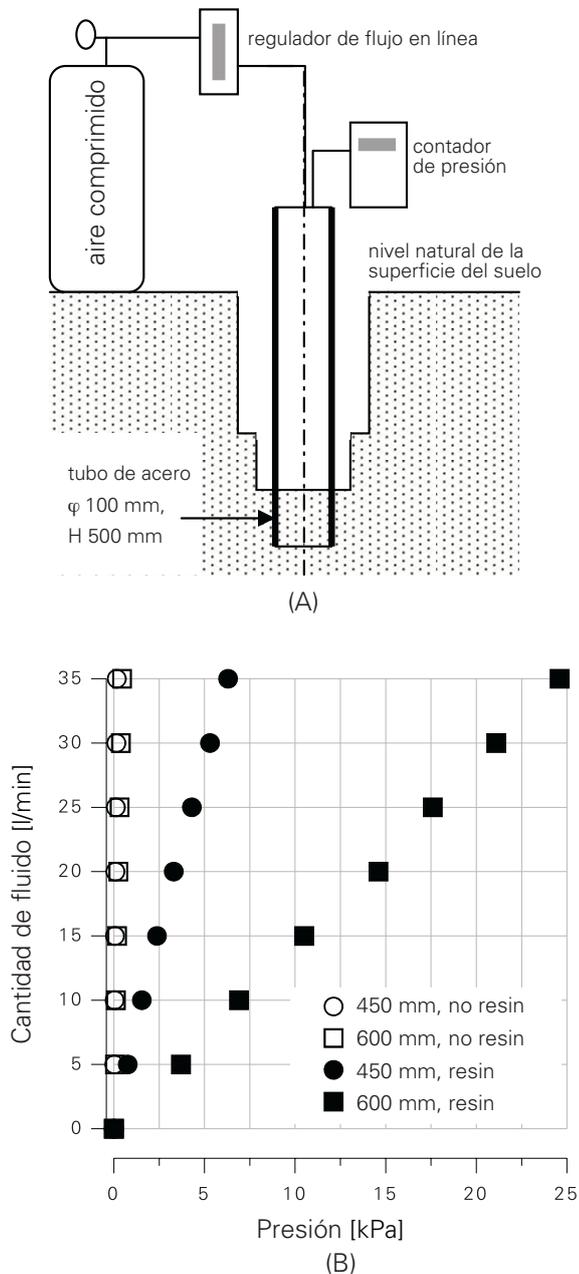


FIGURE 2: (A) DISPOSITIVO EXPERIMENTAL DE PERMEABILIDAD AÉREA PARA MEDIR EL VOLUMEN DE PERMEABILIDAD EN UN SUELO ESTRUCTURADO. (B) RESULTADOS EN SITU DE LAS MEDICIONES DE LA PERMEABILIDAD AÉREA EN ARCILLA AGRIETADA.



5.4. El comportamiento de la estructura

Según Walsh & Cameron (1997), la casa australiana típica puede cargar de 10 kPa a 50 kPa. Estos son valores bastante modestos, pero en general, actúan uniformemente sobre grandes áreas. Estos valores son muy bajos si se comparan a las presiones de la expansión del EPR o a la presión de hinchazón, que pueden ser ejercidos por arcilla expansiva típica. Por consiguiente, la presión ejercida por una base uniformemente apoyada es más breve que la que se necesitaría para suprimir completamente la hinchazón de arcillas subyacentes, o para redirigir la hinchazón vertical que presiona actuando lateralmente y para aplastar la resina en las grietas. Comparado a otros componentes en el sistema, la cimentación y la estructura son muy rígidas y no ceden. Sin embargo, si se aplica bastante presión, pueden llegar a romperse. Las cimentaciones mismas son relativamente rígidas y ceden muy ligeramente. La acción de la estructura compuesta se complica por la presencia de una capa aislante contra la humedad que separa la estructura de la cimentación. Muniruzzaman (1997) realizó una serie de pruebas experimentales en una estructura de tamaño natural (pared de ladrillo más fundación) para investigar la respuesta de la pared a diferentes movimientos del suelo. Como en muchas casas australianas, la estructura investigada presentaba una capa aislante contra la humedad por encima de las dos primeras capas de ladrillo. Esto es importante ya que permite que exista un espacio entre la base y la pared, en caso de movimientos de suelo, una subida de uno o de ambos lados, se provoca una deformación cóncava (Figure 3). Por consiguiente, se crea un efecto arqueado, por lo cual los espacios de la casa entre los dos lados de la cimentación y su carga se redistribuyen como se indica en la Figura 3.

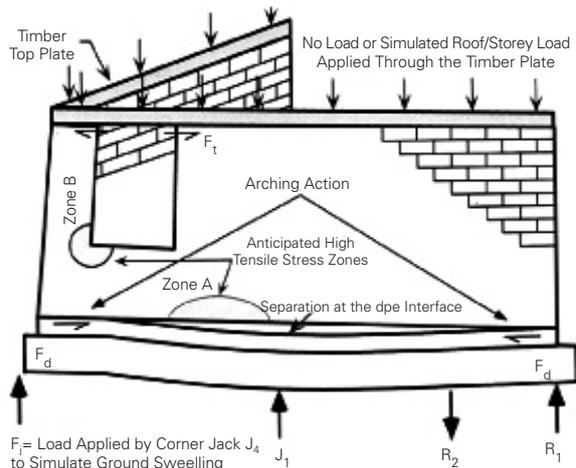


FIGURE 3. RESPUESTA DE UNA ESTRUCTURA DE ALBAÑILERÍA A DIFERENTES DEFORMACIONES DE LA CIMENTACIÓN (DESPUÉS DE MUNIRUZZAMAN, 1997)

La distribución de la carga en la cimentación es muy complicada, porque depende no sólo de su contacto irregular con la estructura, sino también, de su contacto con el suelo de cimentación. En el peor caso, el suelo llega a estar mojado de manera localizada (por ejemplo, sale de un tubería) en la

parte más extrema de la cimentación, por eso el área de hinchazón es muy localizada. Ésta es la situación peor, dado que una zona más impregnada produce una mayor hinchazón y un levantamiento uniformes; el espacio entre los puntos de contacto con el suelo se reduce, llevando más a una acción de inclinación que a una acción de flexión. La figura 4 presenta una ilustración esquemática de 4 etapas de desvío en una situación de hinchazón localizada debajo del lado izquierdo. Como el lado izquierdo está levantado y no tiene un apoyo uniforme (condición 1), la porción central empieza a desprenderse de la cimentación, a una distancia (dL) que aumenta al aumentar el lado izquierdo (condición 2-4). La acción de la carga que ya no es llevada por el dL de intervalo, se redistribuye a los dos lados de la cimentación, aumentando la presión sobre el área de contacto por encima de la arcilla de hinchazón, d_c . Al aumentar el dL de distancia ($dL_2 < dL_3 < dL_4$), aumenta la presión de d_c , aumentando la tensión vertical en la arcilla de hinchazón, y de ahí, suprimiendo cualquier tipo de hinchazón.

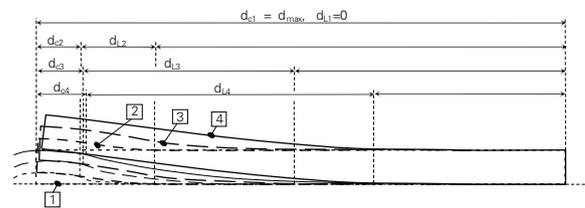


FIGURE 4: REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA DE UNA SITUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN LA PARTE IZQUIERDA DE UNA CIMENTACIÓN. EL ÁREA DE CONTACTO AUMENTA SOLO LIGERAMENTE, MIENTRAS QUE EL ÁREA DE DESPEGUE AUMENTA APRECIABLEMENTE, DISTRIBUYENDO LA CARGA DETRÁS DEL ÁREA DE CONTACTO.

5.5. El punto más importante del problema

A la luz de lo arriba mencionado, es evidente que el problema que se debe considerar al utilizar EPR en fundaciones de suelo expansivo es: ¿la redistribución de la presión en la arcilla expansiva puede llegar a ser lo suficiente grande para suprimir cualquier hinchazón? O ¿causa hundimientos de EPR antes de que la estructura alcance un desvío diferencial suficiente para causar un daño estructural?

5.6. Solución del problema

Obtener la respuesta a esta pregunta es una tarea difícil. En los casos específicos, se obtendría una respuesta gracias al desarrollo de un modelo de elemento finito no lineal que puede modelar la cimentación como una jácena, con cargas estructurales distribuidas que actúan sobre ésta. Se puede simplificar suponiendo que la estructura quede intacta y levantada en la capa aislante - debida al arqueamiento - causando la flexión de ambos lados de la cimentación. El modelo de suelo de la cimentación utilizado para el compuesto tierra-resina deberá ser considerablemente más evolucionado que el modelo de Winkler, empleado comúnmente en los análisis estructurales. Hay que justificar una relación no lineal (posiblemente semi-logarítmica)



entre la presión limitada y el volumen de suelo. Se necesita también un comportamiento anisótropo y elasto-plástico, para que, bajo combinaciones prácticas de presión vertical y lateral, expanda o comprima en dirección vertical, o en dirección lateral, se pueda justificar el comportamiento de la resina en el compuesto. El trabajo progresa en la formulación de un modelo de elemento finito. El trabajo se está dirigiendo también hacia un enfoque más sencillo. En la escala de un suelo natural agrietado el objetivo es de modelizar el compuesto, no como un continuum, sino como un arreglo no homogéneo de los elementos del suelo y de la resina, cada uno con su propio comportamiento mecánico. Un modelo preliminar para describir el comportamiento de hinchazón ha sido propuesto por Buzzi y Al. (2007).

6. CONCLUSIONES

La determinación de cuando EPR puede ser utilizado para tratar fundaciones expansivas desviadas de terreno, sin efectos adversos, es un problema complejo. Gracias al mejor conocimiento y a la experiencia del comportamiento fundamental de la resina, el suelo y el compuesto de resina-suelo, es posible formular un modelo conceptual de comportamiento de fundación, que será aplicado de forma optimizada, en futuro. Este documento indica que la probabilidad que una fundación de arcilla tratada llegue a impregnarse después una breve exposición a la lluvia o una tormenta, disminuye apreciablemente al reducir la permeabilidad al agua; esto se logra a través del relleno de grietas y macropores con resina. Aquí no se considera la probabilidad de que la cimentación tratada llegue a impregnarse por exposición prolongada al agua o por exceso de humedad del suelo, pero está dirigida hacia otros aspectos de esta investigación. La discusión expuesta aquí también indica que es probable que una inyección de EPR pueda ser utilizada para reparar fundaciones dañadas, por lo menos bajo ciertas condiciones, y que se puede conseguir una metodología para determinar cuáles son estas condiciones.

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación ha sido llevada a cabo con el apoyo financiero del Concejo australiano de Investigación (ARCO). Los autores también quieren agradecer Mainmark Uretek, Sydney, por el apoyo adicional, financiero y técnico.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] Akbulu, S. and Saglamer, A. (2002). Estimating the groutability of granular soils: a new approach. *Tunnelling and Underground Space Technology* 17, 371–380.
- [2] Buzzi, O. P. , Fityus, S. G. and Sloan, S. W. (2007). Proposition for a simple volume change model for expansive saturated soils. Accepted for NUMOG X conference, Rhodes.
- [3] Chertkov, V. Y. and Ravina, I. (2000). Shrinking - swelling phenomenon of clay soils attributed to capillary-crack network. *Theoretical and Applied Fracture Mechanics* 34, 61-71.
- [4] Favaretti, M. , Germanino, G. , Paschetto, A. and Vinco, G. (2004). Interventi di consolidamento dei terreni di fondazione di una torre campanaria con iniezioni di resina ad alta pressione d'espansione. XXII CONVEGNO NAZIONALE DI GEOTECNICA Palermo. 1-19.
- [5] Fityus, S. G. , Smith, D. W. and Allman, M. A. (2004) An expansive soil test site near Newcastle. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 130, 7, 686-695.
- [6] Jayawickrama, P. W. and Lytton, R. L. (1993). Conductivity through macropores in compacted clays. 7th International Conference on Expansive Soils, Dallas. 99-104.
- [7] Muniruzzaman, A. (1997). A study of the service ability University of Newcastle. Unpublished.
- [8] Vinson, T. S. and Michell, J. K. 1972. Polyurethane foamed plastics in soil grouting. *J. of Soil Mech. and Found. Div. ASCE. SM6*, 579-602.
- [9] Walsh, P. and Cameron, D. 1997. The design of residential slabs and footings. Standards Australia.
- [10] Wells, P. A. , Fityus, S. G. , Smith D. W. and Moe, H. (2006). The indirect estimation of saturated hydraulic conductivity of soils, using measurements of gas permeability. I. Laboratory testing with dry granular soils. *Australian Journal of Soil Research*. 44, 719-725.



6

CONSOLIDACIÓN DEL SUELO A TRAVÉS DE LA INYECCIÓN DE RESINAS DE POLIURETANO PARA ATENUAR EL HINCHAMIENTO Y LA CONTRACCIÓN DE SUELOS ARCILLOSOS

Documento presentado en SEC 2008 - Symposium International Sécheresse et Construction Francia: París 1 - 7 de septiembre de 2008

Alberto Paschetto
Urettek S.r.l., Verona – Italia

Matteo Gabassi
Urettek S.r.l., Verona – Italia

Gianluca Vinco
Urettek S.r.l., Verona, Italia

Cristiano Guerra
Universidad de Urbino, Urbino – Italia

RESUMEN

El número aún más creciente de riesgos debidos a la sequía ha implicado la necesidad de estudiar la relación entre las frecuencias de precipitación y los fenómenos fisurativos. Se han estudiado los datos de precipitación y el número de riesgos de un área geográfica limitada, con el objetivo de determinar el índice más idóneo para prever - en el futuro - los períodos problemáticos. Además se han estudiado los efectos de la sequía sobre el suelo de cimentación a fin de elaborar un método para solucionar o prevenir problemas de construcción relacionada al hinchamiento y a la contracción de terrenos arcillosos. La comparación de los efectos sobre el terreno de la sequía y de la inyección de resinas de elevada presión de expansión ha demostrado que éstas son bastante parecidas en términos de incremento de rigidez, pero la mayor densidad del terreno comprimido por la inyección de resinas impide - en futuro - elevadas variaciones volumétricas.

1. INTRODUCCIÓN

No siempre es fácil entender la relación entre los cambios climáticos extremos registrados en el reciente pasado y los riesgos hidrogeológicos, especialmente aquéllos causados por la sequía en los terrenos arcillosos. Se han estudiado muchos datos relativos a un área geográfica limitada en Italia, con el objetivo de determinar la relación entre el incremento del número de los riesgos y la disminución de las ocurrencias de lluvia. La zona que comprende la baja Romaña (provincias de Rimini y Forlì Cesena) las Marche septentrionales (provincia de Pesaro Urbino) y la República de San Marino, pertenecientes todas a la cuenca hidrológica del río Marecchia, representa una interesante área de estudio por sus características geológicas y geomorfológicas y por la disponibilidad sea de datos de precipitación ordenados en series representativas, sea por la monitorización de los riesgos hidrogeológicos.

1.1. Análisis de las series de precipitaciones

Se han considerado cuatro diferentes estaciones esmeteorológicas: Rimini, San Marino Monte Titán, Novafeltria y Pennabilli. De todas estas estaciones se han recogido datos por más de 80 años y que demuestran situaciones climáticas y geomorfológicas diferentes.

En un reciente pasado, en este área se ha notado una disminución general de la ocurrencia de la media mensual de las precipitaciones, en particular durante las estaciones invernales. Además se ha observado un aumento del valor máximo de precipitación en otoño y una extrema reducción de las precipitaciones nevadas. Las últimas décadas han sido caracterizadas por la alternancia de años muy áridos (1993, 1994, 1998, 2000 y 2007) extremadamente áridos (2003) muy lluviosos (1996 y 1999) y extremadamente lluviosos (2005). Los datos relativos a los acontecimientos de lluvia han sido tratados con el objetivo de conseguir un índice que enseñara, sobre base mensual, los períodos caracterizados por condiciones no estándar. El índice SPI (Standardized Precipitation Index) ha sido utilizado con una distribución Gaussiana con media igual a 0 y varianción igual a 1, que permite comparar estaciones muy lejanas entre ellas y en condiciones orográficas diferentes. El tratamiento de los datos empezó en 1960.

Valores de SPI incluidos entre -1.0 y 1.0 indican períodos estándar, entre 1.0 y 1.5 moderadamente lluviosos, entre -1.0 y -1.5 moderadamente áridos, entre 1.5 y 2.0 períodos muy lluviosos, entre -1.5 y -2.0 muy áridos, y por fin sobre 2.0 extremadamente lluviosos y bajo -2.0 extremadamente áridos. Ha sido elegido un índice SPI de 6 meses porque durante este período las lluvias condicionan mucho la escorrentía de infiltración y la superficie de la capa freática.



