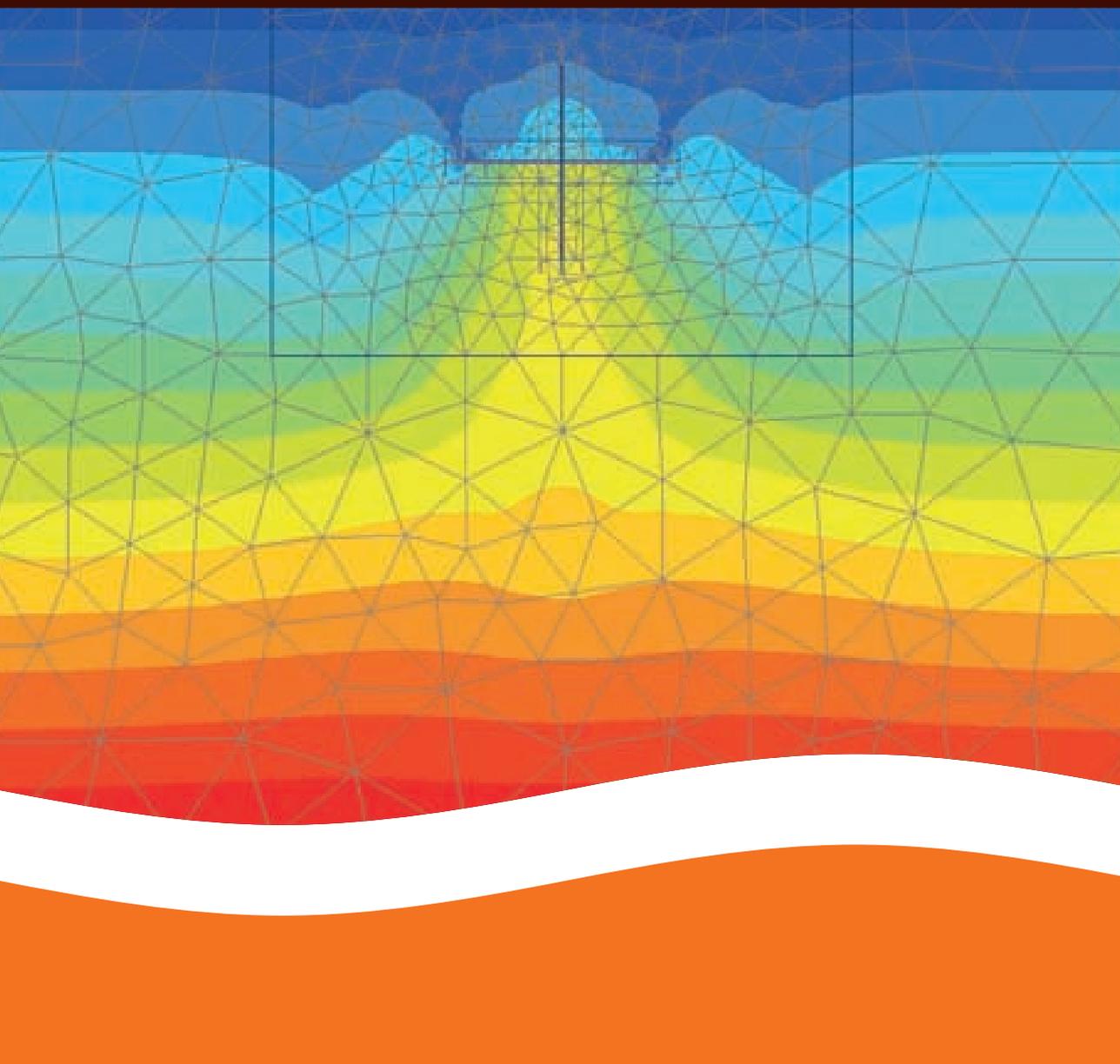


Andrea Dominijanni
Mario Manassero

Consolidación de terrenos con resinas expansivas. Guía del proyecto



Consolidación de los terrenos con resinas expansivas

Guía del proyecto

Andrea Dominijanni
Mario Manassero

Consolidación de terrenos con resinas expansivas.

Guía del proyecto

Guía del proyecto

Redactada en el ámbito del Proyecto de investigación

URETEK - POLITÉCNICO DE TURÍN

Estudio teórico/experimental sobre la interacción de las inyecciones de resina expansiva en los terrenos tratados y para la planificación de las intervenciones de consolidación con tecnología Uretek Deep Injections® llevadas a cabo para mitigar los efectos producidos por las acciones sísmicas.



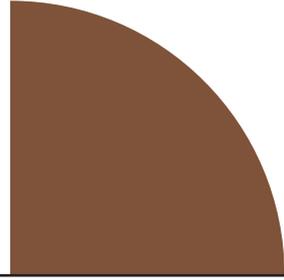
Copyright © 2016

URETEK Soluciones Innovadoras, S.L.U.
C. Príncipe de Vergara, 126, 1º F, 28002 Madrid
Tel. 900 80 99 33



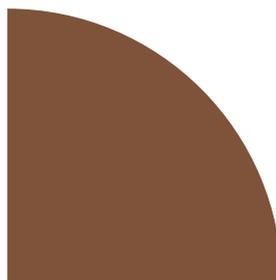
Quedan reservados, para todos los países, todos los derechos de traducción, reproducción, memorización electrónica, y adaptación total y parcial por cualquier medio (incluidos los microfilm y fotocopias).

Índice breve



| | | |
|-----------|--|-----|
| 1 | Propiedades físicas y mecánicas de la resina de poliuretano | 1 |
| 2 | Criterios generales de proyecto | 7 |
| 3 | Otros tipos de inyecciones y comparación | 13 |
| 4 | Modelo teórico | 19 |
| 5 | Modelo numérico | 55 |
| 6 | Riesgo de licuefacción | 96 |
| 7 | Ejemplos de cálculo | 123 |
| 8 | Bibliografía | 139 |
| 9 | Apéndice A | 145 |
| 10 | Apéndice B | 165 |

Índice



| | |
|---------|------|
| Prólogo | XIII |
| Autores | XV |

Capítulo 1

| | |
|--|---|
| Propiedades físicas y mecánicas de las resinas de poliuretano | 1 |
| 1.1 Resinas de poliuretano expansivas | 1 |

Capítulo 2

| | |
|--|----|
| Criterios generales de proyecto | 7 |
| 2.1 Introducción | 7 |
| 2.2 Rellenos de cavidades | 9 |
| 2.3 Reducción de la conductividad hidráulica | 11 |

Capítulo 3

| | |
|---|----|
| Otros tipos de inyecciones y comparación | 13 |
| 3.1 Introducción | 13 |
| 3.2 Inyecciones de permeación | 14 |
| 3.3 Inyecciones de compactación | 15 |

Capítulo 4

| | |
|--|----|
| Modelos teóricos | 19 |
| 4.1 Introducción | 19 |
| 4.2 Comportamiento de la resina en el interior de los terrenos | 21 |
| 4.3 Modelos teóricos para los terrenos de grano grueso | 28 |
| 4.3.1 Efecto de permeación inicial | 28 |
| 4.3.2 Determinación de la presión de equilibrio | 37 |

| | |
|---|----|
| 4.3.3 Variación del estado tensional en el terreno | 43 |
| 4.4 Modelos teóricos para terrenos de grano fino | 46 |
| 4.4.1 Criterios de desencadenamiento del fenómeno de fracturación | 46 |
| 4.4.2 Criterios de propagación de las fracturas | 49 |
| 4.4.3 Elevaciones producidas por las inyecciones de resina | 52 |
| 4.5 Conclusiones | 54 |

Capítulo 5

| | |
|---|----|
| Modelos numéricos | 55 |
| 5.1 Introducción | 55 |
| 5.2 Intervenciones de compaction grouting | 57 |
| 5.2.1 Expansión de la cavidad esférica | 57 |
| 5.2.2 Expansión de la cavidad cilíndrica | 66 |
| 5.2.3 Efectos producidos en el terreno por inyecciones próximas | 73 |
| 5.3 Intervenciones de recuperación de los hundimientos | 80 |
| 5.4 Conclusiones | 96 |

Capítulo 6

| | |
|--|-----|
| Riesgo de licuefacción | 96 |
| 6.1 Introducción | 97 |
| 6.2 Valoración del riesgo de licuefacción | 98 |
| 6.2.1 Valoración de la relación de esfuerzo cíclico (CSR) | 100 |
| 6.2.2 Valoración de la relación de resistencia cíclica (CRR) | 101 |
| 6.2.2.1 Valoración del CRR por las pruebas SPT | 103 |
| 6.2.3 Índice del potencial de licuefacción | 109 |
| 6.3 Exclusión de la verificación de licuefacción | 112 |
| 6.4 Intervenciones de mitigación del riesgo de licuefacción | 114 |

Capítulo 7

| | |
|---|-----|
| Ejemplo de cálculo | 123 |
| 7.1 Introducción | 123 |
| 7.2 Inyecciones de resinas expansivas en los terrenos de grano grueso | 124 |
| 7.2.1 Inyecciones de resinas menos expansivas | 130 |
| 7.3 Inyecciones de resinas expansivas en los terrenos de grano fino | 135 |

Capítulo 8

| | |
|---------------------|-----|
| Bibliografía | 139 |
|---------------------|-----|

Capítulo 9

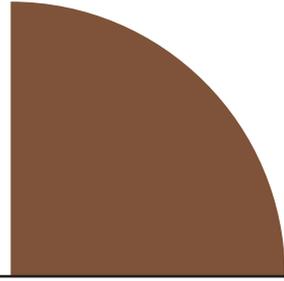
| | |
|---|-----|
| Apéndice A | 145 |
| 9.1 Introducción y definición del problema | 145 |
| 9.2 Estado tensional y deformativo en condiciones puramente elásticas | 145 |
| 9.2.1 Cavidad cilíndrica | 148 |
| 9.2.2 Cavidad cilíndrica o esférica | 150 |
| 9.3 Estado tensional y deformativo en condiciones elastoplásticas | 152 |
| 9.3.1 Estimación de la presión de primera plastificación | 154 |
| 9.3.1.1 Cavidad cilíndrica, terreno puramente friccionante | 154 |
| 9.3.1.2 Cavidad cilíndrica o esférica, terreno friccionante y cohesivo | 154 |
| 9.3.2 Aproximación al “análisis de las pequeñas deformaciones” | 155 |
| 9.3.2.1 Estado tenso-deformativo del terreno en el dominio elástico | 155 |
| 9.3.2.1.1 Cavidad cilíndrica, terreno puramente friccionante | 155 |
| 9.3.2.1.2 Cavidad cilíndrica o esférica, terreno friccionante y cohesivo | 156 |
| 9.3.2.2 Estado tenso-deformativo del terreno en la zona de plastificación | 156 |
| 9.3.2.2.1 Cavidad cilíndrica, terreno puramente friccionante | 156 |
| 9.3.2.2.2 Cavidad cilíndrica o esférica, terreno friccionante y cohesivo | 159 |
| 9.3.2.3 Cálculo de la extensión de la zona de plastificación | 160 |
| 9.3.2.3.1 Cavidad cilíndrica, terreno puramente friccionante | 160 |
| 9.3.2.3.2 Cavidad cilíndrica o esférica, terreno friccionante y cohesivo | 161 |
| 9.3.3 Aproximación al “análisis de las grandes deformaciones” | 161 |
| 9.3.3.1 Estado tenso-deformativo del terreno en el dominio elástico | 145 |
| 9.3.3.2 Estado tenso-deformativo del terreno en la región de plastificación | 162 |

| | |
|--|-----|
| 9.3.3.3 Cálculo de la extensión de la zona de plastificación | 163 |
| 9.3.3.4 Cálculo de la presión límite (PLIM) | 164 |

Capítulo 10

| | |
|--|------------|
| Appendice B | 165 |
| 10.1 Introducción y definición del problema | 165 |
| 10.2 Fracturación del terreno en condiciones no drenadas | 166 |
| 10.3 Fracturación del terreno en condiciones drenadas | 173 |

Prólogo



Hasta el final de los años ochenta, los sistemas de consolidación y refuerzo de los terrenos estaban ideados y se desarrollaban siguiendo los avances del conocimiento sobre el comportamiento mecánico, hidráulico, y físico/químico de los terrenos.