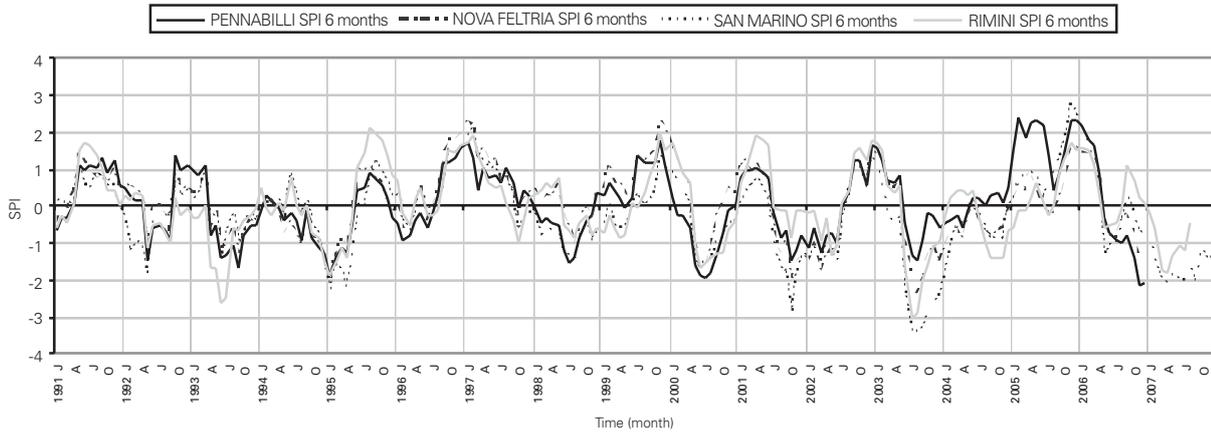


FIGURA 1: SPI (SOBRE BASE MENSUAL) DE LAS CUATRO ESTACIONES METEOROLÓGICAS DE REFERENCIA.

El gráfico evidencia, sobre una base regional, los períodos extremadamente lluviosos y, sobre todo, los períodos extremadamente áridos que han caracterizado la cuenca hidrológica del río Marecchia. Entre 1991 y 2006 el valor medio de SPI ha superado 2.0 en el otoño de 2005 y, por el otro lado, ha bajado tres veces debajo de -2.0, en el invierno de 1995, en el verano de 2003 y en la primavera de 2007. En los anteriores treinta años, 1961 -1990, el valor medio de SPI no ha superado nunca 2.0 y sólo ha bajado una vez debajo de -2.0. Para comparar los recientes cambios climáticos con de los riesgos hidrogeológicos máximos, ha sido elaborados un gráfico en función del tiempo, que encierra sea las intensidades de precipitación sea los riesgos registrados.

interesados por asentamientos diferenciales y de fracturas, se ha introducido otro índice para cuantificar los riesgos debidos al desecamiento del suelo de fundación, sobre base regional. El curso de SPI de las cuatro estaciones parece bastante similar, por lo tanto se decide considerar el valor medio para poder simplificar así la comprensión del gráfico. Se observa una estrecha relación entre el curso del índice SPI calculado y los períodos en que los riesgos se han registrado. A un valor SPI muy bajo siempre corresponde, a veces con cierto retraso, un número muy elevado de riesgos observados. El valor SPI aparece por lo tanto como un índice muy importante para registrar los cambios climáticos, que están señalados por el incremento del número de eventos extremos y sobre todo por la mayor frecuencia y por la mayor duración de los períodos extremadamente áridos.

1.2. Relación entre la frecuencia de sequía y el número de riesgos

Partiendo del número de los daños registrados y de las intervenciones de mejora en edificios

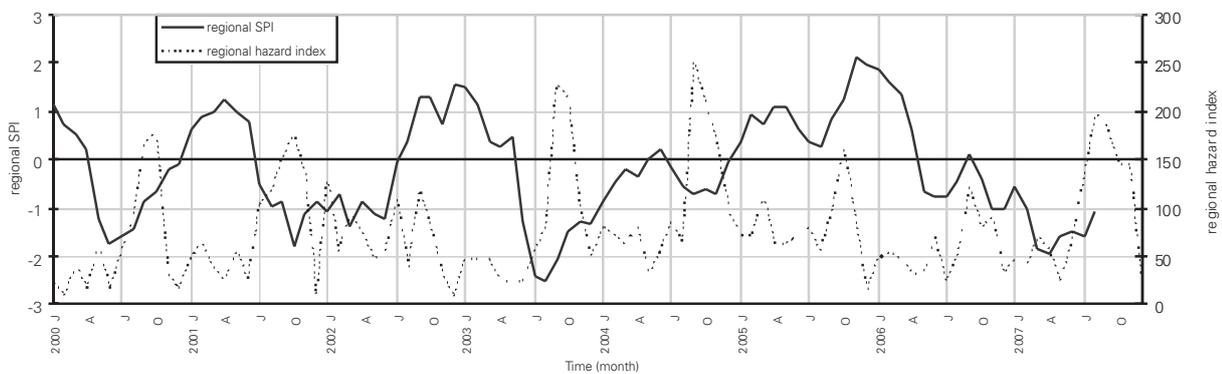


FIGURA 2. GRÁFICO DE SPI REGIONAL (SOBRE BASE SEMESTRAL) Y DEL ÍNDICE DE RIESGO REGIONAL



2. MEJORA DEL TERRENO CON LA TECNOLOGÍA URETEK

Las inyecciones profundas Uretex constituyen una técnica de mejora muy particular, que consiste en inyecciones locales en el terreno de una resina de elevada presión de expansión; ésta produce una notable mejora de las propiedades geotécnicas del suelo de fundación.

Después de inyectar el terreno que hay que tratar, enseguida la resina empieza a expandirse. La presión, desarrollada por la resina expansiva, provoca en un primer momento la compactación del terreno circunstante por lo tanto causa el levantamiento de la estructura superior; estos movimientos se registran a través de un receptor láser anclado a la construcción.

2.1. Comparación de los efectos sobre el terreno de la sequía y de las inyecciones Uretex

La comparación de las pruebas penetrométricas ejecutadas en la misma área antes y después de un largo período de sequía, muestra un aumento de la resistencia penetrométrica; se notan efectos parecidos antes y después de la inyección de una resina de elevada presión de expansión. Las siguientes figuras muestran las resistencias observadas en pruebas conducidas en San Marino en 1997 y en 2007 en la misma área y durante un test de inyección de resinas.[1]

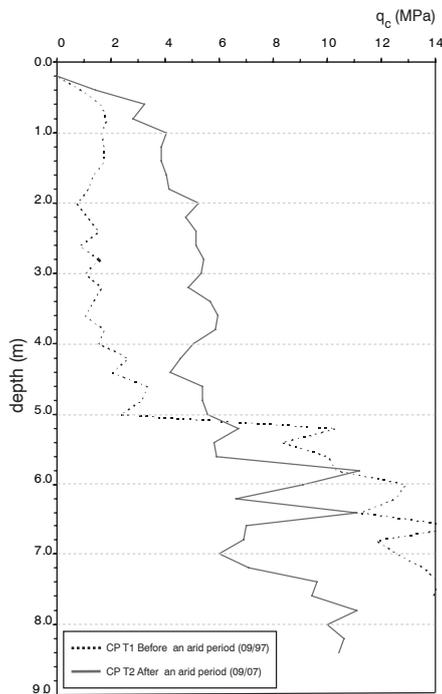


FIGURA 3. COMPARACIÓN DE LAS PRUEBAS PENETROMÉTRICAS CONDUCTIDAS ANTES Y DESPUÉS DE UN PERÍODO ÁRIDO.

[1] Nota: La figura 4 ilustra el efecto de una sola inyección a la profundidad de 2,80 m. En el caso del tratamiento de una cimentación se realizan inyecciones múltiples, con efectos sobre la entera superficie tratada combinados con un efecto de grupo.

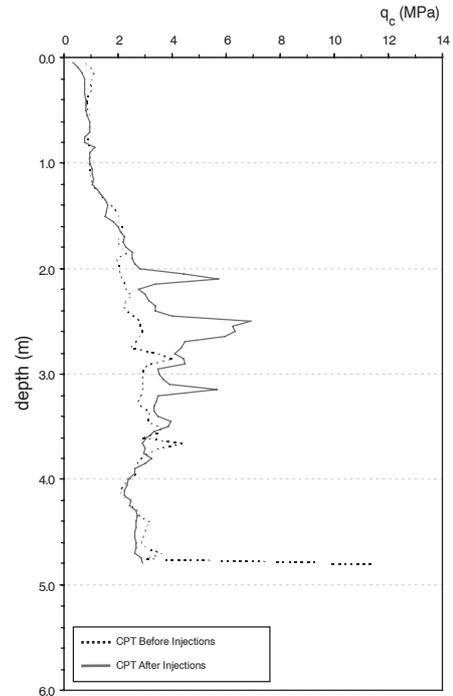


FIGURA 4. COMPARACIÓN DE LAS PRUEBAS PENETROMÉTRICAS CONDUCTIDAS ANTES Y DESPUÉS DE LA INYECCIÓN DE 20 KG DE RESINA HASTA UNA PROFUNDIDAD DE 2,80 M.

Durante los períodos áridos la disminución del índice de los vacíos, debida a la disminución del contenido de agua natural w , provoca una pérdida de volumen según una curva parecida a la curva en la figura 5, que se puede determinar a través de una prueba en seco en laboratorio.

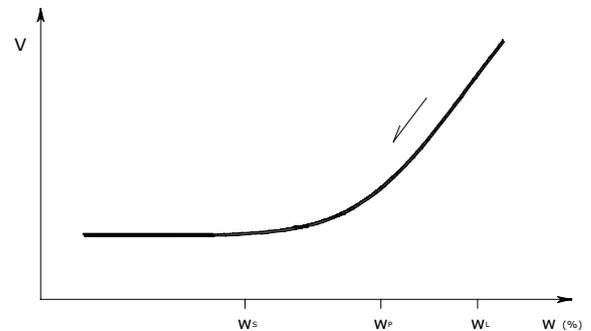


FIGURA 5. RELACIÓN ENTRE EL VOLUMEN Y EL CONTENIDO DE AGUA NATURAL w

El gráfico muestra cómo el volumen disminuya hasta alcanzar el valor w_s ; debajo de este valor una ulterior pérdida de agua ya no implica una reducción de volumen.

El contenido de agua natural se puede calcular como la relación entre el peso del agua y el peso del terreno:

$$w = \frac{P_w}{P_s} = \frac{\gamma_w \cdot V_w}{\gamma_d \cdot V} \quad 1)$$

En el caso de terrenos saturados ($S_r=100\%$) la variación de volumen es igual a:

$$\frac{\Delta V_w}{V} = \frac{\Delta V}{V} = \frac{\gamma_d}{\gamma_w} \cdot \Delta w \quad 2)$$



Gracias a esta fórmula se puede determinar la variación del contenido de agua natural debida a la variación del volumen de agua.

3. CASE HISTORY

Para simplificar el procedimiento arriba mencionado se cita una interesante documentación casuística acerca de la mejora del suelo de cimentación de un edificio residencial en Antibes Juan Les Pins, Francia, interesado por grietas difusas en la estructura de elevación. El edificio apoya por arriba de unas cimentaciones continuas, profundas 0,7 m y anchas 0,5 m, y está situado en un área urbana con una leve pendiente. El edificio consta de un núcleo principal con alrededor unos pasajes peatonales, es de forma rectangular y tiene dos plantas. Los daños estructurales se concentraban en particular en el perímetro del edificio.

Las primeras grietas aparecieron durante el verano de 2003 concentradas sobre los muros externos. El período extremadamente árido, cuando el riesgo estaba más acentuado, y además la distribución de las grietas, hacen pensar en un hundimiento causado por la sequía.

3.1. Condiciones Geotécnicas

Durante el agosto de 2007, para determinar la naturaleza geológica del suelo de cimentación y sus características mecánicas, se ha ejecutado una investigación geotécnica que incluyó cuatro pruebas penetrométricas dinámicas, dos sondeos, cinco pruebas presiométricas y pruebas de laboratorio como la determinación de los límites de Atterberg y del contenido natural de agua, además de pruebas en seco y pruebas de hinchazón edométrica. El terreno de cimentación está caracterizado por la presencia de 0,6 m de grava seguida por terrenos arcillosos ($9,7 < E_p < 33,0$ MPa; $0,87 < P_l < 2,91$ MPa; $31 < PI < 39\%$; $\gamma_d = 17$ kN/m³) y por limo arenoso que empieza a una profundidad de 7.0 m. Las pruebas en seco conducidas en la arcilla muestran que una variación del contenido de agua de 1,0% comporta una variación de la altura relativa del 0,5%; eso significa 5 mm de hundimiento, si se considera un metro de suelo de fundación.

3.2. Operaciones de mejora del suelo

Las operaciones de mejora del suelo, ejecutadas por debajo de los 46 metros de las fundaciones superficiales continuas del edificio principal, han tardado cuatro días y medio de trabajo. Se ha inyectado en tres diferentes niveles de profundidad, mejorando los primeros tres metros del terreno de cimentación.

Considerando un factor de expansión igual a 4 (De los Svaldi et al., 2005) el volumen medio expandido de resina de poliuretano inyectada era de unos

40 dm³ por cada metro cúbico de terreno inyectado. Examinando una unidad de volumen de terreno tratado, se puede calcular el coeficiente de sustitución del volumen y el porcentaje de la relación entre el volumen de resina y el volumen de suelo:

$$RV = \frac{V_r}{V} = \frac{40}{1,000} \cdot 100 = 0,040 = 4,0\% \quad 3)$$

Considerando el volumen reemplazado (V_r) de la fórmula (3) igual a la variación del volumen de agua (ΔV_w) se obtiene el contenido natural de agua (Δw).

$$\Delta_w = \frac{\Delta V_w}{V} \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_d} = 0,040 \cdot \frac{10}{17} = 0,023 = 2,3\%$$

Este valor, junto a la curva de la prueba en seco, permite la evaluación de una futura disminución de los hundimientos, causada por una ulterior pérdida de agua de unos 35 mm.

4. CONCLUSIONES

Partiendo del análisis de las series de precipitaciones, se ha elegido un índice interesante para observar el curso de los períodos lluviosos y áridos que han caracterizado las últimas décadas.

Este curso ha sido comparado con el número de los daños indicados y con las intervenciones de restablecimiento para evaluar la influencia de la sequía sobre las grietas.

Por lo tanto, se han observado los efectos de una tecnología de mejora del terreno que comporta inyecciones de resina de elevada presión de expansión, con el objetivo de valorar su eficiencia en la atenuación de la hinchazón y la contracción de terrenos arcillosos.

Por lo tanto, ha sido presentado un método de cálculo de la disminución de los hundimientos.

La sustitución del agua del suelo con resina reduce mucho los posibles hundimientos futuros provocados por una ulterior pérdida de agua al disminuir el contenido de agua natural, sin embargo deberían considerarse también otros efectos. En las próximas investigaciones serán analizados, además de la influencia de la expansión de la resina acerca de la absorción/liberación del agua del suelo, también los efectos de la homogeneización del estado tensional por debajo de la cimentación, y de la reducción de la permeabilidad con respecto a la limitación de la rehidratación.



7

REDUCCIÓN DE LAS VIBRACIONES A TRAVÉS DE LA INTRODUCCIÓN EN EL TERRENO DE UN CUERPO AISLANTE FÁCIL DE COLOCAR, EFICIENTE Y ECONÓMICO

Documento presentado en
Christian Veder Kolloquium
Austria: Graz, 27 - 28 de marzo de 2008

1. INTRODUCCIÓN

Generalmente las vibraciones tienen un efecto de molestia en su alrededor, pueden influenciar negativamente los edificios circunstantes y la calidad de la vida de las personas que viven en los mismos. En casos extremos podrían llevar hasta la pérdida de la función y a la superación del estado límite de servicio. Por eso, la elección y la realización de una eficiente medida de reducción de las vibraciones siempre es parte integrante del proyecto de estructuras de elevado potencial de vibración. Por ejemplo vías, fundaciones de máquinas o bien estructuras próximas a estas fuentes de vibraciones.

En la elección de una medida de reducción de las vibraciones es necesaria la distinción entre fuentes de vibraciones presentes y previstas. Por las fuentes presentes, el problema es la sucesiva instalación de la medida anti-vibraciones. En este caso, la intervención puede basarse en la medida real de las vibraciones calculada sin problemas. En edificios nuevos, es difícil pronosticar exactamente las características de las vibraciones, ya que en la mayor parte de los casos es imposible considerar todos los parámetros, sin recurrir a simplificaciones, como - por ejemplo - la interacción entre fuentes vibratorias y el terreno presente o la estructura a proteger.