Posteriormente, se impuso un desarrollo fundamentalmente tecnológico en el que los progresos más importantes se dieron sobre todo en cuanto a la profundidad y distancia alcanzables por las sondas, la productividad y el control de los materiales. El resultado más importante de esta tendencia fue el minimizar los condicionamientos derivados de las características del terreno a consolidar, aún a costa de una explotación no óptima de la energías empleadas.

En los últimos años, también como consecuencia de los cambios de condiciones en términos de sostenibilidad económica y ambiental, volvieron a estar en auge los estudios e investigaciones que, más allá de los aspectos puramente productivos y económicos, tenían en cuenta la optimización de las intervenciones, a la luz de las exigencias de reducción del impacto ambiental, de la conservación de la estática y la funcionalidad original de las obras que interactúan con el terreno, sin dejar de lado otras consideraciones relativas a su localización, su historia, y su recuperación y reutilización a corto y largo plazo.

Los tratamientos de consolidación de los terrenos con resinas expansivas, en opinión de los autores, parecen estar incluidos más bien en el ámbito de estas nuevas tendencias, resultando poco invasivos y mostrando características de una gran flexibilidad, bajos consumos energéticos, e impactos ambientales extremadamente reducidos con especial mención a la fase de ejecución.

Por contra, hasta la fecha, la proyección de este tipo de intervenciones, así como, a decir verdad, de casi todos los otros tipos de consolidación y refuerzo de los terrenos mediante técnicas de inyección de fluidos en el subsuelo, ha estado siempre basada en aproximaciones puramente empíricas que ofrecieran

soluciones de máxima duración a nivel sustancialmente cualitativo, y siempre a validar mediante campos de prueba para la realización y monitorización de forma continuada durante todas las fases de ejecución.

A la luz de las consideraciones anteriores, el proyecto de investigación del Departamento de Ingeniería Estructural, de Construcción y Geotécnica del Politécnico de Turín, financiado por la sociedad URETEK ITALIA S.p.A., e ilustrado en esta publicación, se propone simplemente realizar un primer encuadramiento teórico general de modelización analítica y numérica de esta técnica particular de inyección, tratando de esquematizar las interacciones con el terreno y las posibles sobreestructuras, a la luz de los principios elementales de la mecánica de los medios porosos y partículas, así como de los recientes avances en el ámbito de su formulación teórica y experimental.

Como conclusión de este breve prólogo y refiriéndonos a las oportunidades y posibilidades de aplicación ofrecidas por las inyecciones con resinas expansivas para la consolidación y el refuerzo de los cimientos de los terrenos, se pone de manifiesto cómo la salvaguardia, la recuperación y la conservación de las construcciones existentes, constituyen en la actualidad temas de gran calado e importancia, sobre todo en contextos urbanos como los italianos, caracterizados por un patrimonio excepcional en materia de construcciones históricas, en muchos casos degradado, especialmente, en los cimientos y subsuelo.

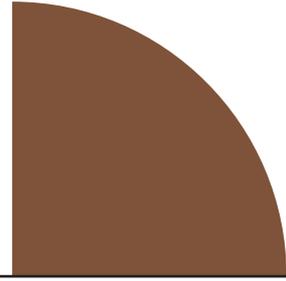
Además, las técnicas de inyección que utilizan resinas expansivas han sido ya ampliamente utilizadas en este ámbito y con estos fines, resultando casi obligatorio citar, entre las numerosísimas experiencias de aplicación de Uretek en edificios de distinta importancia, la intervención de saneamiento y refuerzo de los cimientos de los edificios que dan al Gran Canal del palacio de Punta della Dogana de Venecia (s.XVII) llevada a cabo con éxito también gracias a la contribución fundamental de ideación y proyecto del llorado Ingeniero D. Claudio Mascardi del Estudio Geotécnico Italiano de Milán, con la coordinación del Profesor Michele Jamiolkowski del Politécnico de Turín y la ayuda logística, organizativa y financiera del concesionario Consorcio Venezia Nuova.

Los autores quieren finalmente agradecer a los ingenieros Luca Buffa y Giacomo Boffa por su importante contribución en este proyecto de investigación y en la redacción de esta publicación.

Andrea Dominijanni

Mario Manassero

Autores



Andrea Dominijanni, doctor de investigación en Geoingeniería ambiental, desarrolla desde hace años en el Politécnico de Turín su actividad didáctica y de investigación en el campo de la Geotécnica y de la Geotécnica Ambiental. Es autor de numerosas publicaciones científicas sobre fenómenos de transporte y comportamiento mecánico de los terrenos de grano fino. En calidad de consultor y proyectista, se ha dedicado a la modelización numérica de obras geotécnicas y de intervenciones de protección ambiental en Italia y en el extranjero.

Mario Manassero es Profesor Ordinario de Geotécnica en el Politécnico de Turín. Sus principales temas de investigación están referidos al estudio teórico y experimental de la mecánica de los medios porosos, la caracterización geotécnica de los terrenos mediante pruebas *in situ*, la consolidación y refuerzo de los terrenos, así como el control y la extracción de contaminantes del subsuelo, con especial atención a los procesos de interacción física y química entre el esqueleto sólido y fluidos intersticiales. Preside desde 2001 el Comité Técnico Internacional de la International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE), dedicado a la Geotécnica Ambiental. Es también consultor y proyectista geotécnico en el ámbito de importantes intervenciones de consolidación y refuerzo de los terrenos y de saneamiento y protección ambiental en Italia y en el extranjero.

Propiedades físicas y mecánicas de las resinas de poliuretano

1

1.1 Resinas de poliuretano expansivas

Los polímeros uretánicos o poliuretanos constituyen una amplia familia de polímeros que se caracterizan por diversas propiedades físicas, entre las que se encuentra la capacidad de expandir (hincharse).

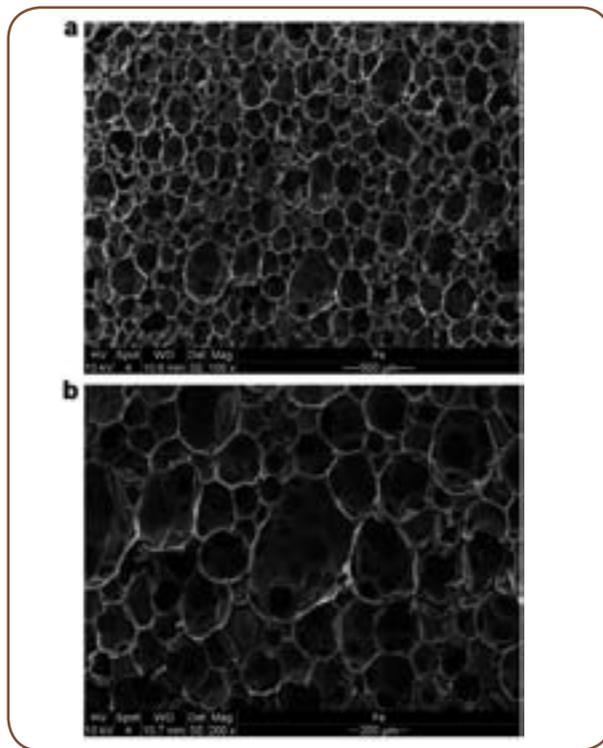
La reacción química para la síntesis de los poliuretanos fue descubierta por Bayer en 1947. Las resinas de poliuretano expansivas se producen por la reacción exotérmica entre un poliol y un isocianato, mezclados en proporciones volumétricas establecidas de acuerdo con las particularidades específicas de producción. Durante la reacción, se genera una gran cantidad de anhídrido carbónico, el cual produce la expansión volumétrica de la mezcla y la formación de una estructura espumosa, en la que quedan atrapadas las burbujas de gas. Para la producción de anhídrido carbónico es necesaria la presencia de agua, la cual reacciona con el grupo isocianato; en ausencia de agua, se recurre a un agente hinchable líquido, químicamente inerte y con baja temperatura de ebullición, que vaporiza aprovechando parte del calor de polimerización.

En un espacio de tiempo muy breve, (de unos segundos a algunos minutos) la mezcla se endurece, pasando del estado líquido al sólido. El tiempo de reacción, que depende de cada resina y de la utilización, por otra parte, de catalizadores, depende, también, de la temperatura de los componentes mezclados. Por ello, controlando la temperatura de los componentes, es posible acelerar o retrasar el tiempo de reacción.

La presión ejercida durante el hinchamiento y la densidad final de la resina dependen de la capacidad de expansión que posea el gas que contienen las burbujas antes del endurecimiento. La estructura de “celda cerrada” de la resina expandida se aprecia en la **Figura 1.1** en la que se muestran las imágenes

obtenidas en el microscopio electrónico de Buzzi et al. (2008). Las imágenes reproducen la estructura microscópica de la resina utilizada por URETEK (Canteri, 1998) en campo geotécnico, en condiciones de hinchamiento libre y con una densidad de 37 kg/m^3 (en contraposición, la densidad del agua es igual a 1000 kg/m^3). En tales condiciones, el volumen expandido equivale a 30 veces el volumen inicial de la mezcla (Dei Svaldi et al., 2005; Buzzi et al., 2008; Buzzi et al., 2010).

La densidad de la mezcla en estado líquido equivale a 1070 kg/m^3 , muy próxima a la del agua ($=1000 \text{ kg/m}^3$). La resina expandida se caracteriza, en cambio, por una densidad significativamente inferior, dependiendo de la presión de hinchamiento.



■ **Figura 1.1.** Imágenes obtenidas al microscopio electrónico de una resina de poliuretano URETEK expandida sin confinamiento (densidad equivalente a 38 kg/m^3). (a) Aumento $\times 100$; (b) Aumento $\times 200$ (de Buzzi et al., 2008)

Se han llevado a cabo numerosas pruebas de laboratorio sobre la resina URETEK para determinar las principales propiedades físicas y mecánicas (Favaretti et al., 2004)

En particular, la relación entre presión de hinchamiento y densidad (o peso específico) ha sido estudiada en condiciones edométricas, utilizando unas herramientas que permiten inyectar resina en el interior de un cilindro metálico rígido, provisto de pistón. Inmediatamente después de inyectarse, la resina inicia su expansión que, a causa de la elevada rigidez del contenedor, solo puede hacerlo en dirección vertical. En el acto de la expansión, la mezcla empuja hacia arriba un pistón, que después de una carrera de pocos centímetros, es bloqueado por un contraste transversal provisto de manómetro. La presión de hinchamiento ha sido determinada como la presión que el contraste transversal debe ejercer para impedir al pistón moverse hacia arriba. La dependencia de la presión de hinchamiento de la densidad de la resina, obtenida experimentalmente, se muestra en la **Figura 1.2**.

De los resultados experimentales se ha obtenido la siguiente relación empírica:

$$P = \exp [0.23 \cdot (\gamma_{rf} - 0.36)] \quad [1.1]$$

donde:

P = presión de hinchamiento, determinada en condiciones edométricas (expresada MPa);

γ_{rf} = peso de la unidad de volumen (o peso específico) de la resina expandida (expresado en kN/m^3).

En las pruebas efectuadas se han medido valores de presión de hinchamiento comprendidos entre $0.40 \div 10.00$ MPa, en el campo investigado de pesos de la unidad de volumen ($\gamma_{rf} = 2.00 \div 10.00$ kN/m^3).

Además, Buzzi et al. (2008) han verificado condiciones de hinchamiento libre de la resina, o presión de hinchamiento nula, en un peso específico

$$\gamma_{rf} = 37 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot g = 0.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

donde g es la aceleración de gravedad ($= 9.81 \text{ m/s}^2$). La relación empírica Ec. [1.1] se ha obtenido minimizando el error de aproximación de los datos de Favaretti et al. (2004) e imponiendo

$$\gamma_{rf} = 0.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{per } P = 0 \text{ kPa.}$$

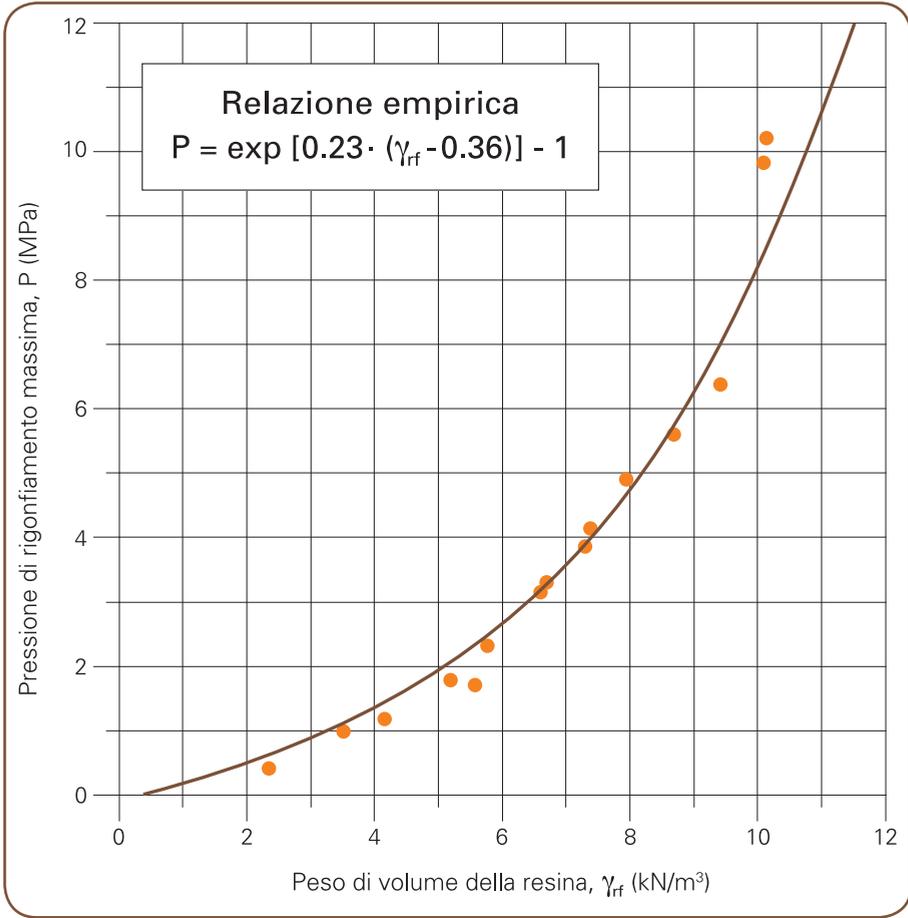


Figura 1.2. Presión de hinchamiento de la resina URETEK en función del peso por unidad de volumen (datos experimentales de Favaretti et al., 2004)

Sobre la base de estos resultados, podemos deducir que la presión de hinchamiento se reduce al disminuir la densidad y al aumentar la expansión. Esta propiedad reviste una notable importancia en las aplicaciones en las que la resina de poliuretano se inyecta dentro del terreno y, por lo tanto, se somete a un efecto de confinamiento.

A partir de la Ec. (1.1) es posible determinar la relación entre el volumen expandido de la resina (volumen de la resina final, V_{rf}) y el volumen inicial de mezcla inyectada en estado líquido dentro del terreno (volumen de la resina inicial, V_{ri}). De hecho, la masa de resina, M_r , resulta sustancialmente inal-

terada en su paso del estado líquido inicial al sólido expandido final y, por lo tanto, los volúmenes V_{ri} y V_{rf} pueden expresarse de la siguiente manera:

$$V_{ri} = \frac{M_r}{\gamma_{ri}} \quad [1.2a]$$

$$V_{rf} = \frac{M_r}{\gamma_{rf}} \quad [1.2b]$$

donde:

M_r = masa de la resina, inalterada en su paso del estado líquido al estado sólido;

$$\gamma_{ri} = 1070 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot g = 10.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = \text{peso específico de la resina en estado líquido};$$

γ_{rf} = peso específico de la resina expandida.

Utilizando las Ec. [1.1], [1.2a] y [1.2b], la relación de hinchamiento, definida como V_{rf}/V_{ri} , resulta equivalente a:

$$\frac{V_{rf}}{V_{ri}} = \frac{\gamma_{ri}}{\gamma_{rf}} = \frac{10.5}{0.36 + \frac{1}{0.23} \cdot \ln[1 + P(\text{MPa})]} \quad [1.3]$$

La relación entre V_{rf}/V_{ri} , obtenida mediante este procedimiento se señala en la **Figura 1.3**.

Como ya hemos observado, cuando la reacción de polimerización tiene lugar en ambiente sin confinamiento (aire libre), la resina solidifica con un peso de volumen de 0.36 kN/m^3 y un grado de expansión volumétrica de aproximadamente 30 (Dei Svaldi et al., 2005).

La relación reproducida en la **Figura 1.3** reviste una especial importancia en la valoración de las inyecciones de resina en los terrenos (Foti y Manassero, 2009).

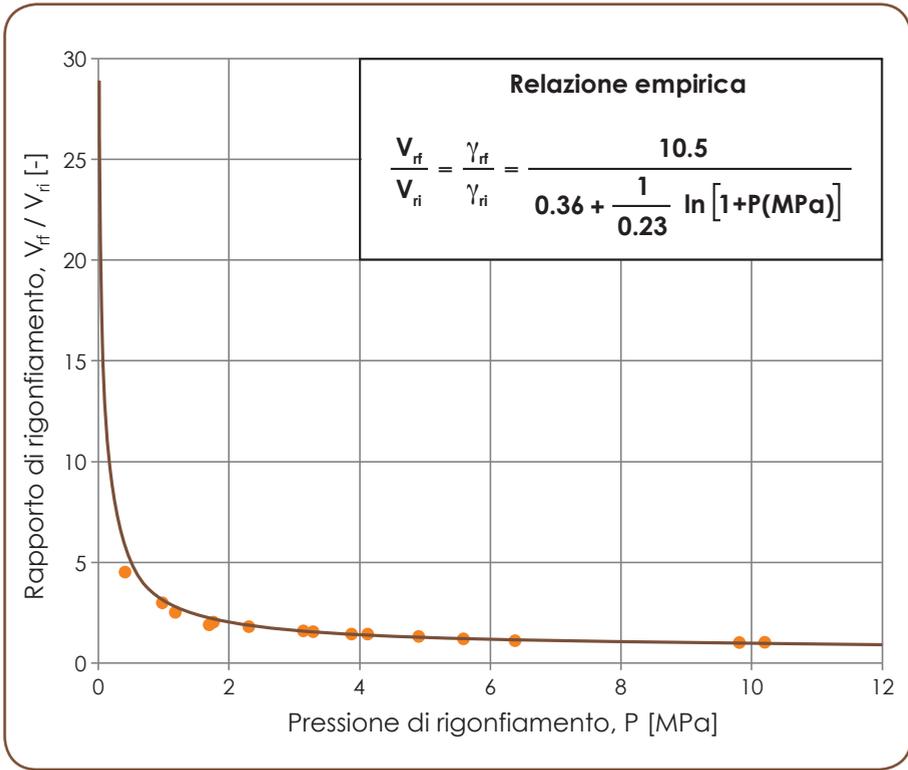


Figura 1.3. Relación experimental entre relación de hinchamiento y la presión de hinchamiento para la resina URETEK.

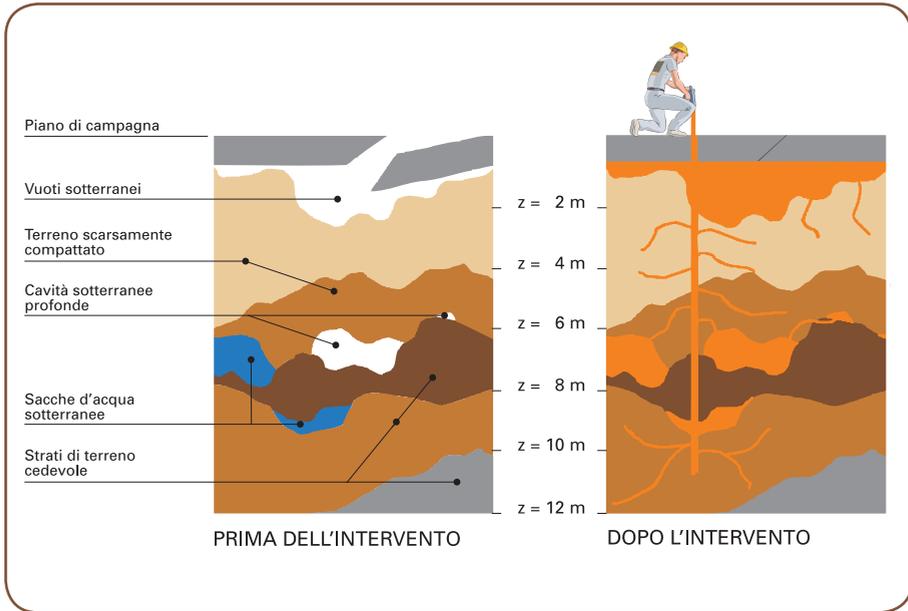
Criterios generales de proyecto

2

2.1 Introducción

En el curso de los últimos años, las técnicas de inyección mediante resinas de poliuretano se han perfeccionado (Foti e Manassero, 2009) y actualmente se utilizan en numerosas aplicaciones (**Figura 2.1**), como:

- Relleno y estabilización de cavidades subterráneas;
- Desplazamiento del agua y reducción de la conductividad hidráulica;
- Aligeramiento de los estratos de terreno bajo el volumen de terreno tratado, para limitar su hundimiento;
- Consolidación de terrenos, para incrementar la rigidez y la resistencia al corte;
- Elevación de cimientos y pavimentaciones para la recuperación de hundimientos superficiales o absolutos.