A esto se suman, en particular por lo que se refiere a los edificios existentes, los elevados gastos de realización de medidas de emisión o de inmisión (en correspondencia de la fuente o del objeto a proteger). En emisión, para reducir las vibraciones producidas por una vía férrea, haría falta reemplazar vías, ruedas y/o terrapleno: esto molestaría el tráfico y comportaría costes muy elevados. En inmisión, para insertar soportes elásticos entre la fundación y el suelo, hace falta realizar un empalme que es muy oneroso y a veces no realizable sucesivamente, especialmente en edificios antiguos. Un cuerpo aislante interpuesto en

P. Sadegh-Azar

M. Ziegler

Lehrstuhl für Geotechnik im Bauwesen,
RWTH Aachen

vertical en el terreno, entre la fuente de las vibraciones y la estructura a proteger, o bien en la zona de transmisión, representa una excelente medida de reducción de las vibraciones. Se puede colocar también después de la entrada en función de la fuente de vibraciones y por lo tanto se realiza basándose en la medición de las vibraciones.

Se puede también realizar en presencia de particulares condiciones al contorno, por ejemplo viejos edificios, o bien donde las clásicas medidas de reducción de las vibraciones no se puedan adoptar.

A pesar de las múltiples ventajas, a causa de los varios problemas relacionados a la realización de trincheras vacías, que representan un excelente aislador, o a los costes elevados de trincheras hormigón, que necesitan de un notable espesor para ser eficaces, estas aplicaciones no han tenido gran difusión.

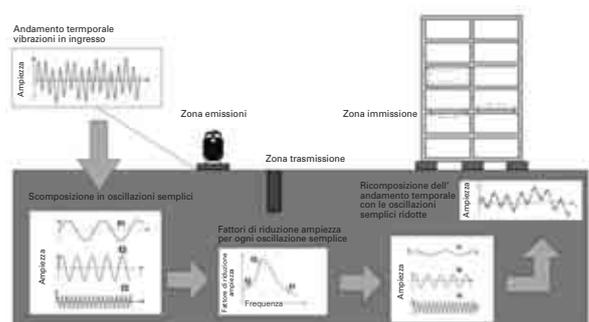


FIG. 1: REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA DEL PRINCIPIO DE FUNCIONAMIENTO DE LOS CUERPOS AISLANTE VERTICALES.

2 PROPAGACIÓN DE LAS ONDAS EN EL TERRENO

Las vibraciones generadas por diferentes fuentes, como tráfico sobre carriles y maquinarias, se propagan en el suelo bajo forma de ondas. En el caso de una fuente sobre la superficie de un semi-espacio elástico, la energía se traslada a través de ondas Rayleigh, de compresión y de corte de contorno.



Según Richart et al. (1970) a una distancia igual a $d=2,5\lambda_r$ (λ_r =longitud de la onda de Rayleigh) de una fuente, nos encontramos en una situación "far field". Woods (1968) estudió la propagación de las diferentes tipologías de ondas a esta distancia (fig. 2). Del análisis de los efectos dinámicos en superficie de Miller y Pursey, (Miller & Pursey 1955) se ha comprobado que la energía se transmite por el 67% bajo forma de ondas Rayleigh, el 26% con ondas de corte y el 7% con ondas de compresión. En otras situaciones, estos porcentajes pueden cambiar. Con propagación de ondas Rayleigh en dirección x hay deformaciones sea en dirección x que en dirección z. En la figura 3 se ilustra la relación entre los desplazamientos en profundidad, determinada por normativa, igual a $Z=z/\lambda$ [-], y los desplazamientos en superficie ($z=0$), dividida por la dirección x y z y por los diferentes valores del coeficiente de Poisson. De esta figura se deduce que la amplitud del desplazamiento en profundidad disminuye rápidamente. La amplitud del desplazamiento vertical V (en dirección z) tiene su máximo en proximidad de la superficie. El máximo desplazamiento horizontal H, en dirección x, está exactamente en correspondencia de la misma.

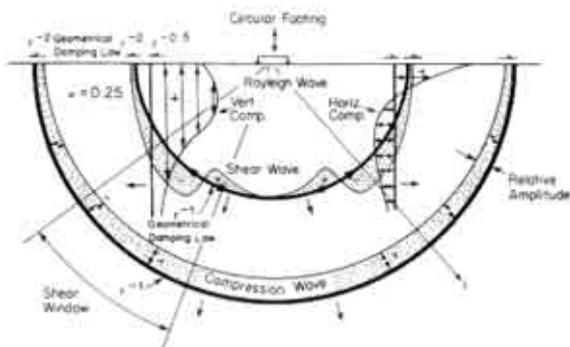


FIG. 2: DESPLAZAMIENTOS POR UN SEMI-ESPACIO ELÁSTICO DEBIDOS A VIBRACIONES DE UNA FUNDACIÓN CIRCULAR (WOODS 1968).

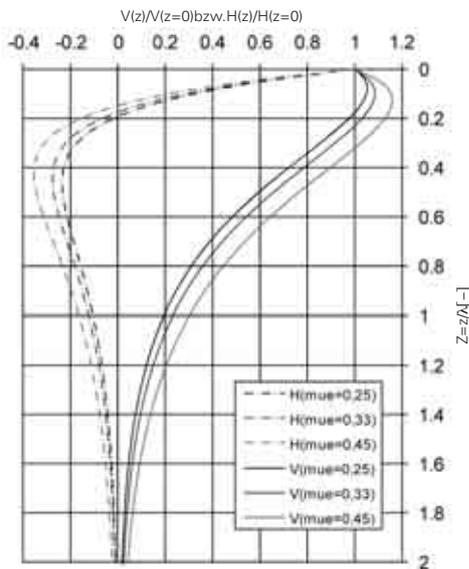


FIG. 3: DESPLAZAMIENTOS DEBIDOS A UNA ONDA RAYLEIGH EN DIRECCIÓN HORIZONTAL (H) Y VERTICAL (V) POR DIFERENTES VALORES DEL COEFICIENTE DE POISSON μ .

3 EFECTOS DE LOS LÍMITES DE LA ZONA DE PROPAGACIÓN Y EXTREMIDAD DEL MATERIAL SOBRE DIFERENTES TIPOLOGÍAS DE ONDAS

Discontinuidad, obstáculos, límites de la zona de propagación o cambio del material a lo largo del recorrido de difusión de las ondas vibratorias generan reflexiones, difracciones (desviaciones) y, si posible, transmisiones de las diferentes ondas, tal como en óptica y acústica. La reflexión, desviación y transmisión de las ondas a lo largo de una superficie de discontinuidad de un material, están causadas por la diferente estructura de los medios dentro de los cuales las ondas se propagan, o bien de la diferencia de impedancia. La impedancia describe la resistencia opuesta por un medio con respecto de un desplazamiento de partículas, consiguiendo a la deformación del estado de quietud. Por los materiales elásticos la impedancia es la relación entre la tensión debida al movimiento de las partículas y la velocidad de las partículas. La misma se obtiene del producto de la densidad ρ del medio y la velocidad estimada de la onda c . Por las ondas de compresión por lo tanto, la impedancia puede ser calculada como:

$$\frac{\sigma_{xx}}{u_x} = \rho c_p \quad (1)$$

De esto se obtiene la relación de impedancia (IR_p) de dos materiales (material 1, material 2) por una onda de compresión, como:

$$IR_p = \frac{\rho_2 c_{p,2}}{\rho_1 c_{p,1}} \quad (2)$$

Análogamente a las ondas de compresión, se puede calcular la impedancia por una onda de corte con $z_s = \rho c_s$.

Para ilustrar el efecto de una superficie de discontinuidad de un material, sobre las ondas que se propagan dentro de un cuerpo, se examina sólo un caso específico, en el que el frente de onda es perpendicular a la superficie de discontinuidad. Este esquema se conforma aproximadamente con el caso de cuerpos aislantes verticales y cortos introducidos en el terreno y una fuente de vibraciones puesta en superficie. En el caso de una onda de compresión que encuentra perpendicularmente una superficie de discontinuidad, una parte de la onda será reflejada mientras otra parte será transmitida al otro medio. En este caso particular no se producen ondas de corte. En la fig. 4 se representa la relación de energía entre la onda refleja de compresión y la onda incidente de compresión (E_p2/E_p1) y entre la onda propagada (E_p4/E_p1) por una onda de volumen normalmente incidente sobre la superficie de separación.

La onda propagada presenta la menor energía por relaciones de impedancia $IR \approx 0$ o bien $IR \approx \infty$. Por lo tanto casi toda la onda generada será reflejada.



En el estudio de los cuerpos aislantes el medio de propagación de las ondas (material 1) es, de costumbre, el suelo, que muestra, con respecto de los otros materiales de construcción, una impedancia (ρc) relativamente elevada.

Sólo pocos materiales de construcción muestran una impedancia mayor con respecto del suelo, en particular, impedancias donde esta relación se acerca a $R \rightarrow \infty$, y de todas formas es conveniente utilizar como cuerpos aislantes, materiales que tengan una impedancia menor con respecto del suelo. Menor es la relación de impedancia, menor será la energía transmitida por la superficie de separación. Es conveniente usar materiales con $IR < 0,1$.

También en presencia de una onda transversal incidente sobre la superficie de separación, en analogía a una normal onda incidente de compresión, será reflejada solamente una onda transversal; otra onda transversal será transmitida en el segundo medio. En este caso específico no se generan ondas de compresión sobre la superficie de separación del material.

También aquí la relación de energía entre la onda transversal refracta y la onda transversal incidente va hacia cero, respectivamente $IR \rightarrow 0$ e $IR \rightarrow \infty$.

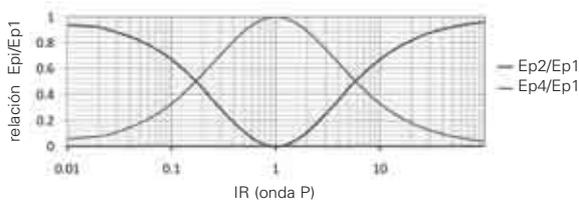


FIG. 4: RELACIÓN DE ENERGÍA EN PRESENCIA DE UNA OLA DE COMPRESIÓN INCIDENTE SOBRE LA SUPERFICIE DE SEPARACIÓN DE DOS MATERIALES, SUBORDINADA A LA RELACIÓN DE IMPEDANCIA (IR_p)

Ya que una parte notable de la energía vibratoria introducida a través de la sollicitación de la superficie se propaga bajo forma de onda de Rayleigh, también éstas tienen que ser objeto de investigación por lo que se refiere al efecto del elemento aislante en el suelo. En presencia de una onda de Rayleigh incidente sobre una discontinuidad o sobre un margen del medio, la energía no se refleja sólo bajo forma de onda de Rayleigh.

Hay también ondas de volumen bajo forma de ondas de compresión y ondas transversales (s & p) que se propagan en el medio por todas las direcciones (Hall et al., 1970). Además, hay que añadir que las ondas de Rayleigh están también sobre la superficie del margen del medio y sobre la discontinuidad. En presencia de una superficie de separación de los materiales la situación se complica ulteriormente ya que, además de las ondas de Rayleigh reflejas y refractas y a las ondas de cuerpo reflejas, hay también ondas de cuerpo refractas y desviadas y sobre la superficie de separación, también hay la que se defina una onda sobre la superficie de interfaz. Ya que éstas no se pueden examinar analíticamente, hay que utilizar las investigaciones numéricas.

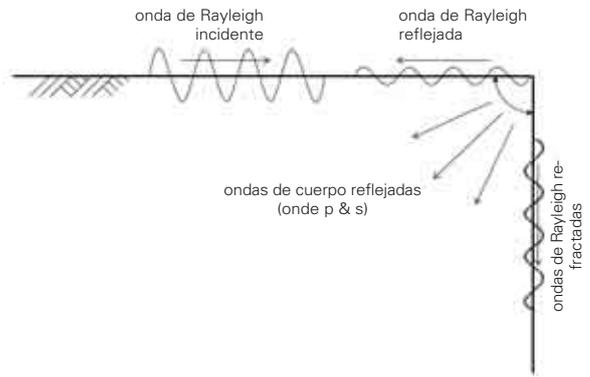


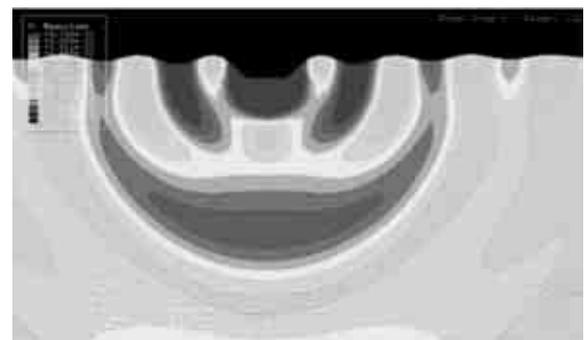
FIG. 5: REFLEXIÓN Y REFRACCIÓN DE UNA ONDA DE RAYLEIGH SOBRE UNA SUPERFICIE DE SEPARACIÓN.

4 INVESTIGACIONES NUMÉRICAS

Por el modelado de la propagación de las ondas se han preparado modelos FEM bidimensionales y tridimensionales. Los modelos bidimensionales servían a modelar el cuerpo aislante infinitamente largo. En práctica ellos representan una aproximación útil, en presencia de fuentes lineales de vibraciones o en caso de cuerpos aislantes que son muy largos con respecto de las fuentes de vibraciones. En los modelos bidimensionales, además, se han estudiado sistemáticamente muchos parámetros de influencia y ha sido desarrollado un estudio detallado de los parámetros, cuyos resultados han confluído en el modelo tridimensional. El modelo tridimensional ha sido empleado para localizar sea la longitud necesaria en presencia de fuentes puntiformes, sea el campo reducido cuesta abajo del cuerpo aislante en caso de incidencia asimétrica de las ondas. También se han estudiado los casos en que el cuerpo aislante no sea infinitamente largo con respecto a la fuente de vibraciones.

A través del modelo tridimensional también han sido efectuados estudios individuales sobre los parámetros, para investigar sobre algunos de los parámetros de influencia en presencia de una propagación espacial de las ondas. Ya que uno de los objetivos principales de este trabajo era la realización de un banco de datos por las diferentes geometrías y por las eventuales condiciones de contorno para la búsqueda sobre la aplicación práctica de los cuerpos aislantes, ha sido desarrollado un programa para la realización de modelos FEM bidimensionales y tridimensionales. Los usuarios, a través de este programa, han examinado la geometría, las propiedades de los materiales y otros parámetros para luego transformarlos en un modelo FEM.

a)



b)



FIG. 6: AMPLITUD DE LA VIBRACIÓN EN UN MODELO FEM BIDIMENSIONAL a) SIN CUERPO AISLANTE; b) CON CUERPO AISLANTE $T=1[-]$; $R=1[-]$; $B=0,1[-]$.

Según los cálculos FEM, el terreno ha sido modelado como material linealmente elástico con un módulo de elasticidad constante y capacidad de amortiguación constante. A los márgenes de los modelos FEM han sido utilizados elementos infinitos, para minimizar la reflexión sobre los márgenes. Por eso, el reticulado FEM ha sido elegido en un campo externo suficientemente vasto, para eliminar completamente la influencia de la reflexión sobre los márgenes del modelo. Por esta razón se ha tenido que ampliar gradualmente el retículo del campo del cuerpo aislante, dividido minuciosamente, hasta el margen del modelo. De este modo el número de los elementos y también el tiempo de implementación han sido mantenidos a un nivel mínimo.

En la fase de evaluación de los resultados ha sido utilizada una representación adimensional. Si se utilizan letras mayúsculas, los datos relativos a las longitudes se refieren a las longitudes de la onda de Rayleigh en la superficie (λ_R).

$$R = \frac{r}{\lambda_r} \quad \text{intervallo standardizzato} \quad (3)$$

$$T = \frac{t}{\lambda_r} \quad \text{profondità standardizzata} \quad (4)$$

$$B = \frac{b}{\lambda_r} \quad \text{larghezza standardizzata} \quad (5)$$

La amplitud vertical estandarizada U_z resulta de la relación entre la amplitud vertical en presencia de cuerpo aislante y la amplitud sin cuerpo aislante sobre la superficie del suelo.

$$U_z = \frac{u_{z, \text{ con corpo isolante}}}{u_{z, \text{ senza corpo isolante}}} \quad (6)$$

El factor de amortiguamiento de la amplitud A_R corresponde al valor medio de la amplitud vertical estandarizada sobre la longitud l_A cuesta abajo del cuerpo aislante.

$$A_R = \frac{l}{l_A} \int U_z dx \quad (7)$$

La longitud l_A se inserta con $5\lambda_R$ a partir de la derecha con respecto del cuerpo aislante.