■ **Figura 2.1.** Aplicaciones de las inyecciones con resinas de poliuretano (adaptado por www.uretekusa.com).

En el presente Capítulo se delinean brevemente los criterios para el proyecto de las intervenciones de consolidación efectuadas mediante inyecciones de resina de poliuretano expansiva, en función de su finalidad. Se han llevado a cabo numerosas pruebas de laboratorio en la resina URETEK para determinar las principales propiedades físicas y mecánicas (Favaretti et al., 2004).

Para que el proyecto de tratamiento con inyecciones de resinas de poliuretano expansiva resulte adecuado, es necesario realizar un estudio minucioso del lugar, tomando en consideración la estructura geológica, los aspectos geotécnicos, la hidrogeología y las condiciones del entorno.

Desarrollado el examen de las distintas soluciones, en el que se tiene en cuenta la estimación de los costes de realización y los tiempos de ejecución, se procede a elegir el mejor tratamiento con inyecciones.

Una vez localizada la zona a consolidar, se efectúan investigaciones específicas sobre las características mecánicas e hidráulicas del terreno y se establecen los objetivos del tratamiento.

Después de un atento análisis de los resultados obtenidos de estas investigaciones sobre el terreno, así como de las pruebas de laboratorio y de los trabajos realizados con modelos teóricos, se puede ya preparar el proyecto de tratamiento del terreno con resinas expansivas.

Se señala la importancia de las pruebas de inyección *in situ*, que permiten comprobar la validez del proyecto y la eficacia de las intervenciones de consolidación.

2.2 Relleno de cavidades

La tecnología desarrollada por Uretek, denominada Cavity Filling®, tiene el objetivo de conseguir el relleno completo y la estabilización de cavidades subterráneas, mediante el bombeo de arcilla expansiva, de granulometría controlada, y la sucesiva inyección de resina de poliuretano expansiva. La acción combinada de los dos materiales utilizados, cuyas características técnicas se detallan en la **Figura 2.2**, permite la completa solución del problema.

La elevada fuerza de expansión de la resina tiene por objeto saturar el volumen interno, compactar los granos de arcilla expandida que forman el relleno, y permitir la aplicación de un determinado grado de precompresión en las paredes.

El relleno producido por la arcilla evita el desplome en superficie, consecuencia de caídas repentinas de las paredes de la cavidad, mientras que la precompresión producida por la expansión de la resina previene el hundimiento en superficie debido a deformaciones de las propias paredes.

Las intervenciones consisten en una primera fase de comprobación de las dimensiones y de la geometría de la cavidad subterránea; a continuación se realiza una malla de orificios para el bombeo de la arcilla expandida y la inyección de la resina. El bombeo de la arcilla expandida mediante una boquilla dirigitil permite realizar el máximo relleno posible de la cavidad, normalmente el 95 % de su volumen inicial. La sucesiva inyección de resina expansiva lleva a la cavidad a una saturación completa hasta alcanzar una presión sobre la parte superior de la misma similar a la prevista por el proyecto. Las principales fases

CARATTERISTICHE TECNICHE

| ARGILLA ESPANSA LECA® | 0/30 per uso geotecnico | RESINA URETEK GEOPLUS® | |
|---|---|--|---|
| Massa volumica del materiale in marchio UNI EN 13055-1 | ≈ 4,5 kN/m ³ (450 kg/m ³) | Davuta pressione di espansione | 10.000 kPa (100 kg/cm ²) |
| Angolo di attrito | ≈ 40° | Tempo di espansione | estremamente basso |
| Accoppiamento d'acqua UNI EN 13055-1 | < 75 % | Davuta grado di espansione | (da 2 a 20 volte) |
| Modulo di deformabilità Md con I _d > 80 % | ≈ 25 MPa (250 kg/cm ²) | Modulo di elasticità paragonabile a quello di un terreno di fondazione | 10-180 MPa (100-1.800 kg/cm ²) |
| Resistenza dei granuli alla lontanazione UNI EN 13055-1 | > 1.300 kPa (> 13 kg/cm ²) | Peso di volume variabile con il grado di espansione | 1-3 kN/m ³ (100-300 kg/m ³) |

Figura 2.2. Características técnicas de la arcilla expansiva y de la resina Uretek Geoplus® empleadas en la tecnología Cavity Filling® (de www.uretek.it).

de la intervención de relleno de cavidades subterráneas están esquematizadas en la **Figura 2.3**.

La intervención presenta notables ventajas, entre las cuales está, la recuperación de la continuidad entre la cavidad rellenada y el terreno, y una distribución uniforme de las tensiones en el propio terreno.



■ **Figura 2.3.** Principales fases de la tecnología Uretek Cavity Filling® (de www.uretek.it).

Además, la expansión de la resina produce la compresión del terreno que circunda, con la consiguiente mejora de las características de rigidez y resistencia.

Dado que, tanto la arcilla expandida como la resina de poliuretano, se caracterizan por pesos específicos inferiores al del agua, la peculiaridad de este método consiste en no sobrecargar excesivamente el terreno bajo la propia cavidad.

2.3 Reducción de la conductividad hidráulica

Las resinas de poliuretano presentan una estructura formada en casi su totalidad por poros no comunicantes, característica que induce a considerar este material prácticamente como no embebible e impermeable al agua. Las inyecciones de resina de poliuretano expansivas pueden utilizarse para reemplazar o eliminar el agua del terreno y, por consiguiente, reducir la conductividad hidráulica del medio tratado.

Sobre la base de los resultados experimentales obtenidos con arcillas fisuradas por Buzzi et al. (2008), la resina Uretek Geoplus® consigue penetrar en fisuras de espesor equivalente a 1/10 mm, y la interfase arcilla-resina alcanza espesores comprendidos entre 1 y 3 mm. La penetración de la resina en los macroporos de la arcilla provoca una disminución de la permeabilidad, principalmente dependiente del estado de la fisuración (número, longitud y apertura de las fisuras).

Basándose en el análisis de resultados de las pruebas de permeabilidad (**Figura 2.4**) realizadas en muestras de arcilla sometidas a inyecciones de resina de poliuretano, Buzzi et al. (2010) observan que la inyección de resina puede reducir la macro-permeabilidad en cerca de un factor de 50. Los valores de permeabilidad intrínseca de los terrenos inyectados han resultado comparables con los de la matriz arcillosa no fisurada, en una media de 30-100 veces inferiores respecto a los de la arcilla fisurada. La permeabilidad intrínseca K (m^2) está unida a la conductividad hidráulica k (m/s) por la relación

$$k = K \frac{\gamma_w}{\mu_w}$$

donde μ_w ($Pa \cdot s$) es la viscosidad dinámica del agua y γ_w (Pa/m) es el peso específico del agua.

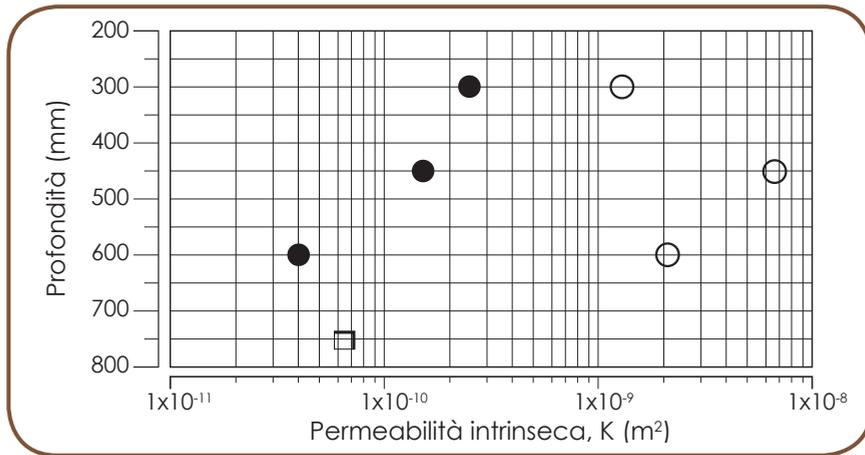


Figura 2.4. Evolución de la permeabilidad intrínseca estimada a través de pruebas de permeabilidad con aire. Los círculos vacíos representan las muestras de terreno no tratado, mientras que los círculos rellenos representan los terrenos tratados; el cuadrado vacío representa la permeabilidad intrínseca de una arcilla no fisurada. Profundidad de fisuración: 700 mm; profundidad de inyección 750 mm. (modificado por Buzzi et al., 2010).

Las inyecciones de resinas expansivas pueden constituir, por tanto, un instrumento útil para la reducción de la conductividad hidráulica y el relleno de las fisuras en los terrenos producidas por fenómenos de desecación e imbibición.

En el estudio realizado por Pasquetto et al. (2008) se ha demostrado que el aumento de la densidad de los terrenos fisurados, producido por la expansión de la resina en las fisuras, previene el riesgo de sucesivas variaciones de volumen significativas; además, la sustitución del agua intersticial por la resina reduce los efectos provocados por la variación del contenido inicial de agua.

La densificación del terreno y la reducción del contenido de agua natural producidos por el tratamiento con resinas de poliuretano, determinan una considerable disminución del potencial de retracción del terreno en caso de variación de las condiciones climáticas caracterizadas por periodos de prolongada sequía.

En el caso de intervenciones de consolidación de trabajos de cimentación, las inyecciones aplicadas a la interfase terreno-cimentación permiten el relleno de los vacíos que se encuentran directamente bajo los cimientos, y la impermeabilización de la propia interfaz.

Las resinas de poliuretano expansivas pueden, además, utilizarse en otras aplicaciones, por ejemplo, en el caso de obras de mantenimiento, para rellenar los vacíos en la interfaz entre estructura y terreno, reduciendo la posibilidad de formación de filtraciones a lo largo de esta discontinuidad.