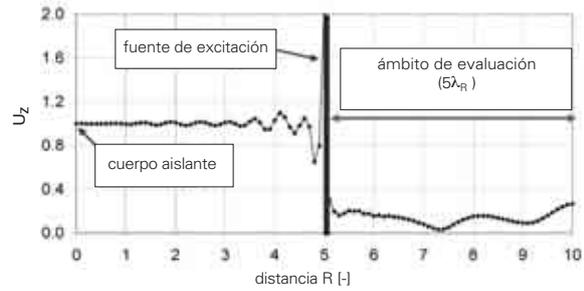


FIG. 7: AMPLITUD ESTÁNDAR U_z Y CAMPO DE EVALUACIÓN CUESTA ABAJO DEL CUERPO AISLANTE PARA DETERMINAR EL FACTOR DE AMORTIGUACIÓN DE LA AMPLITUD.

4.1 Efecto de los cuerpos aislantes sobre la propagación de las ondas en presencia de sollicitaciones armónicas.

4.1.1 Impacto del material del cuerpo aislante sobre el efecto blindaje

En los cálculos FEM han sido estudiados diferentes materiales para el cuerpo aislante. Para estudiar de forma exhaustiva la influencia del material han sido insertadas, a integración de los resultados, también las propiedades de materiales ficticios. En analogía a la figura 4, en la figura 8 se representan en un diagrama los resultados de los cálculos subordinados a la relación de impedancia entre el material del cuerpo aislante y el suelo. De este modo se localiza el factor de amortiguamiento de la amplitud por cada cálculo, en un campo $5\lambda_R$ cuesta abajo del cuerpo aislante.

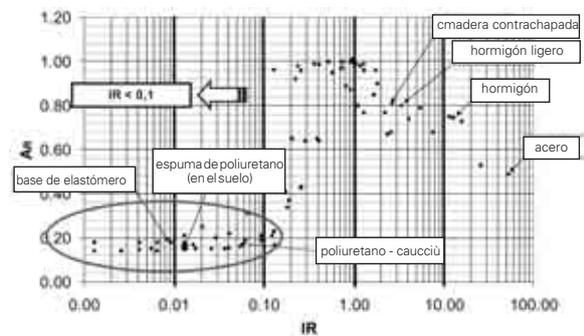


FIG. 8: FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO DE LA AMPLITUD SUBORDINADO A LA RELACIÓN DE IMPEDANCIA ENTRE EL MATERIAL AISLANTE ($T=1,0[-]$; $R=5[-]$; $B=0,1[-]$) Y EL SUELO EXISTENTE ($E=330\text{MPa}$; $\rho=1778 \text{KG/M}^3$; $\mu=0,3$)

Los cálculos indican que los mejores factores de amortiguamiento de la amplitud se consiguen en el campo $IR < 0,1$. A partir de este valor, el efecto blindaje ya no será influido, incluso en caso de reducción de la relación de impedancia. Para la aplicación práctica de los cuerpos aislantes en el suelo, es suficiente por lo tanto que ellos presenten una relación de impedancia $IR < 0,1$ con respecto del suelo existente. Con respecto a los materiales con $IR < 0,1$, los materiales con $IR > 10$ (por ejemplo el hormigón) muestran claramente un escaso factor de apagamiento de la amplitud.



4.1.2 Efecto de la profundidad del cuerpo aislante sobre el efecto blindaje

En el ámbito de este estudio se ha investigado también el efecto de la profundidad de un cuerpo aislante. Los cálculos muestran que por una profundidad creciente del cuerpo aislante hasta acerca de $T=1,0$ [-] el factor de amortiguamiento de la amplitud A_R decrece notablemente. Los cuerpos aislantes aún más profundos ($T>1,0$ - $1,2$ [-]) todavía reducen muy poco el factor de amortiguamiento de la amplitud A_R y no mejoran el efecto blindaje.

En presencia de estos cuerpos aislantes ($T>1,0$ [-]) también la lejanía del cuerpo aislante tiene una escasa influencia sobre el efecto blindaje.

En la figura 9 se representan los factores de amortiguamiento de la amplitud, determinados por los cuerpos aislantes de espuma de poliuretano. Por ejemplo, es evidente que ya con una profundidad $T=0,2$ [-] se puede alcanzar un factor de amortiguamiento de la amplitud hasta $A_R=0,4$.

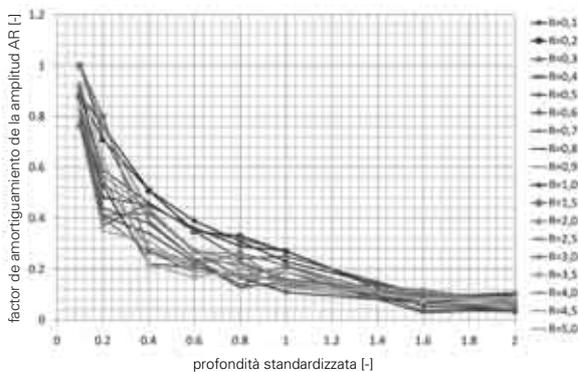


FIG. 9: FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO DE LA AMPLITUD POR UN ELEMENTO AISLANTE RELLENADO CON ESPUMA DE POLIURETANO ($B=0,1$ [-]) EN PRESENCIA DE DIFERENTES INTERVALOS ADIMENSIONALES R Y PROFUNDIDAD T .

4.1.3 Efecto de la anchura del cuerpo aislante sobre el efecto blindaje

Por lo que se refiere a los materiales rígidos con una relación de impedancia $IR>1,0$ y con respecto al suelo, varias investigaciones como por ejemplo Haupt (1978) Le Hedouèdec & Malek (1990) y Ahmed & Al-Hussaini (1991) refieren que el efecto blindaje aumenta con la superficie de la sección transversal del material aislador; los estudios correspondientes comprueban esta aserción.

Contrariamente a eso, los cálculos ejecutados por el cuerpo aislante con $IR < 0,1$ con respecto al suelo existente, indican que, en presencia de tales materiales, el factor de amortiguamiento de la amplitud está influenciado por la anchura del cuerpo aislante (figura 10). Esta propiedad es muy importante para el empleo práctico del cuerpo aislante, ya que es suficiente una anchura limitada para conseguir un excelente factor de amortiguamiento de la amplitud.

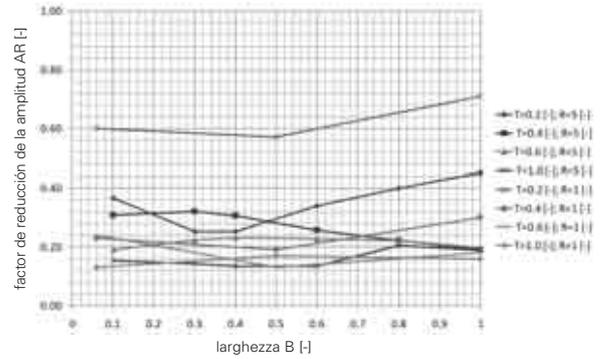


FIG. 10: FACTORES DE REDUCCIÓN DE LA AMPLITUD PARA LOS CUERPOS AISLANTE DE ESPUMA DE POLIURETANO EN PRESENCIA DE DIFERENTES PROFUNDIDADES Y ANCHURAS.

4.2 Representación espacial del efecto blindaje realizada con cálculos FEM tridimensionales

Hay que realizar modelos FEM tridimensionales para determinadas condiciones de contorno, como por ejemplo, la individuación de la longitud del cuerpo aislante, que es necesaria en presencia de una fuente puntiforme, o la búsqueda de cuerpos aislantes no continuos en presencia de fuentes lineales. Por eso, el programa para la realización de los modelos bidimensionales ha sido ampliado de modo que se puedan ejecutar en poco tiempo unos modelos tridimensionales y luego estudiar los parámetros. En la figura 11 se presenta la comparación entre el efecto de una propagación a través de un elemento aislante y una propagación libre de la onda en presencia de una sollicitación causada por un desplazamiento armónico de un umbral. En los análisis tridimensionales de los cuerpos aislantes han sido calculados, excepto por algunos cálculos comparativos, sólo los materiales con una relación de impedancia $IR < 0,1$ con respecto al suelo existente.

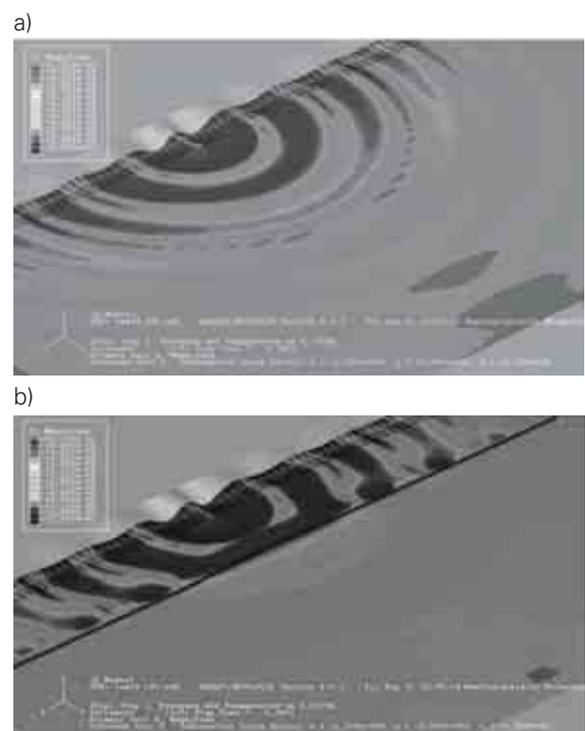


FIG. 11: PROPAGACIÓN DE LA ONDA EN EL SUELO A) SIN CUERPO AISLANTE, A) CON CUERPO AISLANTE ($T=1$ [-]; $R=3$ [-], $B=0,1$ [-])



En presencia de modelos tridimensionales, en los diferentes cálculos se han comparado las amplitudes antes y después de la aplicación del cuerpo aislante. Como ejemplo, en la figura 12 se representa la amplitud estandarizada de un elemento aislante largo $L=2,4$ [-], en presencia de una sollicitación de una vía a lo largo del eje de simetría. En zona cuesta abajo del cuerpo aislante se puede reconocer un evidente apagamiento de la amplitud.

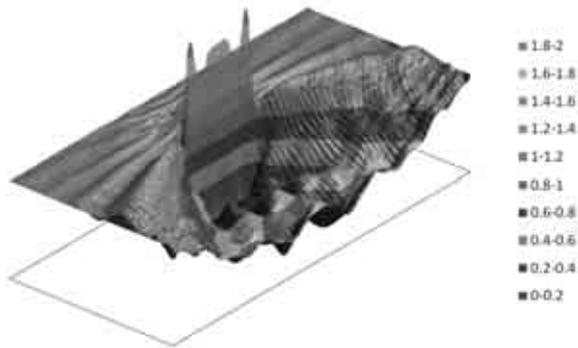


FIG. 12: RELACIÓN DE LAS AMPLITUDES VERTICALES CON Y SIN CUERPO AISLANTE ($L=2,4$ [-]; $T=1$ [-]; $R=3$ [-]; $B=0,1$ [-])

4.2.1 Impacto de la anchura del cuerpo aislante sobre el efecto escudo

En las primeras series de estudios ha sido objeto de búsqueda el efecto de la longitud del cuerpo aislante sobre la zona cuesta abajo del cuerpo en presencia de una sola fuente de excitación con características de oscilación de un umbral de vía a lo largo del eje de simetría del modelo. Las amplitudes estandarizadas han sido interpretadas sobre los nudos del eje de simetría, donde se ha considerado una longitud de $5\lambda_R$ cuesta bajo del cuerpo para localizar el factor de apagamiento de la amplitud. En la figura 13 se representa el factor de amortiguamiento de la amplitud por diferentes longitudes e intervalos del cuerpo aislante $T=1,0$ poniendo [-] y $B=0,1$ [-]. Es evidente que el factor de amortiguamiento de la amplitud queda prácticamente constante a partir de una longitud del cuerpo aislante de solamente $L=5$ [-]. En la práctica, éste se puede emplear para detectar la longitud necesaria del cuerpo aislante.

En particular, en presencia de fuentes de vibración se puede suponer que se alcance la máxima reducción posible de la vibración con un cuerpo aislante largo acerca de $L=5$ [-] y que una mayor longitud del cuerpo aislante no llevará ninguna ulterior ventaja. Como demuestran por los cálculos basados sobre el modelo bidimensional, aquí también se deduce claramente que la lejanía del cuerpo aislante en presencia de cuerpos aislantes profundos no tiene gran influencia sobre el factor de amortiguamiento de la amplitud.

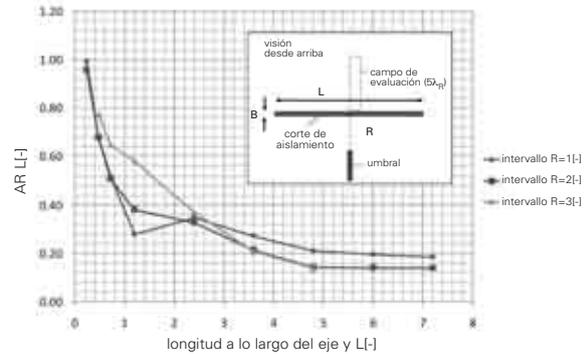


FIG. 13: FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO DE LA AMPLITUD A LO LARGO DE LA LÍNEA DE SIMETRÍA CUESTA ABAJO DEL CUERPO AISLANTE EN PRESENCIA DE DIFERENTES ANCHURAS POR $T=1$ [-]; $B=0,1$ [-]

4.2.2 Zonas de densidad molecular reducida al interior del cuerpo aislante

Con la ayuda de los modelos FEM tridimensionales, han sido ejecutados algunos cálculos para localizar el efecto de las zonas de densidad molecular reducidas sobre el efecto blindaje. De este modo han sido modelados, en el sentido de la longitud, cuerpos aislantes discontinuos y discretos (fig. 14). En los casos investigados, los cálculos del párrafo 4.2.1 han indicado que para el cuerpo aislante continuo el efecto blindaje no aumenta ulteriormente a partir de la longitud aproximativa $L=5$ [-]. A causa de las condiciones geométricas de contorno del reticulado FEM se ha elegido como muestra una longitud total $L=4,8$ [-]. La longitud de cada sección del cuerpo aislante (L_k) ha sido variada en estas investigaciones (fig. 14).

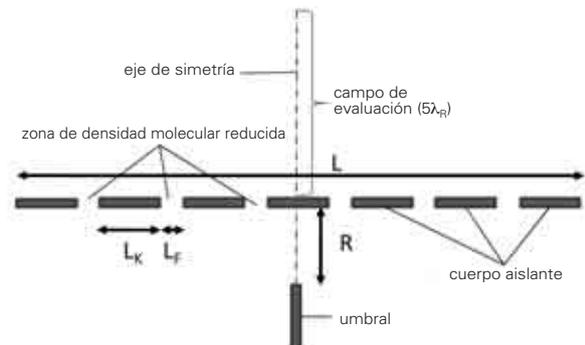


FIG. 14: RELACIÓN DE AMPLITUD ANTES Y DESPUÉS LA APLICACIÓN DEL CUERPO AISLANTE $T=1$ [-]; $R=3$ [-]; $B=0,1$ [-]; $L=4,8$ [-] EN PRESENCIA DE UN CUERPO AISLANTE - SUELO - CUERPO AISLANTE - MUESTRA.

En la figura 15 está representado el factor de amortiguamiento de la amplitud (A_R) a lo largo del eje de simetría por diferentes sistemas cuerpo aislante - terreno - cuerpo aislante y también por un cuerpo aislante continuo ($L=4,8$ [-]; $T=1$ [-]; $R=3$ [-]). En presencia de una muestra donde el porcentaje de las zonas de densidad molecular reducida es $F=33\%$ de la superficie total, la acción del amortiguamiento de la amplitud es menor con respecto al amortiguamiento de un elemento aislante continuo, $F=0\%$. En presencia de un porcentaje $F=16,7\%$, A_R se alcanza ya $A_{R<}0,4$. En caso de porcentaje de las zonas de densidad molecular reducida inferior a $F=12,3\%$ de la longitud total, el efecto blindaje se distingue todavía poco, con respecto al efecto blindaje de un elemento aislante continuo.



Por eso, en práctica, este porcentaje de zonas de densidad molecular reducida es irrelevante.

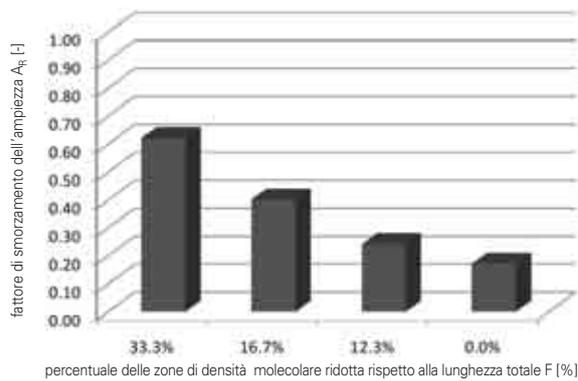


FIG. 15: FACTORES DE AMORTIGUAMIENTO DE LA AMPLITUD (AR) EN PRESENCIA DE DIFERENTES ZONAS DE DENSIDAD MOLECULAR REDUCIDA (VÉASE TAMBIÉN FIGURA 14)

5 DESARROLLO DE UNA TÉCNICA DE REALIZACIÓN DE LOS CUERPOS AISLANTES EN EL SUELO

En la implementación de las medidas de reducción de las vibraciones tienen un papel importante la realización práctica de los cuerpos aislantes, su economicidad, además del buen efecto blindaje. Por eso, en el ámbito de este trabajo han sido ejecutados - en colaboración con Urettek Deutschland GmbH - algunas pruebas in situ y en laboratorio para desarrollar un nuevo método por la realización de cuerpos aislantes a través de inyecciones de espuma.