Otros tipos de inyecciones y comparación

3

3.1 Introducción

En el presente capítulo se estudian las posibilidades de utilización de las técnicas de inyección con resinas de poliuretano expansivas efectuando, además, algunas comparaciones con las técnicas de inyección tradicionales y que están más extendidas actualmente.

En general, los tratamientos de los terrenos mediante técnicas de inyección pueden subdividirse de forma resumida en:

- Inyecciones de permeación (o *permeation grouting*) para la reducción de la conductividad hidráulica y el refuerzo de los terrenos;
- Inyecciones de compactación (o *compaction grouting*) para la densificación de los terrenos;
- Inyecciones para el control (o *compensation grouting*) y la recuperación de los hundimientos de edificios y otras estructuras.

La finalidad y los objetivos de los tratamientos, además de las características hidrogeológicas y geotécnicas del subsuelo, constituyen los elementos fundamentales para tomar la decisión más oportuna y correcta sobre qué tipo de sistema y compuestos de inyección utilizar.

Las técnicas tradicionales de inyección prevén la utilización de mezclas agua-cemento (con aditivos fluidificantes), compuestos silicatados, o resinas (no expansivas). En igualdad de características reológicas de las mezclas, las técnicas tradicionales de inyección permiten el control de las operaciones de tratamiento solo a través de la regulación de la presión y de la salida del sistema de bombeo.

Al contrario, como se muestra en el **CAP. 1**, las resinas de poliuretano se caracterizan por notables propiedades de hinchamiento que tiene lugar durante el proceso de solidificación. Por lo tanto, después de la fase de inyección y propagación en el terreno en condiciones fluidas, la resina se expande hasta alcanzar el equilibrio tensional con el terreno circundante, en el momento en que la presión de hinchamiento de la resina, derivada de la reacción de síntesis, coincide con la presión media de confinamiento del material circundante.

Esta peculiar característica de las resinas de poliuretano, ciertamente, nos da otras posteriores e interesantes posibilidades de actuar para la regulación y control del tratamiento, pero, al mismo tiempo, requiere para su puesta a punto y calibración unos conocimientos y experiencias profundos en relación, tanto a las características reológicas de la mezcla de inyección, como a las características geotécnicas del terreno circundante.

En comparación con los tratamientos tradicionales, no se toma en consideración la técnica del *jet-grouting*, la cual, si observamos la mezcla con el terreno en el que se ha aplicado la inyección, se caracteriza por tener diferencias significativas con las aplicaciones basadas en la utilización de resinas expansivas.

3.2 Inyecciones de permeación

Las inyecciones de permeación se utilizan generalmente para reducir la conductividad hidráulica natural del terreno, o para crear elementos de refuerzo en el interior del propio terreno, que interactúa con las estructuras a estabilizar.

En la técnica tradicional del permeation grouting la elección de los componentes de la mezcla es muy importante, porque ésta debe penetrar en los poros sin alterar la estructura y el estado tensional del terreno. Esta elección depende, tanto de la conductividad hidráulica del terreno, como de la técnica utilizada para la inyección, y tiene una gran influencia en el resultado final del tratamiento. Si la viscosidad del mortero resulta demasiado elevada, o la granulometría de los elementos en suspensión es demasiado gruesa, no es posible la permeación completa y uniforme y no se alcanzarán, por tanto, los objetivos proyectados.

Las inyecciones con resinas de poliuretano expansivas, por su capacidad de hinchamiento, no pueden utilizarse como simples inyecciones de permeación, dado que, inevitablemente, en la fase de solidificación e hinchamiento, modifican el estado tensional y deformativo del terreno. Sin embargo, sí podemos establecer una cierta analogía con los principios de funcionamiento de las inyecciones de permeación en el ámbito de la tecnología

Cavity Filling® desarrollada por Uretek para el relleno de las cavidades subterráneas.

Tampoco esta tecnología está pensada, de hecho, para mejorar las características mecánicas y modificar el estado tensional y deformativo del terreno, sino que su objetivo es devolverlo a sus condiciones anteriores a la deformación de la cavidad. Finalmente, podemos hacer aún la observación de que el relleno de cavidades subterráneas o de fisuras que se han formado en la interfaz terreno-estructura, produce una reducción de la conductividad hidráulica a gran escala, inhibiendo el paso del agua a través de posibles vías preferentes de filtración.

3.3 Inyecciones de compactación

Las inyecciones de compactación representan un instrumento eficaz para mejorar las características mecánicas del terreno, a través de la densificación de los granos ocasionado por la presión transmitida por el material inyectado en el interior del terreno.

El *compaction grouting* tradicional es la técnica más utilizada para densificar los terrenos, con intención de aumentar la rigidez y la resistencia al corte. Esta técnica consiste en la inyección de un mortero a elevada viscosidad capaz de formar un bulbo, cuya expansión provoca la deformación y la densificación del terreno circundante. La expansión del bulbo se controla por la presión de inyección del mortero y por las características mecánicas del terreno en el que se aplica la inyección.

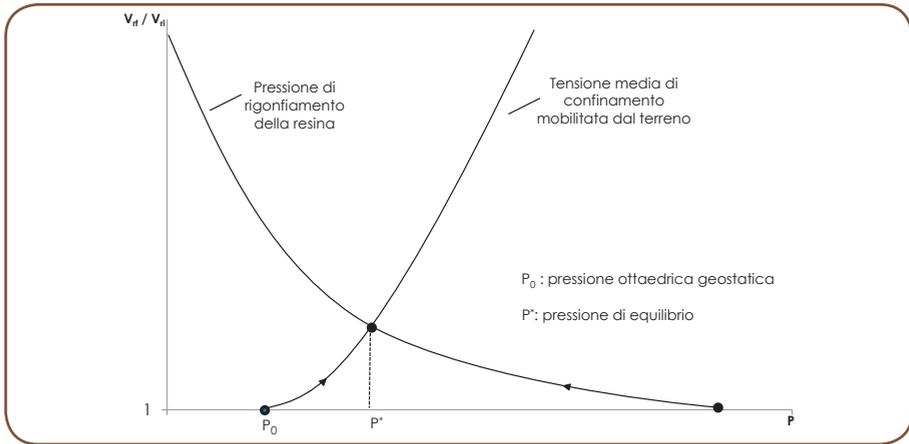
La metodología más común de validación de la técnica de *compaction grouting* es la comparación entre las pruebas *in situ* antes y después del tratamiento, ej. pruebas penetrométricas estáticas (CPT) o dinámicas (SPT). El encargado del proyecto, normalmente, establece un valor mínimo del parámetro de confrontación, considerado como el nivel mínimo de mejora deseado.

También las intervenciones con resinas de poliuretano expansivas, en particular con la tecnología Uretek Deep Injections®, se basan sustancialmente en principios análogos de funcionamiento.

Un importante efecto de compactación puede conseguirse mediante tratamientos Uretek Deep Injections® en terrenos de grano grueso (arenas y grava), en los que después de una permeación inicial de la resina se forma un auténtico bulbo en el interior del terreno.

En el ámbito de la modelización del proyecto, podemos establecer la hipó-

tesis de que la expansión de la resina sea asimilable a la expansión de una cavidad cilíndrica o esférica, y que el proceso se detiene cuando se alcanza el equilibrio entre la presión de hinchamiento de la resina y la presión media de confinamiento del terreno circundante. La relación entre el volumen de resina final y el volumen de resina inicial podemos valorarla en función de la presión de hinchamiento de la resina y de la tensión media de confinamiento del terreno, en relación con el valor P^* , como se muestra en la **Figura 3.1**.



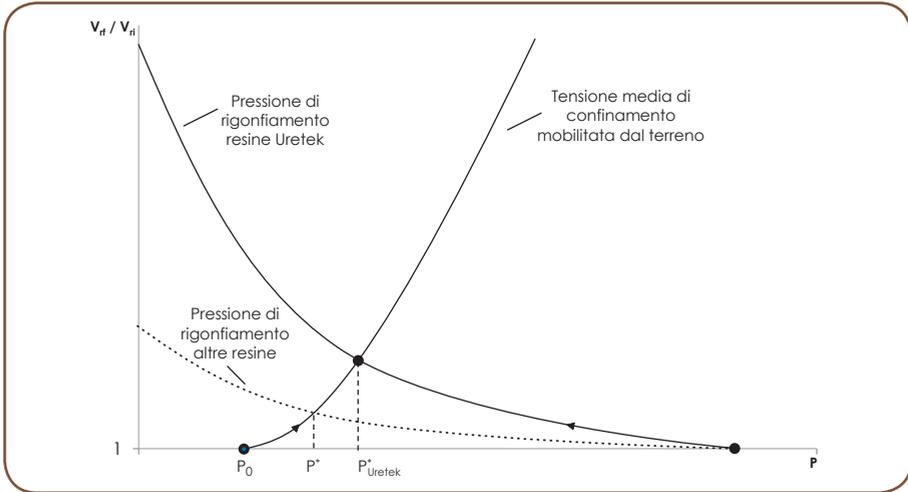
■ **Figura 3.1.** Evolución cualitativa de la relación de hinchamiento (V_d/V_{d1}) en función de la presión de hinchamiento de la resina y de la tensión media de confinamiento del terreno.

En función de la presión de equilibrio, P^* , alcanzada al finalizar el proceso de expansión, se pueden valorar las variaciones de tensión de confinamiento por las que es posible estimar los incrementos de resistencia al corte y de rigidez del terreno alrededor de la cavidad.

Se subraya, además, que, a diferencia de las inyecciones con otros tipos de resinas, caracterizadas por una menor capacidad de hinchamiento, la tecnología Uretek permite alcanzar presiones de equilibrio, P^* , de valor significativamente elevado, como se muestra en detalle en los Capítulos siguientes.

Tómese como referencia la **Figura 3.2**, en la que la curva reológica de las resinas Uretek se compara con la de una resina de inferior capacidad de hinchamiento: la intersección de la curva que representa la tensión media de confinamiento del terreno se alcanza en la resina Uretek en un valor de la presión y una relación de hinchamiento significativamente más elevados respecto de los de la curva de la resina con capacidad de hinchamiento más limitada.

Dado que la mejora de las características mecánicas del terreno que circunda



■ **Figura 3.2.** Evolución cualitativa de la relación de hinchamiento (V_{it}/V_{ri}) en función de la presión de hinchamiento de las resinas Uretek (curva decreciente continua) y de las otras resinas (curva decreciente punteada), de la tensión media de confinamiento del terreno (curva ascendente continua). (curva creciente continua).

al bulbo inicialmente permeado por la mezcla de inyección, se debe la densificación producido por la expansión del propio bulbo y el incremento de la tensión de confinamiento, es evidente que la resina Uretek puede dar resultados notablemente superiores respecto de los de una resina con propiedades de hinchamiento significativamente inferiores.

4.1 Introducción

Las inyecciones de resinas de poliuretano expansivas se utilizan fundamentalmente para intervenciones de mejora de las propiedades mecánicas de los terrenos y la recuperación de los hundimientos, absolutos y/o diferenciales, de los cimientos superficiales.