FIG. 16: TEST IN SITU CON PUNTOS DE DETECCIÓN DE LAS VIBRACIONES



FIG. 17: EJECUCIÓN DE UNA INYECCIÓN Y CONTEMPORÁNEAMENTE EXTRACCIÓN DE LA LANZA

Nuestro objetivo era encontrar un material que pudiera ser inyectado en el terreno sin excavación y en el menor tiempo posible. Este material habría tenido que difundir la energía a través de la presión de expansión, romper el terreno (crear grietas) y también satisfacer los requisitos de un buen amortiguamiento de la amplitud.

En las pruebas in situ han sido ejecutadas inyecciones hasta una profundidad t igual a unos 2,0-2,5 m. A pesar del alto nivel de la capa freática, -0,5 m del nivel del suelo y una capa cenagosa de arena fina muy consolidada, hemos logrado romper el terreno e inyectar la espuma. De esta manera ha sido necesario un menor dispendio de tiempo por la realización del cuerpo de inyección en el suelo. Para realizar un elemento aislante largo $l=6m$ con 10 inyecciones ($t=2m$) hemos tardado, desde el principio hasta la conclusión del trabajo una hora y media, incluidos los tiempos de perforación para insertar la lanza.



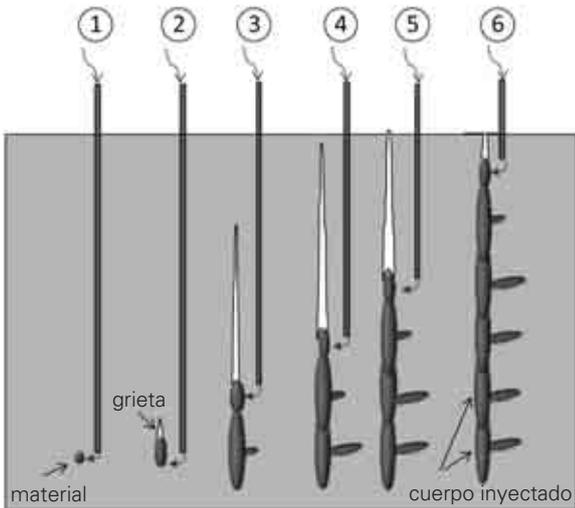


FIG. 18: REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA DEL MÉTODO DE INYECCIÓN DURANTE LAS PRUEBAS

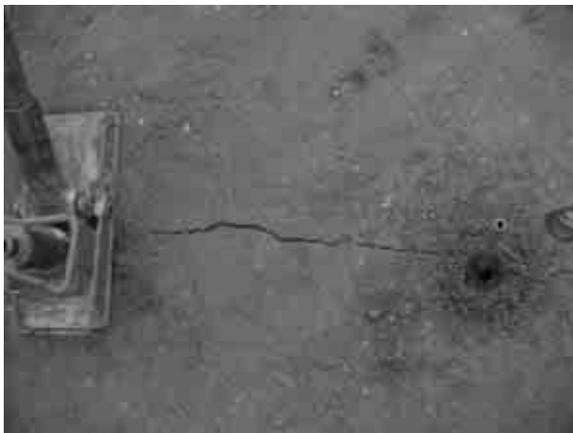


FIG. 19: SUELO CON GRIETAS DESPUÉS DE LA EXPANSIÓN DEL MATERIAL DE INYECCIÓN.

Concluyendo, las pruebas han confirmado que este procedimiento es eficaz y practicable. Las medidas de aislamiento implementadas a través de este procedimiento no perjudican ni la zona de introducción y emisión ni, en práctica, la zona alrededor del punto de inyección, lo que representa un aspecto de importancia fundamental considerando las tuberías que se cruzan en el subsuelo.

6 PERSPECTIVAS

Los cálculos numéricos ejecutados han demostrado que eligiendo el material adecuado se puede conseguir un buen amortiguamiento de la amplitud. Para averiguar, en la práctica, la factibilidad de los cuerpos aislantes, se han ejecutado algunas pruebas para localizar la manera de propagación y las propiedades de los materiales después de la inyección de espuma y su expansión en el terreno. Se ha notado que se pueden realizar, de manera muy sencilla y rápida, inyecciones de blindaje eficaces en el subsuelo. Otras pruebas básicas tendrán que indicar si se puede realizar un cuerpo de inyección continuo en presencia de características variables del subsuelo y si se puede conseguir también un suficiente efecto blindaje en presencia de elementos de interferencia o tuberías que se cruzan en el subsuelo.

7 AGRADECIMIENTOS

Se agradece a Uretex Deutschland GmbH por haber puesto a disposición la maquinaria, el material y sus técnicos para la ejecución de las inyecciones, efectuadas de manera muy profesional y en un breve período.

8 BIBLIOGRAFÍA

- [1] Ahmad, S.; AL-Hussaini, T.M. (1991). Design of wave barriers for reduction of horizontal ground vibration. *Journal of geotechnical engineering*, 117(4): 616-636
- [2] Hall, J. R. Jr.; Richart F.E.; Woods R.D. (1970). *Vibrations of soils and foundations*; Prentice-Hall, Inc., New Jersey
- [3] Haupt, W. (1978). Verhalten von Oberflächenwellen im inhomogenen Halbraum mit besonderer Berücksichtigung der Wellenabschirmung. A. Blinde, G. Gudehus, O.Natau (editore), Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 74
- [4] Le Houède, D; Malek, S.; Picard, J. (1990). Effectiveness of trenches or screens for scattering surface waves. *Proceedings of the European conference on structural dynamics EUROLYN '90*, W. B. Krätzig (editore), A.A. Balkema, Rotterdam, Vol. 2



8

REFUERZO Y ADECUACIÓN DE LOS CIMIENTOS POR ESFUERZOS ESTÁTICOS Y DINÁMICOS

Extracto del documento presentado en
XXII ciclo de las Conferencias de Geotécnica
Italia: Turín, 18 - 19 de noviembre de 2009

Sebastiano Foti

Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica,
Politécnico de Turín, Turín, Italia

Mario Manassero

Departamento de Ingeniería del Territorio, del Medioambiente y de las Geotecnologías, Politécnico de Turín, Turín, Italia.

RESUMEN

La salvaguardia y la conservación de las construcciones existentes constituyen temáticas de gran actualidad y relevancia en contextos urbanos italianos, caracterizados por un patrimonio edilicio denso y vulnerable. Recientemente la necesidad de intervenciones de adecuación de las cimentaciones ha aumentado gracias a la introducción de acciones sísmicas de proyecto más realistas, con respecto a las que se han utilizado en pasado para las estructuras existentes. A este propósito, intervenciones dirigidas a optimizar los recursos disponibles no pueden prescindir de una adecuada evaluación de la interacción terreno-cimentación-estructura en condiciones dinámicas. En este documento se citan algunas tipologías constructivas de intervenciones en las fundaciones existentes en relación a la adecuación sísmica y a la reducción de los asentamientos diferenciales que, en condiciones estáticas, pueden, si no adecuadamente contrastados, evolucionar hasta comprometer función y estabilidad de la estructura.

OMISSIS

4.3. Inyecciones con resina expansivas

Entre las intervenciones de "consolidación" de los edificios que han padecido daños por asentamientos diferenciales, se va difundiendo - cada vez más - el empleo de resinas expansivas inyectadas debajo del nivel de cimentación que, expandiéndose, producen un levantamiento del suelo de cimentación, reduciendo la apertura de las lesiones en las estructuras en elevación y, según los productores, también una consolidación del terreno (Maiorano y Aversa, 2004). Hasta hoy, el dimensionamiento de estos sistemas tiene lugar durante los trabajos y - principalmente - se basa en la observación experimental de los efectos producidos. La técnica empleada consiste en la ejecución, directamente a través de la estructura de cimentación, de agujeros de inyección de diámetro

inferior a los 20 mm y a un intereje de 1-2 m, y en la inyección de resina hasta comprobar, gracias a una monitorización continua, el alcance del levantamiento deseado de la estructura superior. La presión de inyección no es elevada y no es particularmente relevante para el éxito de la intervención. Al momento de la inyección la mezcla desarrolla una reacción exotérmica que induce el cambio de estado de líquido a sólido con consiguiente aumento de volumen que, si contrastado por la circunstancia aglomeración de terreno y por la cimentación del edificio, produce un incremento del estado tensional y en muchos casos un contemporáneo levantamiento de las cimentaciones del edificio dañado. El tiempo de reacción de las resinas actualmente en comercio es muy rápido; eso permite la confinación de la resina a un máximo de unos 2.00 m del punto de inyección y permite también la precisa localización del volumen de terreno tratado, además de tiempos de elaboración extremadamente breves. El grado de expansión varía de 2 a 20 veces en función de la rigidez de la aglomeración de terreno circunstante; el módulo elástico de las mezclas generalmente es comparable al módulo de un suelo de fundación y varía, según los productores, entre 10 y 80 MPa. Siempre según quien las produce, las resinas en comercio tienen características de estabilidad en el tiempo, coeficiente de permeabilidad muy bajo, del orden de 10^{-8} m/s y peso de la unidad de volumen reducido, para no aumentar el peso del suelo tratado. Según los autores de este documento, el empleo de estos sistemas debería solicitar investigaciones más detalladas y un atento estudio del problema en examen, de las causas que han determinado el daño en el edificio, de la situación del subsuelo y de las propiedades de los suelos de cimentación. Si, en efecto, en el caso de terrenos de grano grueso la acción se puede considerar estable en el tiempo, salvo fenómenos de deformación viscosa, en el caso de terrenos de



grano fino, el aumento del estado tensional total producido por la expansión de las resinas causa, en cambio, sobrepresiones neutrales que, desapareciendo en el tiempo, determinan un asentamiento de consolidación, que podría reducir la eficacia de la intervención efectuada.

4.3.1 Procedimiento de ejecución

Normalmente las operaciones de inyección con resinas expansibles para la consolidación del terreno de cimentación debajo de edificios dañados se divide en diferentes fases operativas:

- **Primera fase:** inyecciones directamente debajo del nivel del suelo de cimentación para consolidar el terreno en correspondencia de la interfaz y para rellenar los huecos eventualmente presentes; el objetivo de la primera fase de inyecciones es poner en coacción la cimentación reduciendo así su sensibilidad a los asentamientos. Las inyecciones debajo de fundaciones continuas se realizan con interjejes igual a 0.50 +1.50 m alternativamente sobre los dos lados y continúan hasta la detección, gracias a una adecuada instrumentación láser, de un principio de levantamiento de la estructura superior.
- **Segunda fase:** inyecciones en profundidad dentro del bulbo de suelo principalmente interesado por las variaciones tensionales producidas por las cargas superficiales. Las inyecciones se realizan en correspondencia del eje vertical de la fundación hasta una profundidad igual a 2 veces la anchura de las fundaciones mismas.
- **Tercera fase:** normalmente para el tratamiento de pavimentaciones se realizan inyecciones columnares con extracción a velocidad controlada del tubo de inyección. Las inyecciones son ejecutadas sobre una malla de tresbolillo con una vertical de tratamiento cada 1.00±2.00 m² de superficie.

Durante los procesos de inyección la entera estructura y las zonas cercanas se monitorizan gracias a niveles láser con precisión milimétrica. Se hacen otros controles sobre el caudal y la presión de inyección, utilizando una adecuada instrumentación.

4.3.2 Dimensionamiento

Los proyectos de procedimientos de dimensionamiento de las inyecciones con resinas expansibles pueden hacer sustancialmente referencia a tres diferentes enfoques:

- A. La expansión de la resina, a causa de su introducción en el subsuelo, provoca la expansión de cavidades de forma irregular que pueden ser asimiladas - aproximadamente - a cavidades esféricas o cilíndricas según las localizaciones y las modalidades de ejecución de las inyecciones (ver punto 4.3.1.). El efecto sobre el terreno circunstante es un incremento de los dos parámetros de estado de referencia de un cualquier medio particelar, (por ejemplo la densidad y el estado tensional de confinación) con consiguiente mejora de las características de rigidez y resistencia de un volumen significativo del subsuelo debajo de las fundaciones de la estructura dañada. Este tipo de enfoque se puede asimilar a los métodos utilizados para las intervenciones con inyecciones compactantes (compaction grouting) realizadas a través de la introducción en presión en el subsuelo de conglomerados de cemento de elevada viscosidad.
- B. Con particular referencia al caso de tratamientos columnares las inyecciones con resinas expansiva pueden asimilarse a una intervención debajo de la cimentación a través de inclusiones verticales o sub-verticales capaces de sostener, directamente y al menos, parte de las cargas verticales transmitidas por la superestructura y de su cimentación. En este caso el tratamiento, del punto de vista del esquema estático conceptual por el dimensionamiento, se puede comparar a los tratamientos columnares con jet-grouting o soil-mixing o al límite a los pilotes o a micro-pilotes utilizados como reductores de hundimientos.

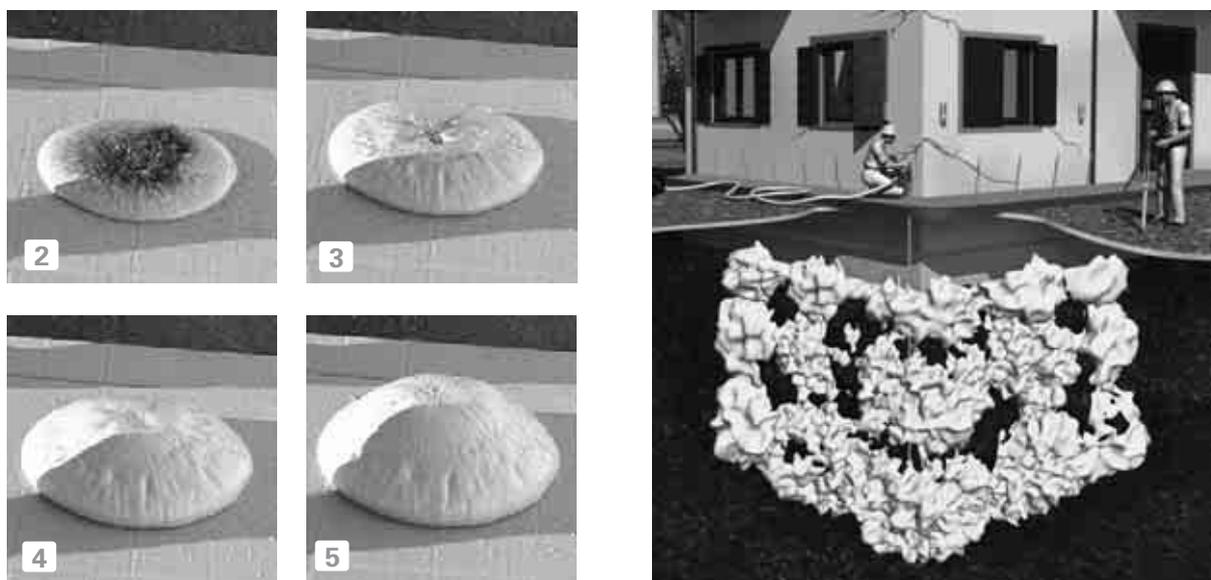


FIGURA 32. VISUALIZACIÓN DE LA EXPANSIÓN DE LAS RESINAS DE POLIURETANO Y ESQUEMA DE UNA INTERVENCIÓN DE INYECCIÓN PARA LA RECUPERACIÓN DE UN EDIFICIO.



C. En el caso en que el tratamiento de inyección con resinas expansivas se utilice también con el objetivo de conseguir un parcial levantamiento del edificio dañado y para reducir los asentamientos totales e/o diferenciales que perjudican su funcionalidad, será necesario modelar los efectos del tratamiento a través de enfoques numéricos capaces de simular las deformaciones inducidas en el subsuelo y los desplazamientos de la cimentación, con referencia a geometrías complejas de tipo plano o hasta tridimensional.

Todos los enfoques de cálculo arriba mencionados necesitan del conocimiento de las principales características reológicas de las resinas de inyección para modelar los relativos fenómenos de interacción con el terreno circunstante.