La aproximación teórica utilizada para el proyecto de tales intervenciones depende de la granulometría del terreno dentro del cual se realiza el tratamiento de consolidación.

En el caso de terrenos de grano grueso (arena media/gruesa y grava), la conductividad hidráulica resulta lo suficientemente elevada para permitir la penetración de la resina en los poros con la consiguiente formación de un bulbo de terreno inyectado. Este bulbo se expande hasta alcanzar las condiciones de equilibrio con las tensiones de confinamiento producidas en el terreno circundante.

En el caso de los terrenos de grano fino (arena fina, limosa, y arcilla), la resina no logra penetrar en los poros y, por tanto, su expansión produce la formación de fracturas, cuya dirección depende sobre todo de la homogeneidad e isotropía del terreno y del estado tensional inicial. La resina se propaga en las fracturas, produciendo variaciones del estado de densificación y movimientos significativos en el terreno circundante.

Para el análisis de los efectos producidos por las inyecciones de resinas de poliuretano son muy importantes las condiciones de drenaje, también éstas dependientes de la granulometría del terreno tratado.

En los terrenos de grano grueso existen condiciones drenadas, ya que la disipación de las sobrepresiones intersticiales generadas por la expansión del bulbo inyectado resulta muy rápida.

En los terrenos de grano fino, en cambio, la expansión de la resina se produce en condiciones no drenadas, mediante la formación de sobrepresiones intersticiales, cuya disipación se desarrolla en un espacio de tiempo apreciable. Se consigue así que se produzcan variaciones del estado tensional durante este espacio, que pueden requerir la aplicación de inyecciones diferidas en el tiempo para conseguir los objetivos de consolidación deseados. Dado que la valoración de las sobrepresiones intersticiales ocasionadas en el terreno por la expansión de la resina resulta muy difícil, generalmente, se recurre a un análisis en términos de tensiones totales, en el que el terreno se asimila a un medio monofase, que se caracteriza por un criterio de rotura a la Tresca (material puramente cohesivo). De este modo, resulta posible estimar los efectos producidos por las inyecciones en breve tiempo, tanto en términos de variación del estado tensional, como en términos de movimientos producidos en el terreno.

De las distintas modalidades de comportamiento de las resinas de poliuretano en el terreno, se derivan diferentes tipos de consolidación. La expansión en condiciones drenadas por el bulbo de terreno tratado determina la densificación del terreno circundante, análogamente a cuanto sucede en el caso de las inyecciones por compactación. Además, el bulbo constituye un elemento de refuerzo que se caracteriza por una rigidez y resistencia al corte superiores respecto del terreno circundante. En estas condiciones, la aplicación de inyecciones verticales produce sobre todo movimientos horizontales en el terreno, con la consiguiente densificación y desplazamientos verticales poco significativos. En caso de que resulte necesario realizar desplazamientos verticales significativos para compensar los hundimientos de estructuras de cimientos superficiales, es necesario prever la formación de una discontinuidad horizontal, mediante el pre-tratamiento de una parte del terreno subyacente a la cimentación: las sucesivas inyecciones aplicadas en el terreno tratado tenderán a propagarse en horizontal y, al expandir, producirán el levantamiento deseado.

En los terrenos de grano fino, la formación de fracturas horizontales permite que la expansión de la resina ocasione levantamientos del nivel natural del terreno. Las fracturas horizontales se producen cuando las tensiones horizontales son superiores a las verticales: cuando el coeficiente de empuje en reposo del terreno es superior a la unidad. Tal condición puede alcanzarse después de la expansión de las fracturas verticales iniciales. La densificación del terreno resulta tanto más importante cuanto más densa es la red de fracturas existentes en el terreno, de modo que partes completas de terreno están afectadas entre una fractura y la otra.

En el ámbito de este Capítulo, se ilustrarán los métodos teóricos de análisis del comportamiento de las resinas de poliuretano en los terrenos, con referencia a los aspectos básicos más que a las aplicaciones. Se llevarán a cabo dos aproximaciones teóricas diferentes para los terrenos de grano grueso y los de

grano fino, sobre la base de resultados obtenidos por una serie de pruebas de inyección a pequeña escala. Para los terrenos de grano grueso se hará referencia a la teoría de la cavidad expansiva, mientras que para los terrenos de grano fino se introducirán algunos conceptos relativos a la mecánica de la fractura en los medios elásticos.

4.2 Comportamiento de la resina en el interior de los terrenos

Las resinas de poliuretano expansivas manifiestan un comportamiento distinto en función de la granulometría del terreno en el que se inyecten.

Con objeto de valorar, aunque solo sea visualmente, tal diferencia de comportamiento, se han realizado una serie de pruebas de inyección puntual sobre una muestra de terreno de grano fino (una arcilla compactada) y sobre un terreno de grano grueso (una arena seca, depositada por gravedad) contenidos respectivamente en dos troqueles de acero de un diámetro cada uno de 27,5 cm y una altura de 50.0 cm.

Durante la preparación de las muestras dentro del troquel, el terreno se ha dispuesto a una altura inferior a la del troquel, dejando libre un volumen “in testa” correspondiente a una altura de aproximadamente 3,0 cm. Esta estrategia se ha adoptado para evitar alcanzar presiones excesivamente elevadas dentro del troquel, una vez cerrado en su vértice, dada la capacidad de hinchamiento de la resina y el grado de confinamiento de la muestra.

En cada troquel se han inyectado 4 kg de resina Uretex Geoplus® a una profundidad de aproximadamente 15,0 cm de la cubierta superior del troquel. La inyección se ha aplicado en varias fases, cada una de ellas de una duración variable desde 2 a 4 segundos, y con un intervalo de 2 segundos.

Durante la inyección de resina dentro de la arcilla compactada, en el fondo del troquel se ha observado la expulsión de una cierta cantidad de agua, como prueba de que la expansión de la resina produce la formación de sobrepresiones intersticiales en el terreno comprimido.

Al término de la fase de inyección, se ha abierto la cubierta superior del troquel y se ha comprobado la presencia de un tapón de resina en el espacio que se había dejado libre en la fase de preparación de la muestra.

Al abrir la cubierta inferior, en cambio, se comprobó la existencia de una fractura en el terreno, dentro de la que se propagó la resina, como aparece en la **Figura 4.1**



■ **Figura 4.1.** Apertura de la cubierta inferior del troquel que contiene la arcilla compactada: se notan las huellas de dos fracturas principales propagadas hasta el fondo del troquel.

Procediendo a continuación a la extracción del terreno del troquel, se observa la existencia de dos fracturas principales (**Figura 4.2**), a partir del punto de inyección, dentro de las cuales la resina se ha propagado en toda la altura, alcanzando en parte a las paredes laterales, hasta adoptar parcialmente la forma del troquel, como se evidencia en la **Figura 4.3**.



■ **Figura 4.2.** Resina solidificada en el interior de las fracturas propagadas en el terreno arcilloso, vista desde el fondo del troquel



■ **Figura 4.3.** Extracción de la resina del troquel.

De la prueba de inyección sobre las muestras de arena se ha obtenido un resultado significativamente distinto.

La apertura de la cubierta inferior no ha revelado la formación de ninguna fractura, ni la presencia de resina en el fondo. Procediendo, también en este caso, a la extracción del terreno, se ha hallado, a partir de cierta profundidad, un aglomerado bulbiforme de resina (**Figura 4.4**).



■ **Figura 4.4.** Aglomerado bulbiforme de resina dentro de la arena, vista desde el fondo del troquel.

la posterior remoción de la arena ha permitido la extracción del aglomerado bulbiforme (Figura 4.5 y Figura 4.6), terminando en un tapón formado únicamente por resina en el espacio superior. La longitud del bulbo resultó de casi 30,0 cm. (frente a una longitud del troquel de 50,0 cm.)



■ **Figura 4.5.** Dimensiones efectivas del aglomerado bulbiforme de resina obtenido por la inyección en la muestra de arena. También en este caso se ha comprobado la formación de un tapón de resina en contacto con la cubierta superior, donde se había dejado un espacio de 3-4 cm. aproximadamente



■ **Figura 4.6.** Aglomerado bulbiforme de resina extraído del troquel

Los aglomerados bulbiformes han sido posteriormente seccionados con una sierra circular, con objeto de poder observar la composición interior.

En la **Figura 4.7** se muestra la fotografía de un bulbo cortado en dos secciones transversales, una próxima al punto de inyección y una a profundidad mayor (o bien, en el tramo final del aglomerado).



■ **Figura 4.7.** Fotografía del bulbo reconstruido, después de ser seccionado transversalmente mediante una sierra circular. Las secciones efectuadas son dos: una próxima al punto de inyección y otra más en profundidad (obsérvese que en la fotografía el bulbo se ha dado la vuelta y se ha puesto con la cabeza como base de apoyo)

Las imágenes de la secciones se muestran en la **Figura 4.8** y **Figura 4.9**, en las que resulta evidente que la resina ha penetrado entre los gránulos de arena, formando un aglomerado.

Sobre la base de esta evidencia, se puede, por consiguiente, deducir que en los terrenos gruesos, se produce un proceso muy rápido de penetración de la resina entre los gránulos de terreno, que determina la formación de un bulbo, el cual, solidificando, se expande compactando el terreno circundante.



■ **Figura 4.8.** Sección transversal del añadido bulbiforme, efectuada en proximidad al punto de inyección. La resina ha penetrado entre los granos de arena a partir de la zona de inyección reconocible al estar ocupada por la resina pura. En el entorno del punto de inyección la resina, a consecuencia del proceso de penetración o permeación entre los granos, ha formado un aglomerado con los granos de arena.



■ **Figura 4.9.** Sección transversal del añadido bulbiforme, efectuada bajo el punto de inyección. La resina ha penetrado totalmente entre los granos de arena.

El diferente comportamiento de la resina, unido a la distinta granulometría de los dos terrenos, induce a considerar dos aproximaciones de estudio diferentes asimismo.

En el caso de la arena, la formación del bulbo aparece después de la penetración de la resina en fase líquida en los poros del terreno, a la que sigue una fase de expansión durante la solidificación de la resina. La modelización de la expansión del bulbo puede reconducirse al estudio del problema en la expansión de una cavidad (esférica o cilíndrica) dentro de un medio elasto-plástico (**Apéndice A**).

Para valorar las condiciones que desencadenan las fracturas en la arcilla compactada, en cambio, se puede recurrir a la mecánica de la fractura en el interior de un medio elasto-plástico puramente cohesivo, haciendo referencia a las condiciones no drenadas (**Apéndice B**).

Sin embargo, dada la imposibilidad teórica de prever el número, la dirección, y la extensión de las fracturas, la capacidad de previsión de los efectos producidos por las inyecciones en los terrenos de grano fino, obtenible de modelos teóricos, es inevitablemente limitada.

4.3 Modelos teóricos para los terrenos de grano grueso

El estudio de la propagación de las resinas expansivas en los terrenos de grano grueso (arenas medias/gruesas y grava) puede estar basado en la teoría de la cavidad expandida en los medios elasto-plásticos, en condiciones drenadas. Dada la elevada conductividad hidráulica de estos terrenos, en fase de inyección, se observa un efecto inicial de permeación significativo, dependiendo de la viscosidad de la resina y del número y dimensión de los poros del terreno.

Se observa además que, en el caso de terrenos de grano grueso, todas las referencias aportadas han tenido lugar en relación a análisis en condiciones drenadas: por lo tanto, las tensiones indicadas hay que entenderlas como eficaces.

4.3.1 Efecto de permeación inicial

En los terrenos de grano grueso, por su granulometría que les confiere valores de permeabilidad elevados, resulta importante el fenómeno inicial de permeación de la resina, que se produce después de la inyección.

En función de la viscosidad dinámica de la resina, μ_r , y del coeficiente de conductividad hidráulica del terreno permeado de la resina k_r , es posible estimar el radio del bulbo inicial, a_0 (que resulta superior al radio del orificio de inyección a_f), dependiendo de que se considere una permeación según una cavidad cilíndrica o esférica, como se muestra en la **Figura 4.10**.

Basándonos en la ley de Darcy y en el balance de masa de la fase fluida, se pueden obtener las siguientes ecuaciones para el radio del bulbo inicial, a_0 [m], que se utilizan respectivamente para el caso de inyecciones de forma esférica [4.1] y de forma cilíndrica [4.2]:

$$a_0 = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot a_f \cdot k_r \cdot \Delta H \cdot t}{n}} + a_f^3 = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot a_f \cdot K \cdot p_i \cdot t}{n \cdot \mu_r}} + a_f^3 \quad [4.1]$$

$$a_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot k_r \cdot \Delta H \cdot t}{n \cdot \ln\left(\frac{a_0}{a_f}\right)}} + a_f^2 = \sqrt{\frac{2 \cdot K \cdot p_i \cdot t}{n \cdot \mu_r \cdot \ln\left(\frac{a_0}{a_f}\right)}} + a_f^2 \quad [4.2]$$

donde:

k_r = coeficiente de conductividad hidráulica del terreno en la resina [m/s];

ΔH = diferencia de carga generada por la presión de inyección p_i [m];

n = porosidad del terreno [-];

$p_i = \gamma_{ri} \Delta H$ = presión de inyección de la resina [Pa];

γ_{ri} = peso de volumen de la resina en estado líquido [N/m³];

K = permeabilidad intrínseca del terreno [m²];

μ_r = viscosidad dinámica de la resina (Vinson & Mitchell, 1972);

a_r = radio del orificio de inyección [m];

t = tiempo de reacción de la resina [s].

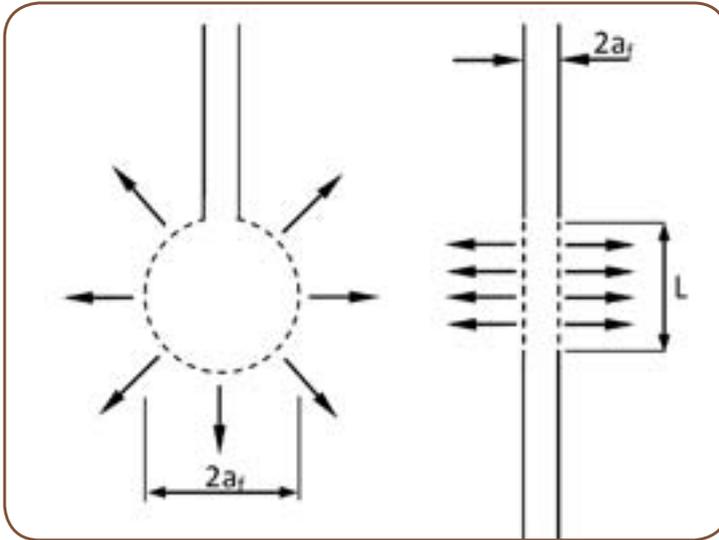


Figura 4.10. Permeación según cavidad esférica (izquierda) y según cavidad cilíndrica (derecha).

El coeficiente de conductividad hidráulica del terreno permeado por la resina y la permeabilidad intrínseca del terreno están unidos por la siguiente relación:

$$k_r = K \frac{\gamma_{ri}}{\mu_r} \tag{4.3}$$

Dado que la permeabilidad intrínseca, K , es solamente una característica del esqueleto sólido, es posible obtener una correlación entre el coeficiente de conductividad hidráulica en la resina, k_r , y el coeficiente de conductividad hidráulica al agua, k_w :

$$k_r = k_w \frac{\mu_w}{\mu_r} \frac{\gamma_r}{\gamma_w} \quad [4.4]$$

donde:

k_w = coeficiente de conductividad hidráulica del terreno al agua [m/s];

k_r = coeficiente de conductividad hidráulica del terreno a la resina [m/s];

μ_w = coeficiente de viscosidad dinámica del agua;

γ_w = peso de volumen del agua.

A partir de tales consideraciones, estableciendo la hipótesis de que los valores del radio del orificio de inyección equivalen a $a_{r1} = 6$ mm, $a_{r2} = 15$ mm, $a_{r3} = 30$ mm, y los tiempos de reacción de la resina equivalen a $t_1 = 5$ s, $t_2 = 10$ s, $t_3 = 30$ s, $t_4 = 60$ s, $t_5 = 120$ s, se ha valorado el radio del bulbo inicial, a_0 , en función de la conductividad hidráulica al agua, k_w . Los valores establecidos para los distintos parámetros son los siguientes:

$$\mu_r = 0.465 \text{ Pa} \cdot \text{s};$$

$$\mu_w = 0.001 \text{ Pa} \cdot \text{s};$$

$$\gamma_{ri} = 10.5 \text{ kN/m}^3;$$

$$\gamma_w \approx 9.8 \text{ kN/m}^3;$$

$$n = 0.3;$$

$$p_i = 101.3 \text{ kPa}; 202.7 \text{ kPa}.$$

Los resultados obtenidos para el caso de cavidad esférica se muestran en las **Figuras 4.11-4.16**, y los obtenidos en el caso de cavidad cilíndrica se muestran en las **Figuras 4.17-4.22**.

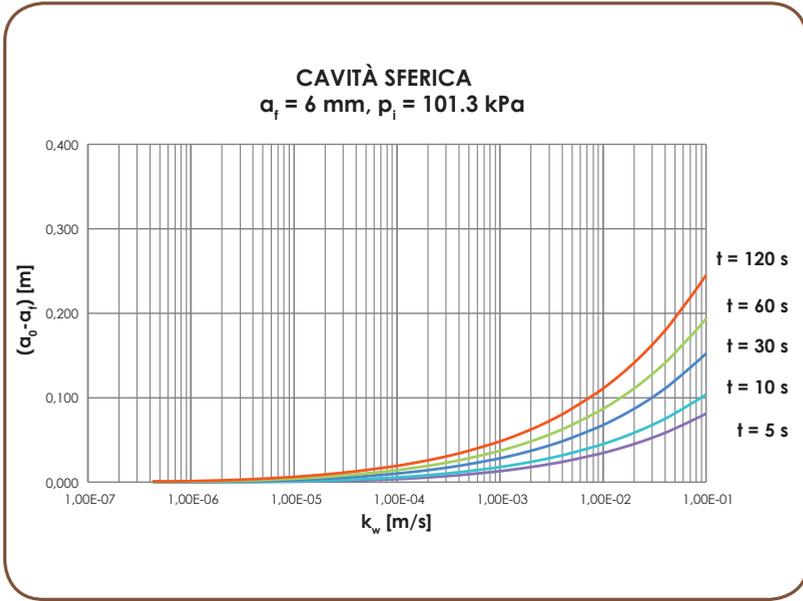


Figura 4.11. Diferencia entre el radio del bulbo inicial y el radio del orificio de inyección en función de la conductividad hidráulica del terreno, en el caso de cavidad esférica ($\alpha_f=6 \text{ mm}$).

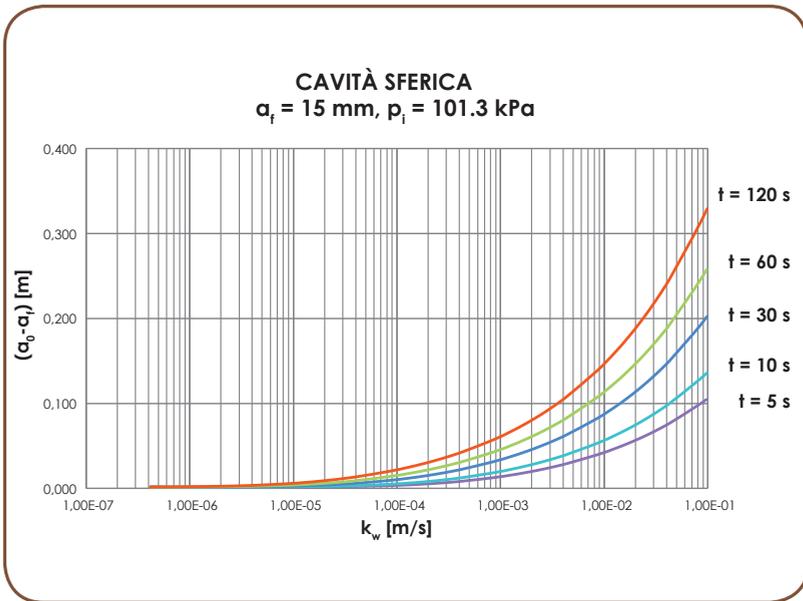


Figura 4.12. Diferencia entre el radio del bulbo inicial y el radio del orificio de inyección en función de la conductividad hidráulica del terreno, en el caso de cavidad esférica ($\alpha_f=15 \text{ mm}$).

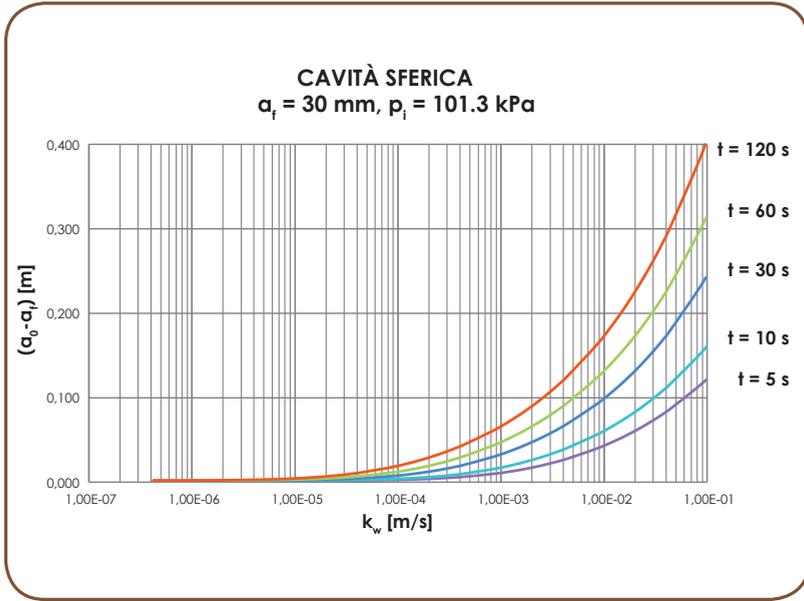


Figura 4.13. Diferencia entre el radio del bulbo inicial y el radio del orificio de inyección en función de la conductividad hidráulica del terreno, en el caso de cavidad esférica ($\alpha_f=30 \text{ mm}$).