La figura 33 muestra los principales parámetros de interés como han sido divulgados por uno de los principales operadores del sector a nivel europeo. Por fin, de extremo interés para la modelización de los tratamientos en objeto, es la relación indicada que une la relación entre el volumen de resina al final del proceso de expansión y el volumen de resina de inyección con la presión de confinamiento isotrópica.

$$V_{rf}/V_{ri} = 3.7843(\sigma_{ved})^{-0.6216} \quad (4.14)$$

Dove: V_{rf} : volume finale di espansione;

V_{ri} : volume iniziale di iniezione;

σ_{ved} : pressione di confinamento verticale in condizioni edometriche

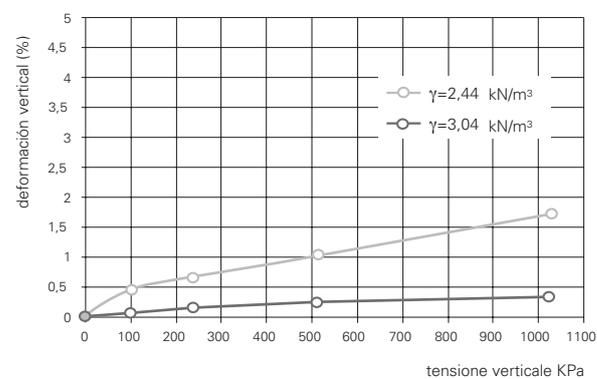
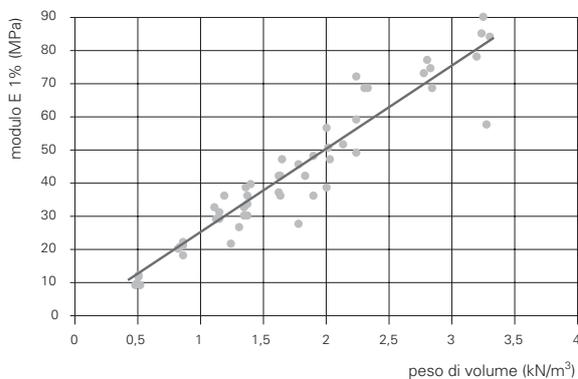
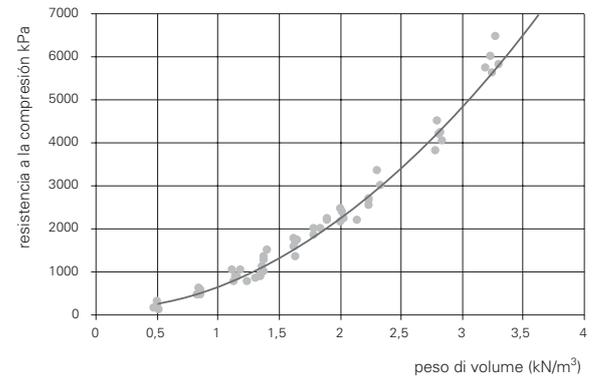
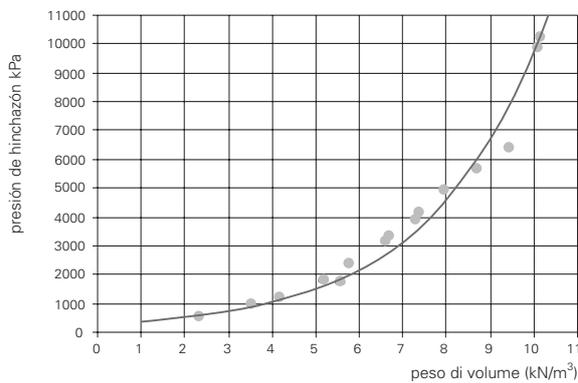


FIGURA 33. PRESIÓN DE HINCHAZÓN, RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN, MÓDULO ELÁSTICO Y DEFORMACIÓN VISCOSA A LARGO PLAZO EN FUNCIÓN DEL PESO DE VOLUMEN Y DE LA TENSIÓN VERTICAL.

A) Dimensionamiento de tipología A

El dimensionamiento del tratamiento según el enfoque de proyecto de tipo A aspira a evaluar los incrementos de densidad y tensión isotrópica de confinamiento producidos por las inyecciones de resinas expansivas recurriendo en general a un esquema conceptual que simula, a través de soluciones analíticas de forma cerrada, la expansión de cavidades cilíndricas e/o esféricas en un medio elasto-plástico cohesivo e/o friccional infinitamente extenso.

Dei Svaldi et al. (2005) hace referencia – en particular – a la solución de Yu y Houlsby (1991) para calcular

el incremento medio de la tensión isotrópica de confinamiento dentro del volumen de terreno tratado con la tecnología en examen. Los autores no consideran la eventual densificación producida por el tratamiento y sólo valoran la mejora debida al tratamiento en términos de incremento de resistencia a la prueba CPT, solamente de acuerdo con el incremento de la tensión. Los resultados conseguidos por el modelo parecen concordar con los resultados de una serie de pruebas CPT, ejecutadas antes y después del tratamiento en objeto (ver Figura 34) en lugares donde están presentes sustancialmente formaciones arenosas y limosas.



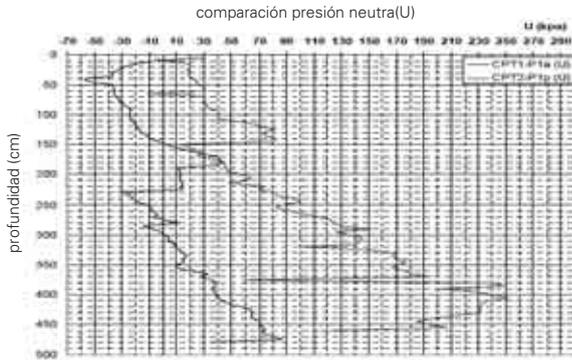


FIGURA 33. AUMENTO DE LA RESISTENCIA A LA PUNTA DE PRUEBA CPT DESPUÉS DEL TRATAMIENTO DE INYECCIÓN CON RESINAS EXPANSIBLES.

Por otro lado la presencia de material arcilloso y limoso conduce a complicaciones e incertidumbres al evaluar el estado tensional a largo plazo, después del tratamiento de inyección. La expansión de la cavidad después de la inyección, ocurre en condiciones no drenadas, provocando un significativo incremento inicial de las presiones intersticiales (Δu_w). A largo plazo esta sobrepresión se disipa con consiguientes incrementos de las tensiones eficaces.

De todos modos, es importante subrayar que en el caso de expansión en condición no drenada y sucesiva fase de consolidación con volumen de la cavidad constante, las presiones eficaces restantes resultan menores, en igualdad de parámetros de base del medio granular, con respecto a las mismas tensiones inducidas por la expansión lenta de la misma cavidad en condiciones completamente drenadas. Todo esto pone en evidencia que la aplicación de la teoría de la cavidad expandida, en condiciones drenadas en el caso de medio cohesivo de baja permeabilidad, y por la evaluación de los incrementos de las tensiones inducida por la inyección de resinas expansivas, puede ser poco aconsejable como resulta en el ejemplo de "Formación tipo C", descrito a continuación. Por lo tanto, se aconseja perfeccionar los modelos previsionales en el caso de terrenos cohesivos y prever, en caso de necesidad, la posibilidad de ejecutar más series de inyecciones en diferentes fases, al final de los procesos de consolidación inducidos por las fases de inyección precedentes.

B) Dimensionamiento de tipología B

El dimensionamiento de tipo B sustancialmente tiene en cuenta la presencia de inclusiones verticales que colaboran con el terreno circunstante por el sostén de las cargas transmitidas por la cimentación (Figura 34). La contribución de la mejora del terreno alrededor de la columna inyectada por efecto de la expansión de una cavidad cilíndrica equivalente puede ser o no ser considerada, según las finalidades del tratamiento y la importancia esperada de la mejora del terreno mismo. Por lo que concierne el sostén de las cargas verticales transmitidas por la cimentación al terreno, la contribución más importante es la que se debe a la rigidez axial de la columna de resina inyectada.

Conocidos los parámetros de resistencia y rigidez de esta columna, el dimensionamiento del tratamiento podrá tener lugar según los esquemas normalmente adoptados por los tratamientos columnares,

como -por ejemplo- las columnas de grava (Ghionna,1991) los tratamientos de mezcla profunda o los pilotes utilizados como reductores de los hundimientos (Mandolini et al., 2005).

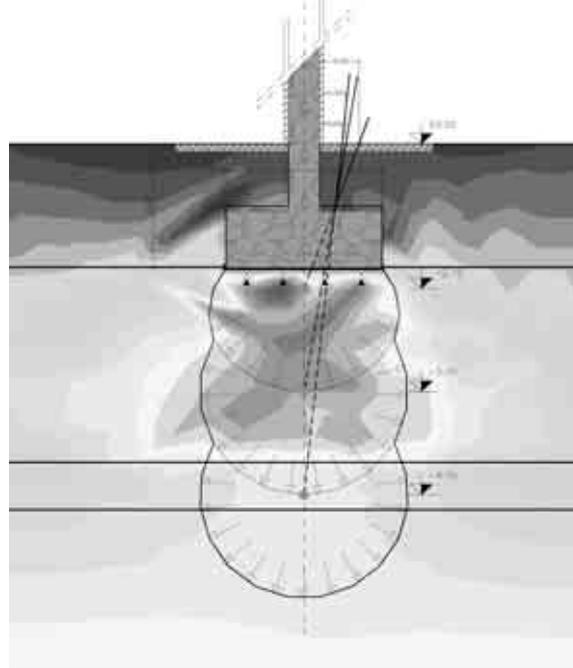


FIGURA 34. INYECCIONES COLUMNARES SUCCESIVAS A LO LARGO DEL EJE DE LA FUNDACIÓN, PARA TRANSMITIR LAS CARGAS A LAS CAPAS PROFUNDAS DE MAYOR CONSISTENCIA MECÁNICA.

C) Dimensionamiento de tipología C

El empleo de modelos de cálculo numérico de tipo FEM, capaz de describir las complejas geometrías del subsuelo, de la cimentación y de la superestructura, típicas de los casos reales, permite evaluar a través de adecuadas leyes constitutivas, todos los elementos de mejora de la tipología de tratamiento en examen. Además, el completo acoplamiento de un posible proceso de consolidación permite prever la evolución en el tiempo de las tensiones y deformaciones inducidas para programar, en futuro, eventuales tratamientos después de la primera fase, hasta la completa recuperación de la estructura tratada.

Como ejemplo en la figura 35 se muestra el "mesh" (elementos) deformado en una simulación de tratamiento con resinas expansivas inyectadas en los lados y por debajo de una cimentación nastriforme. Modelos de este género permiten también averiguar, durante las obras, la efectiva eficacia del tratamiento y la correspondencia entre todos los elementos en juego y las previsiones de proyectos.

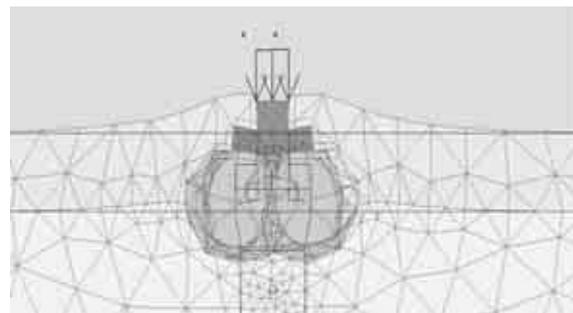


FIGURA 35. SIMULACIÓN GRACIAS A FEM DEL LEVANTAMIENTO DE UNA FUNDACIÓN SUPERFICIAL DESPUÉS DEL TRATAMIENTO DE INYECCIÓN CON RESINAS EXPANSIBLES (MANSUETO ET AL., 2009)

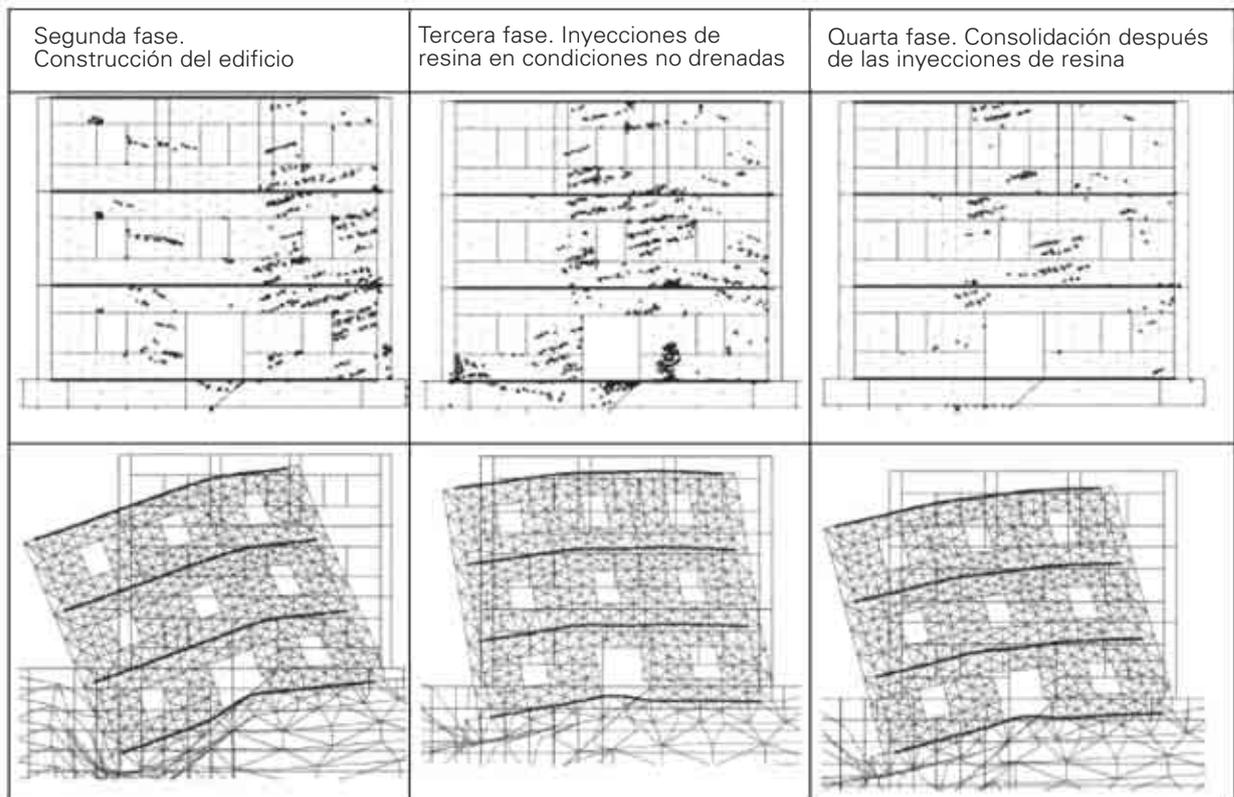


FIGURA 36: DISTRIBUCIÓN DE LAS "TENSIÓN CUT-OFF" Y DEFORMACIÓN DEL EDIFICIO DE MAMPOSTERÍA ANTES DE LA INYECCIÓN, EN LAS FASES SUCESIVAS Y A LARGO PLAZO (MAIORANO Y AVERSA, 2004)

Maiorano y Aversa (2004) nos presentan un interesante ejemplo de modelado FEM de la escalera del edificio a recuperar. La intervención de consolidación con resinas expansivas se ejecuta en un terreno de grano fino puesto como cimentación de un edificio en mampostería (Fig. 36).

El problema estudiado ha sido reconducido a un problema bidimensional. Por lo que concierne el edificio, esta simplificación ha exigido un redimensionamiento de las propiedades mecánicas y de las cargas en función de la relación llenos-vacíos.

Los análisis numéricos se han efectuado empleando el código de cálculo de los elementos finitos PLAXIS

(Brinkgreve, 2002) y utilizando -para la mampostería- un modelo perfectamente elástico-plástico anisótropo (Jointed Rock Model), con dos planos de anisotropía (horizontal y vertical) para simular la presencia de los empalmes de argamasa. El problema estudiado concierne sobre todo una situación de subsuelo muy dishomogénea, que ha producido notables asentamientos diferenciales.

El tratamiento con resinas expansivas ha sido modelado imponiendo simplemente una variación volumétrica a un volumen de terreno debajo de la cimentación, en la zona de arcilla y por una profundidad de 2 m desde el nivel de las mismas cimentaciones, sin variar los parámetros físicos y mecánicos de las arcillas. El volumen de las resinas ha sido incrementado hasta alcanzar casi la anulación de los hundimientos diferenciales, según cuanto previsto en el procedimiento de aplicación de estas intervenciones.

Los análisis efectuados muestran como la consolidación por inyecciones localizadas con resinas inicialmente expansivas produce una disminución de los asentamientos diferenciales (Figuras. 36 y 37) pero, por la presencia de terrenos de grano fino, determina, también, el manifestarse de elevadas sobrepresiones neutrales. En el tiempo, la disipación de estas sobrepresiones lleva a un incremento del hundimiento absoluto en la zona tratada y, por lo tanto, también del asentamiento diferencial. La entidad de estos asentamientos de consolidación, en el caso en examen, reconduce el edificio a una condición intermedia entre la condición pre-intervención y la condición de las fases siguientes.

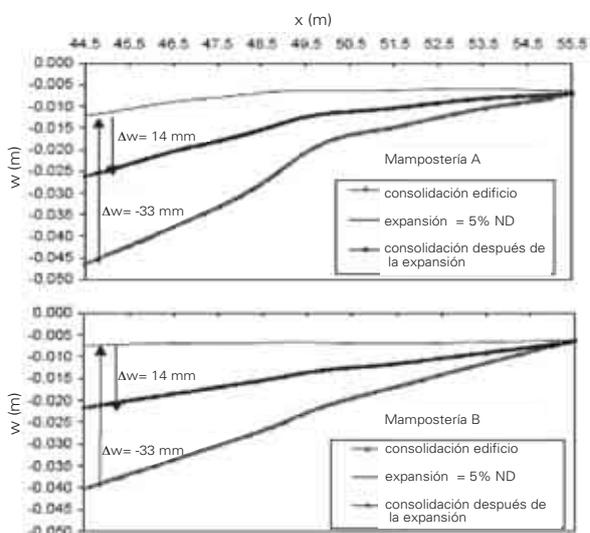


FIGURA 37: ASENTAMIENTOS DEL EDIFICIO ANTES DEL TRATAMIENTO DE INYECCIÓN EN LAS FASES SUCESIVAS Y A LARGO PLAZO. (MAIORANO Y AVERSA, 2004).



El manifestarse de estos fenómenos, si previsto en fase de proyecto, no resulta preocupante en cuanto generalmente es suficiente volver al tratamiento de inyección con una o dos fases sucesivas, para llegar a la convergencia de los fenómenos deformantes viscosos y al equilibrio definitivo de las variaciones tensionales inducidas.

Sin embargo es importante confirmar que las intervenciones en examen no pueden efectuarse sin que su eficacia se evalúe gracias a adecuadas investigaciones geotécnicas y con oportunos modelos de cálculo. Por fin, es de esperar que los efectos medidos durante la intervención se analicen a posteriori e interpreten con los mismos modelos previsionales, para evaluar sobre todo su eficacia a largo plazo.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] Dei Svaldi A., Favaretti M., Paschetto A., Vinco G., (2005) "Analytical modelling of the soil improvement by injections of high expansion pressure resin". Ground improvement Techniques, Coimbra, Portugal.
- [2] Ghionna V. (1981) "Colonne di ghiaia" XIV edizione delle CGT. Atti del politecnico di Torino.
- [3] Maiorano R.M.S. e Aversa S. (2004) "Modellazione numerica degli effetti prodotti da iniezioni espandenti al di sotto delle fondazioni di edifici in muratura". XXII Convegno Nazionale di Geotecnica- Palermo 2004, Associazione Geotecnica Italiana.
- [4] Mandolini, A. Russo, G. & Viggiani, C. (2005) "Pile foundations: experimental investigations, analysis and design. State of-the-Art Report", Proceedings of the XVI ICSMGE, vol. 1, Osaka, Japan: 177-213, Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- [5] Mansueto F., Gabassi M., Paschetto A., Vinco G. (2009) "Modellazione numerica di un intervento di consolidamento del terreno di fondazione di un palazzo storico sito in rue Joseph de Maistre sulla collina di Montmartre in Parigi realizzato con iniezioni di resina poliuretana ad alta pressione di espansione" Comunicazione per sonale.
- [6] Yu H.S., Houlsby G.T., 1991. "Finite cavity expansion in dilatant soils: loading analysis". Geotechnique, 41 (2) , 173-183.



9

ANÁLISIS EN 3D FEM DE LA MEJORA DEL SUELO A TRAVÉS DE INYECCIONES DE RESINA POR DEBAJO DE UNA TORRE MEDIEVAL EN ITALIA

Documento presentado en
7th European Conference on NUMGE 2010
Noruega: Trondheim, 2 - 6 de junio de 2010

M. Gabassi, A. Paschetto & G. Vinco
Urettek Verona, Italia

F. Mansueto
Studio Montaldo & Associati, Genoa, Italia

RESUMEN

Para bloquear el proceso de asentamiento de una torre medieval situada en Città Di Castello (Italia), fueron realizadas inyecciones de resinas de poliuretano en el suelo de fundación. El modelo de la intervención de mejora del terreno fue hecho con elementos finitos en 3D y con un método analítico basado en la teoría de expansión de cavidad finita (Yu H. G.T. de Houlsby E, 1991), que permite prever los cambios de parámetros del suelo, debido a la expansión de resina en el suelo. Durante la realización de los trabajos y por un largo período después de que los trabajos terminaron la estructura ha sido controlada detalladamente; los datos de las mediciones parecen coincidir con el resultado obtenido del modelo de análisis. La creación del modelo, empezada a partir de los datos geológicos disponibles, fue necesaria para la comprensión de las causas que provocaron los asentamientos. La mejora del factor de seguridad experimentada durante la simulación fue aproximadamente del 30%.

1 LA TORRE CÍVICA DE LA CIUDAD DE CASTELLO

1.1. Antecedentes históricos

La torre, inicialmente construida con propósitos militares, puede datarse alrededor del siglo XIII y es la única estructura sutil, junto con el "Campanario Redondo", que queda en el pueblo antiguo Città Di Castello. El edificio tiene una forma rectangular, con unas dimensiones de 6.10 x 6.80 m y tiene una altura máxima en la fachada de 39.80 m. Está dividida en siete niveles diferentes, cuatro de los cuales fueron utilizados anteriormente como prisión. La torre, como se ve hoy, es el resultado de varios derrumbamientos y reedificaciones realizados a lo largo del tiempo; esto se puede deducir de las diferentes texturas de las paredes, que se suceden a lo largo de la altura de la torre.

1.2. Localización del asentamiento

En marzo de 2007, después de un terremoto registrado en el área, con una magnitud de 2,2 de la escala Richter, fue localizada una grieta de 4 cm en la coyuntura sísmica entre la torre y el Palacio del Obispo. Analizando los datos registrados de las grietas, se identificó un asentamiento diferencial causado por el terremoto. Este asentamiento hizo aumentar mucho la inclinación ya existente de la torre, hacia la plaza. En concreto, la inclinación creció de 72 a 78 cm, aún empeorando un estado de esfuerzo ya cercano al límite.

2 INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA

1.2. Monitorización en tiempo real

El tiempo real de monitorización electrónica se empezó el 3 de octubre de 2007 y la medida cero mostró una inclinación de 74 cm hacia la plaza y 34 cm hacia el callejón contiguo. Durante los siguientes once días, se registró un asentamiento de 8 mm en ambas direcciones.

2.2. La inspección geológica

Durante el mes de octubre de 2003 fueron realizados una inspección geológica y cuatro sondeos profundos, una prospección del suelo con radar y pruebas de laboratorio. La profundidad de la cimentación desde el nivel del suelo, varía de 2,3 m, en los lados frente la plaza (lado de frente) y el callejón, hasta 3,6 m en el lado unido al Palacio del Obispo y en la parte posterior. El subsuelo está constituido por una capa superficial de relleno no homogéneo, cuyo espesor varía de 1,5 a 5,7 m, sobre una sucesión de capas de arenas limosas y limos arenosos, seguido por una capa inferior de arcilla y limos arcillosos a una profundidad que varía de 10,0 a 13,0 m.



Estas clase de suelos, caracterizados tanto por una fuerte variabilidad geométrica y granulométrica como por una variabilidad geomecánica, determina respuestas diferentes a los estados de esfuerzos estáticos y dinámicos, empeorando a causa de capas de relleno de gran variabilidad de espesor, debido a la antigua urbanización del viejo pueblo. El nivel freático del terreno fue localizado a una profundidad de 10 m desde el nivel del suelo, pero es capaz de grandes cambios dependiendo de la permeabilidad de los diferentes suelos. Fue localizada también en varios puntos bajo tierra una capa acuifera, procedente de unas tuberías de la plaza, después de grandes lluvias.

2.3. Parámetros geotécnicos

El Índice de Consistencia (IC), varía de 0,738 a 0,950, revelando un suelo con una consistencia de sólida a plástica. Estos valores son típicos de grupos de arcillas inorgánicas con un nivel de plasticidad de bajo a medio, de arcillas limosas y arenosas y de arenas limosas finas. Los suelos arenosos tienen una consistencia medio-alta, mientras que los suelos arcillosos están caracterizadas por altos valores de cohesión de drenaje (c'), que varían de 25 a 30 kPa y los módulos edométricos están entre 6,2 y 17,4 MPa, lo que significa un coeficiente de compresibilidad de volumen m_v de 0,16 y 0,06 m^2/MN . Gracias a las pruebas edométricas realizadas, se calculó la relación entre la presión de consolidación y la proporción de consolidación (OCR); las muestras utilizadas están todas entre la gama de suelos de consolidación normal y suelos de poca sobreconsolidación, con algunos picos en las arcillas de la parte más profunda de los sondeos:

TABLE 1. VALORES DE OCR

S1 C3	(7.7-8.0 m)	OCR= σ'_p/σ'_{v0} =(179.95/156.91)	kPa=1.147
S1 C4	(11.3-11.5 m)	OCR= σ'_p/σ'_{v0} =(229.97/225.55)	kPa=1.019
S1 C5	(15.2-15.5 m)	OCR= σ'_p/σ'_{v0} =(499.99/304.00)	kPa=1.645

3 PROYECTO DE MEJORA DEL SUELO

3.1. Método Uretrek Deep Injections®

Debido a la necesidad de emplear una tecnología de bajo impacto, que podía garantizar pocas vibraciones y perforaciones de diámetro muy pequeño, se eligió una técnica de inyecciones de resina de poliuretano. Uretrek Deep Injections® es una tecnología muy particular; consiste en inyecciones locales en el suelo con una resina de alta presión de expansión, que produce una considerable mejora de las propiedades geotécnicas del suelo de cimentación. Los pasos de la operación son relativamente sencillos y no requieren sistemas invasivos de excavaciones ni sistemas de conexión a las estructuras de cimentación existentes o a las nuevas estructuras. Pequeñas cantidades de materiales expansivos son inyectadas precisamente debajo del nivel de cimentación en el volumen de suelo donde el estado de esfuerzo alcanza su nivel máximo. Para evitar que el material salga fuera de este volumen, la expansión juntos con el aumento de viscosidad de la resina tiene que ser muy rápidos.

Por lo tanto, después de inyectarla en el suelo por tratar, la resina inmediatamente empieza a expandir. Se necesita también de una elevada presión de expansión del material inyectado para garantizar una compactación apropiada del suelo. Tiene que ser más elevada que el estado de esfuerzo inducido por las estructuras superiores para permitir cierto nivel de expansión y también para evitar un mayor consumo de material. El proceso de la expansión, conduce primero a la compactación del suelo circundante y después, en caso de sobreestructuras ligeras, también a su levantamiento. Todo el procedimiento está monitorizado por receptores eléctricos iluminados por un emisor láser y anclados al edificio cuya cimentación está tratada.

Se llevó a cabo un amplio conjunto de pruebas de laboratorio sobre la resina Uretrek®, denominada Geoplus®, para evaluar sus principales propiedades mecánicas. La compresión vertical con expansión lateral libre y expansión vertical en pruebas de condiciones odométricas fue realizada en el laboratorio de geotécnica de la Universidad de Padua (Favaretti et Al. 2004).

3.2. El proyecto y la simulación teóricos del proceso expansivo

El proyecto y la simulación teóricos del proceso expansivo. El proceso de expansión de la resina, localmente inyectada en el suelo, puede ser estudiado teóricamente como una cavidad esférica (o cilíndrica, si se realizan varias inyecciones muy cerca las unas de las otras, a lo largo de la misma línea vertical) que se expande en condiciones de cuasi-estática.

El suelo está modelado como un material lineal elástico-perfectamente plástico con un criterio no-asociado de rendimiento de Mohr-Culombio y es considerado inicialmente sujeto a un estado isotrópico de esfuerzo. Durante la primera parte del proceso de expansión, cuando la presión interna de la cavidad aumenta, el suelo muestra una conducta elástica, mientras que después de alcanzar un valor específico de la presión interna comienza la deformación plástica, parecido a la fase elástica, hasta alcanzar el límite de la presión (σ_{lim}). Es evidente que en cuanto se alcance el límite de presión, la resina se solidifica (Dei Svaldi et Al. 2005). El proceso de expansión es tratado teóricamente adoptando el análisis de grandes y pequeños esfuerzos, respectivamente, en la región plástica y elástica (Yu & Houlsby 1991).

3.3. El software Uretrek de cálculo de mejora del suelo

El modelo analítico del proceso de expansión junto a la ley de expansión de la resina obtenidos en laboratorio, fueron utilizados recientemente para desarrollar un software, S de Uretrek. S.I. M. S. 1.0, capaz de predecir el índice de mejora de un suelo inyectado con resina Geoplus®.

La S.I.M.S. 1.0 de Uretrek computeriza el modelo arriba explicado y permite a los diseñadores conseguir rápidamente los parámetros de mejora del suelo.



Para realizar un análisis de presión-esfuerzo estos parámetros pueden ser utilizado más tarde para realizar un análisis FEM. La calidad de las previsiones, proporcionadas por el modelo analítico, ha sido verificada en varios casos reales. La certeza de las previsiones teóricas aumenta con la calidad de la investigación geotécnica disponible para el diseñador. Durante la primera fase de inyecciones, debido a la expansión del material, todos los vacíos están rellenos, el suelo está compactado y su rigidez aumenta. Las condiciones de un suelo normal consolidado, esto lleva al incremento del esfuerzo horizontal hasta valores muy cerca del esfuerzo vertical, en un volumen limitado alrededor del punto de inyección. Cuando se alcanza el estado isotrópico de esfuerzo, la presión de expansión también se desarrolla en dirección vertical, induciendo un levantamiento de superficie (Schweiger et Al. 2004). El aumento isotrópico del volumen es obviamente una simplificación, porque la presión de expansión primero se desarrolla en el nivel de esfuerzo más bajo y en condiciones homogéneas del suelo.

3.4.El análisis FEM 3D

El análisis ha sido realizado utilizando una versión de software PLAXIS 3D Túnel versión 1.2 de la compañía holandesa Plaxis b.v.. Para modelar la intervención, fueron adoptadas algunas simplificaciones y de esta manera las inyecciones fueron modeladas como una expansión volumétrica de elementos sólidos. Se adoptó un aumento de la rigidez sea del suelo cercano que del suelo tratado; la expansión isotrópica implementada en la S.I.M.S. de Uretek.1.0 fue modelada en el análisis FEM 3D, forzando el valor volumétrico de esfuerzo del elemento según el aumento de volumen calculado con S.I.M.S. de Uretek.1.0 (Mansueto y Al. 2007). Actuando de esta manera, fue posible determinar la cantidad exacta de material a inyectar. El tiempo de reacción muy rápido, de hecho, impide que el material fluya lejos del punto de inyección, así es más fácil determinar los volúmenes inyectados en un cierto volumen de terreno. Teniendo en cuenta que el material fluye -como máximo- por un metro alrededor del punto de inyección, el volumen introducido en una esfera de un radio de un metro es igual a la cantidad inyectada multiplicada por el factor de expansión calculado con S.I.M.S. de Uretek 1.0 (Pasquetto et Al. 2008). También el aumento de rigidez del suelo fue calculado con S.I.M.S. de Uretek 1.0. La figura 1 muestra los diferentes niveles de fundación de la torre: éstos son más altos hacia la plaza ($X < 0$) y hacia el callejón ($z > 0$) como verificado en las pruebas. Se ha realizado un análisis de presión-esfuerzo de la torre por cada fase planificada de inyección, simulando el volumen inyectado como una expansión del suelo situado exactamente en correspondencia del punto de inyección (X, Y y Z).

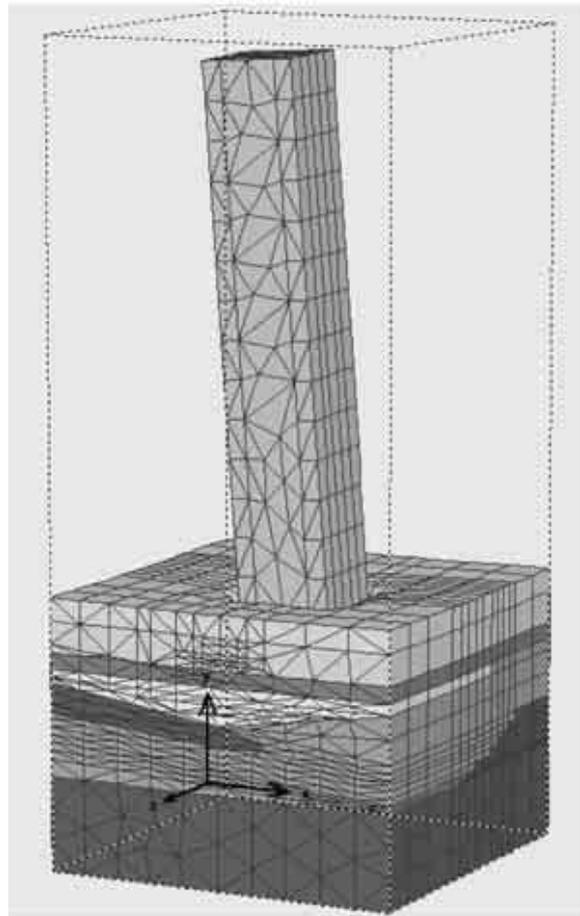


FIGURE 1. 3D FEM MODEL OF THE TOWER.

La tasa de expansión volumétrica ha sido asignada a cada elemento, según el volumen de resina por inyectar en cada punto y el factor de expansión de la resina calculado. La construcción del modelo 3D, interesó 14.310 m^3 de tierra y requirió 8.708 elementos, 25.053 nudos y 52.248 puntos de esfuerzo internos a los elementos. La torre ha sido modelada en posición vertical en los datos de entrada. Luego, las fases de construcción han sido simuladas utilizando fases intermedias, hasta alcanzar la configuración final.

El error entre la inclinación del modelo y la inclinación medida - inferior al 4% - se ha considerado aceptable. El modelo ha sido basado en la estratigrafía del suelo, en la geometría precisa de la torre y en las fases planificadas de inyección.

El análisis inicial de la condición ha indicado que, aparte de la estratigrafía local bastante compleja y caracterizada por la presencia de materiales ultra-consolidados en suelos mucho más deformables, los diferentes niveles de fundación determinaron la rotación de la torre.



TABLE 2. VALORES OCR

TIPO DE SUELO	PARÁMETROS					
	γ_{sat} kN/m ³	E kPa	c' kPa	ϕ °	ψ °	Ley Constitutiva
Relleno (arcilla limosa)	19,5	6250	31	23	-	Mohr-Coulomb
Relleno (limo arcilloso)	20,0	4000	30	28	-1	Mohr-Coulomb
Relleno (arena)	18,5	3000	0	32	-	Mohr-Coulomb
Limo arenoso	20,0	8000	18	30	-3	Mohr-Coulomb
Arena limosa	20,0	9000	18	30	-2	Mohr-Coulomb
Arcilla y limo arcilloso	21,2	13000	10	27	-	Mohr-Coulomb

De hecho, a un nivel más alto de la cimentación, corresponde una capa más espesa de suelo deformable, que da origen, por lo tanto, a un asentamiento diferencial y a la rotación de la torre. La dirección de la inclinación hacia la capa menos profunda puede ser leída como una confirmación de esto. El análisis FEM demuestra claramente este punto. El estado de esfuerzo, en correspondencia a la interfaz cimentación/suelo, alcanza el nivel más alto (700 kPa) por debajo de la cimentación hacia la plaza, exactamente donde el nivel de asentamiento es el más elevado. Estos son los efectos de la redistribución del esfuerzo causados por la excentricidad de torre.

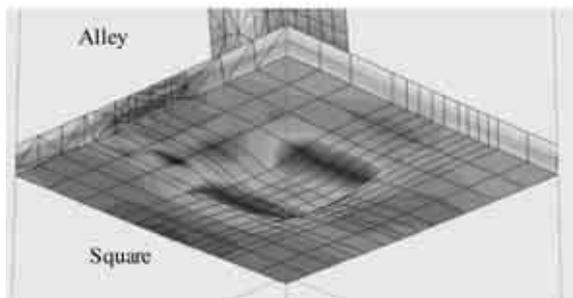


FIGURE 2: DISTRIBUCIÓN DE LOS ESFUERZOS DE CORTE RELATIVO

La figura 2 muestra la distribución de los esfuerzos de flexión relativa (eso significa que la relación entre los esfuerzos de flexión existentes y los esfuerzo de resistencia han sido calculados con el criterio de rotura Mohr-Coulomb) sólo debajo de las cimentaciones. Se ha observado que donde los asentamientos son más elevados, los esfuerzos existentes son iguales a los esfuerzos de resistencia; esto significa que el suelo alcanzó una condición plástica de equilibrio. Este resultado obvio es importante porque demuestra la correspondencia del análisis realizado; el suelo de cimentación alcanzó la total movilización del límite de capacidad portante.

En la figura 3 se muestra una interesante doble movilización de un mecanismo de rotura. El primero, más superficial, se coloca justo por debajo del nivel de cimentación y está limitado a la primera capa de suelo de limo arenoso; por el contrario, el segundo y más profundo, afecta solamente al suelo que se halla por debajo del primero.

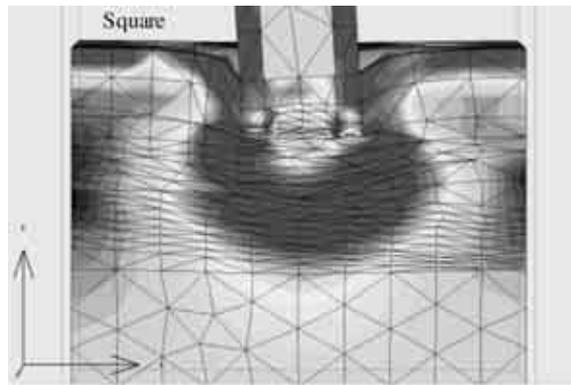


FIGURE 3: ESFUERZO DE CORTE RELATIVO EN EL CENTRO DEL CORTE DE LA TORRE ANTES DE LAS INYECCIONES.

Por lo tanto, si el primero es un típico mecanismo superficial de rotura de perforación, el segundo depende del estado de esfuerzo transmitido a las capas más profunda del suelo; los dos efectos ciertamente están relacionados, dependiendo el segundo del primero.

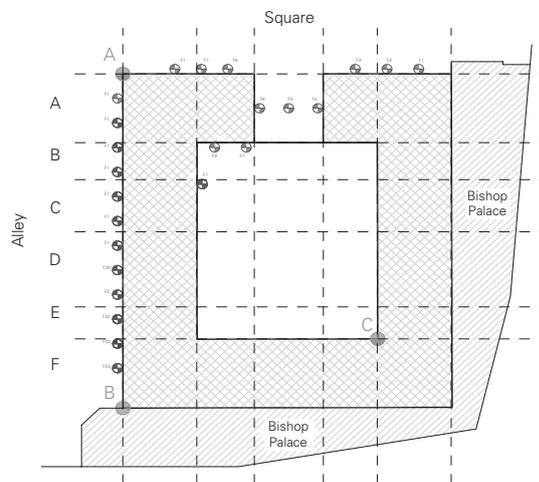


FIGURE 4: DISTRIBUCIÓN DE LOS PUNTOS DE INYECCIONES Y MONITORIZACIÓN DE LOS PUNTOS

3.5. El proyecto ejecutivo

Basado en las indicaciones del análisis FEM, se ha preparado un proyecto ejecutivo, que ha sido reformado continuamente, al depender de la reacción de la torre durante las diferentes fases de inyección. Durante un total de 14 días de trabajo, fueron inyectados 2.475,5 kg de resina. La cantidad de material inyectado por día fue muy diferente, dependiendo del análisis de datos de monitorización en tiempo real.

4 COMPARACIÓN DE LOS DATOS DE LA MONITORIZACIÓN EN TIEMPO REAL Y LOS DATOS DEL PROYECTO

Como hemos mencionado antes, durante el trabajo se realizó una monitorización en tiempo real. Después estos datos fueron comparados con los asentamientos calculados con el análisis FEM.



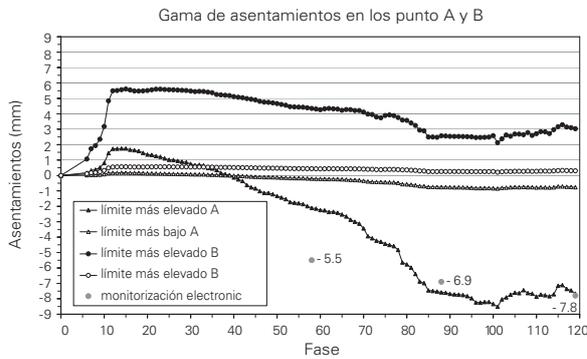


FIGURE 5: GRÁFICO DE LOS ASENTAMIENTOS CALCULADOS Y DE LOS DATOS MONITORIZADOS

4.1 Asentamientos medios

La figura 5 muestra la estructura de los asentamientos medios en la monitorización de los puntos A y B, y representan dos situaciones límites con expansión cero o total de la resina. El gráfico considera también los datos de asentamiento, medidos in situ después de cada una de las tres fases de inyección. Se puede observar que, según el modelo, había que esperar unos pequeños asentamientos, debido a un doble efecto: primero un flujo lateral del suelo debido a la inyección y expansión de la resina; luego una deformación del suelo debida al aumento del terreno, también causado por la expansión de volumen de resina. La figura 5 muestra cuanto pequeñas son las diferencias entre la curva tiempo/asentamiento calculada y los asentamientos reales medidos in situ después de cada fase de inyección.

4.2. La distribución final del estado de esfuerzo

Con referencia al esfuerzo de corte (Fig. 2), el análisis FEM muestra claramente cómo las inyecciones redujeron totalmente este valor dentro del volumen mejorado del suelo. Esta reducción es el efecto de la compactación del suelo inducida por la expansión de resina.

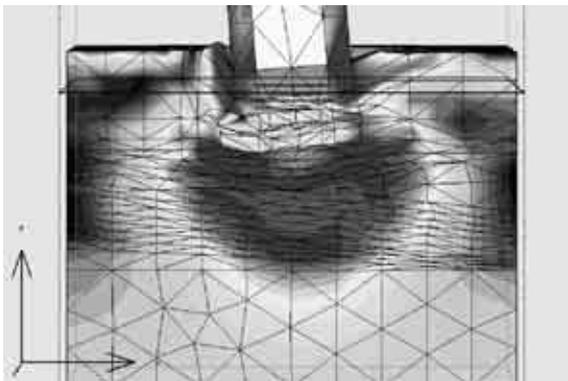


FIGURE 6: ESFUERZO DE CORTE RELATIVO EN EL CENTRO DEL CORTE DE LA TORRE DESPUÉS DE LAS INYECCIONES.

4.3. Aumento del factor de seguridad

La determinación del factor de seguridad, fue realizada utilizando un procedimiento de "reducción c-φ", que prevé una reducción progresiva de los valores de los parámetros del suelo hasta alcanzar el colapso del cuerpo del suelo. El resultado final es un gráfico del factor de movimiento/reducción, que representa el factor de seguridad de la estructura. La figura 7 muestra una comparación del factor de seguridad antes y después de la intervención; se puede observar que el efecto de las inyecciones fue el aumento del factor de seguridad de aproximadamente un 30%.

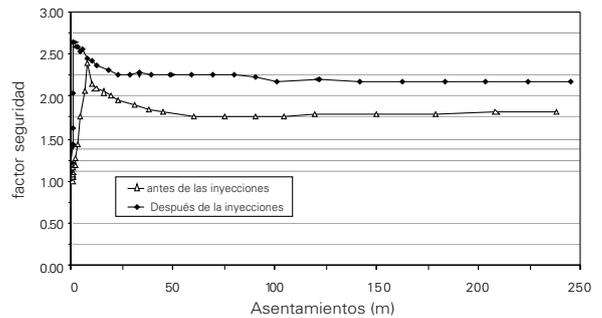


FIGURE 7: GRÁFICO DEL FACTOR SEGURIDAD

4.4. Monitorización post intervención

La monitorización de precisión de tres puntos de referencia, empezada el 25 de marzo de 2007 fue necesaria para medir los asentamientos de la estructura antes, durante y después de la intervención.

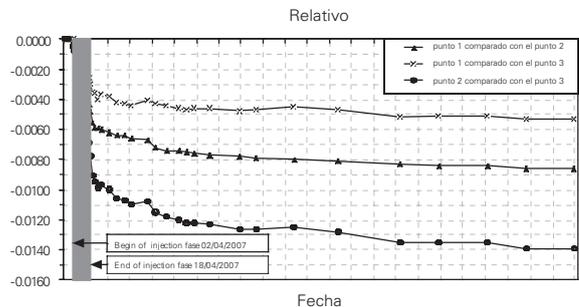


FIGURE 8: GRÁFICO ASENTAMIENTO/TIEMPO

La figura 8 muestra el gráfico asentamientos/tiempo: parece claro cómo la velocidad de asentamiento disminuye rápidamente después de las inyecciones. Además se instalaron en la torre otros dispositivos electrónicos, antes de la intervención: como por ejemplo tres inclinómetros electrónicos con una precisión de 10^{-3} grados y dos monitores electrónicos de grietas con una precisión de 10^{-2} mm.

En este caso la monitorización tuvo que registrar eventuales tendencias de asentamiento ya sea a corto como a largo plazo. Para obtener una medición significativa, se instaló también un termómetro, para omitir movimientos debidos solamente a choques térmicos. Analizando los datos, se observó que durante la fase de perforación no fue registrado ningún asentamiento importante; eso significa que el pequeño diámetro de las perforaciones ejecutadas con taladros de mano no influyó en la estabilidad de la torre.



Por otro lado, así durante la fase de inyección, se observó una variación de apertura de las grietas, como un progreso en la inclinación de la torre, confirmando, de esta manera, los resultados del análisis FEM. La monitorización todavía sigue trabajando y la torre no registró más asentamientos en los últimos dos años.

5 CONCLUSIONES

En este interesante documento, parece clara la gran utilidad de un análisis FEM 3D, para tomar decisiones importantes sobre el lugar de trabajo. En esta delicada compensación de cimentaciones con inyecciones de resina de poliuretano, por debajo de una torre medieval, se tomaron decisiones clave - como una secuencia de inyecciones y las cantidades de material por utilizar - gracias a los resultados del modelo. Al final de los trabajos se ha comprobado una buena correspondencia entre los datos de asentamientos medidos in situ y los pronosticados con el análisis, confirmando la buena calidad del modelo; también por lo que se refiere al aumento de la capacidad de sustentación, se ha notado un aumento satisfactorio del factor seguridad.

El objetivo de esta investigación fue la evaluación del comportamiento de esfuerzo de la torre durante las diferentes fases de inyección, para analizar los puntos críticos del trabajo.

Para solucionar el problema de estabilidad se debería tener en cuenta también del incremento del efecto de la gravedad causada por el aumento de la inclinación; sin embargo ésta no era la finalidad de la investigación.

6 REFERENCES

- [1] Dei Svaldi, A. Favaretti, M. Pasquetto, A. & Vinco, G. 2005. Analytical modelling of the soil improvement by injections of high expansion pressure resin. In 6th International Conference on Ground Improvement Techniques; Congress proceedings, Coimbra, 18-19 July 2005: 577-584.
- [2] Favaretti, M. Germanino, G. Pasquetto, A. & Vinco, G. 2004. Interventi di consolidamento dei terreni di fondazione di una torre campanaria con iniezioni di resina ad alta pressione d'espansione. In XXII Convegno Nazionale di Geotecnica; Congress proceedings, Palermo, 22-24 October 2004: 357-364. Bologna: Pàtron.
- [3] Foti, S. & Manassero, M. 2009. Rinforzo e adeguamento delle fondazioni per sollecitazioni statiche e dinamiche. In Risk mitigation and soil improvement and reinforcement; Proc. intern. symp., Torino, 18-19 November 2009.
- [4] Mansueto, F. Gabassi, M. Pasquetto, A. & Vinco, G. 2007. Modellazione numerica di un intervento di consolidamento del terreno di fondazione di un palazzo storico sito in Rue Joseph de Maistre sulla collina di Monmatre in Parigi realizzato con iniezioni di resina poliuretanicca ad alta pressione d'espansione. In XXIII Convegno Nazionale di Geotecnica; Congress proceedings, Padova-Abano Terme, 16-18 May 2007: 277-284. Bologna: Pàtron.
- [5] Pasquetto, A. Gabassi, M. Vinco, G. & Guerra, C. 2008. Consolidation du sol par injection de résine polyuréthane, afin d'atténuer le gonflement e le retrait des sols argileux. In SEC 2008-Symposium international sécheresse et constructions; Congress proceedings, Marne-La-Valée, 1-3 September 2008: 343-348. Plaxis B.V. 2004.
- [6] Plaxis 3D Tunnel, Tutorial Manual
- [7] Schweiger, H. F. Kummerer, C. Otterbein, R. & Falk, E. 2004. Numerical modelling of settlement compensation by means of fracture grouting. *Soils and foundations* 44 (1): 71-86
- [8] Yu, H.S. & Houlsby, G.T. 1991. Finite cavity expansion in dilatant soils: loading analysis. *Geotechnique* 41 (2): 173-183.



.....
URETEK Soluciones Innovadoras S.L.U.



28002 MADRID
Calle Principe de Vergara, 126



uretek@uretek.es
www.uretek.es