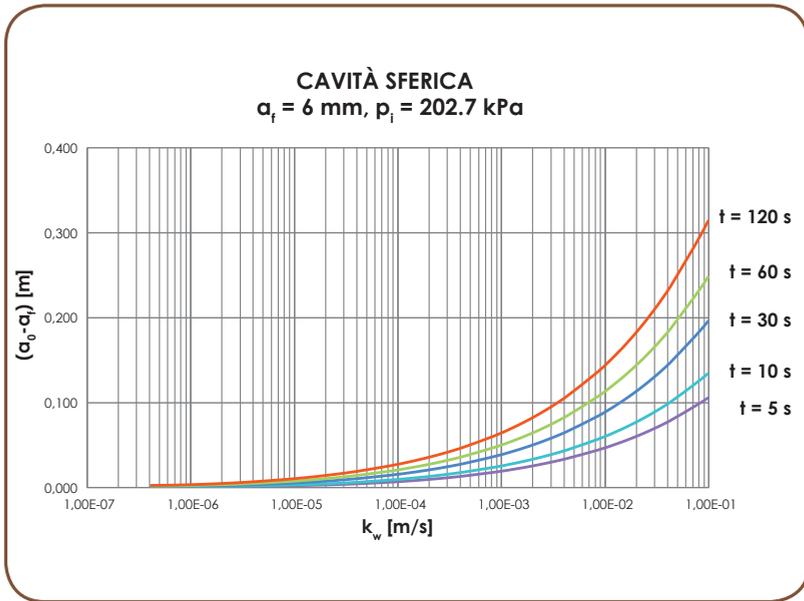


Figura 4.14. Diferencia entre el radio del bulbo inicial y el radio del orificio de inyección en función de la conductividad hidráulica del terreno, en el caso de cavidad esférica ($\alpha_f=6 \text{ mm}$).

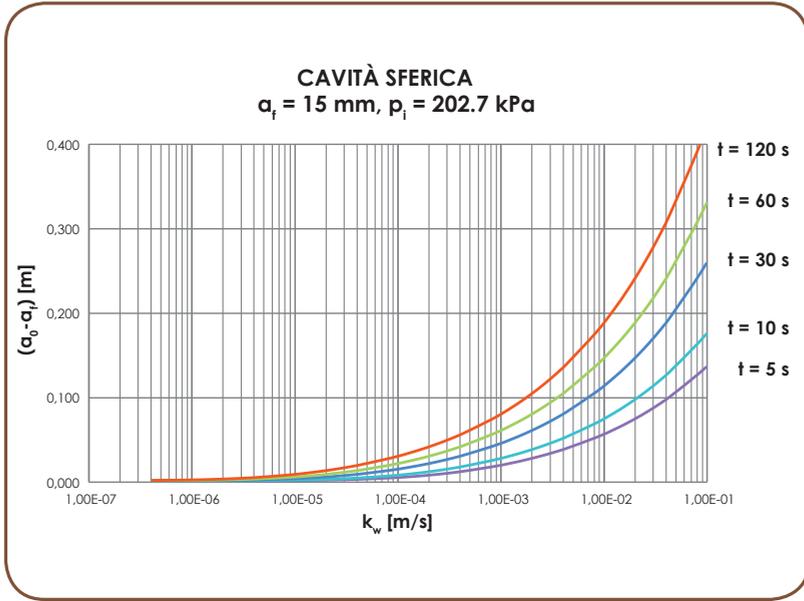


Figura 4.15. Diferencia entre el radio del bulbo inicial y el radio del orificio de inyección en función de la conductividad hidráulica del terreno, en el caso de cavidad esférica ($\alpha_i=15 \text{ mm}$).

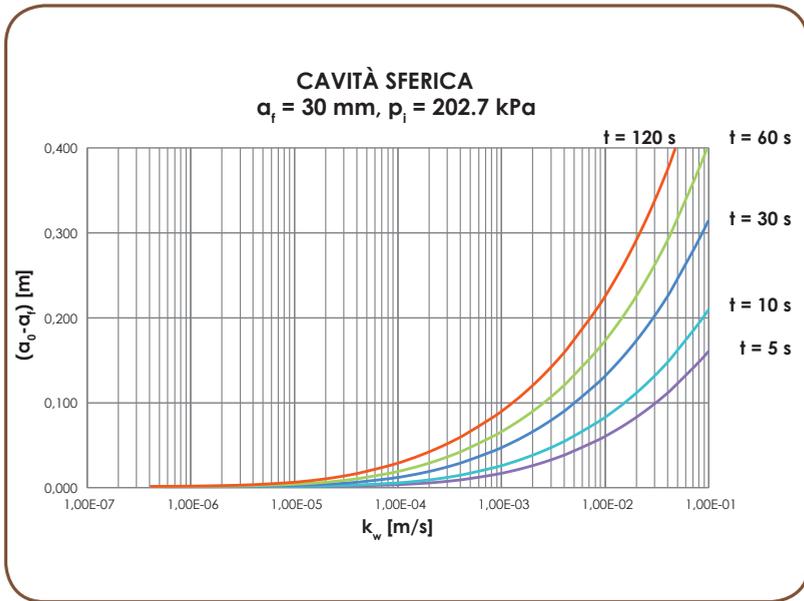


Figura 4.16. Diferencia entre el radio del bulbo inicial y el radio del orificio de inyección en función de la conductividad hidráulica del terreno, en el caso de cavidad esférica ($\alpha_i=30 \text{ mm}$).

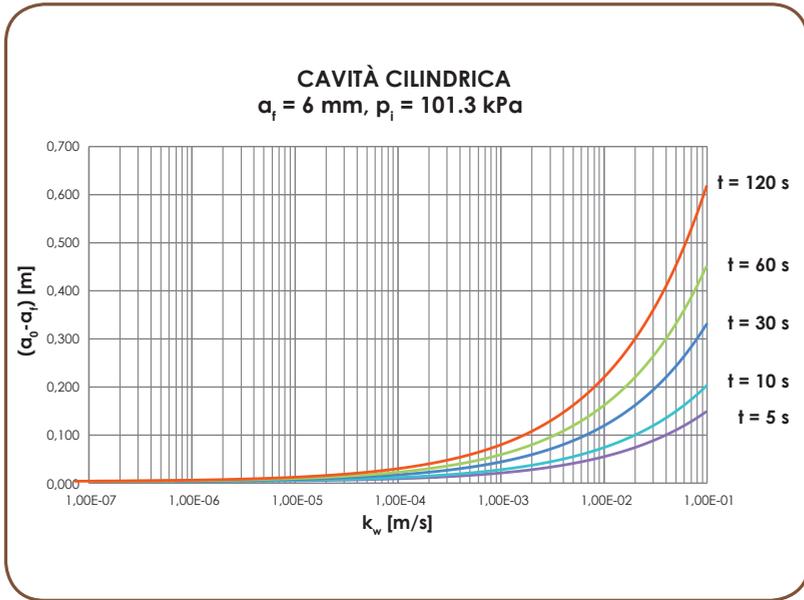


Figura 4.17. Diferencia entre el radio del bulbo inicial y el radio del orificio de inyección en función de la conductividad hidráulica del terreno, en el caso de cavidad cilíndrica ($\alpha_i=6$ mm).

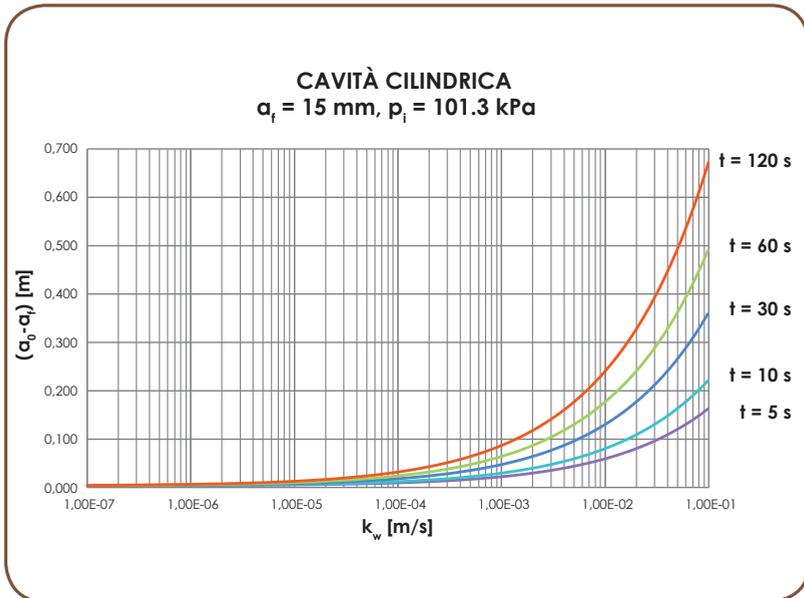
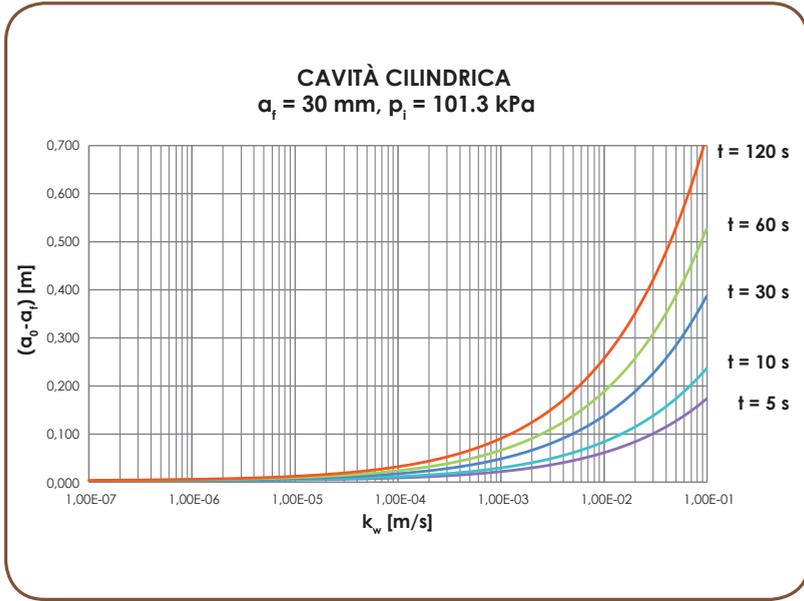
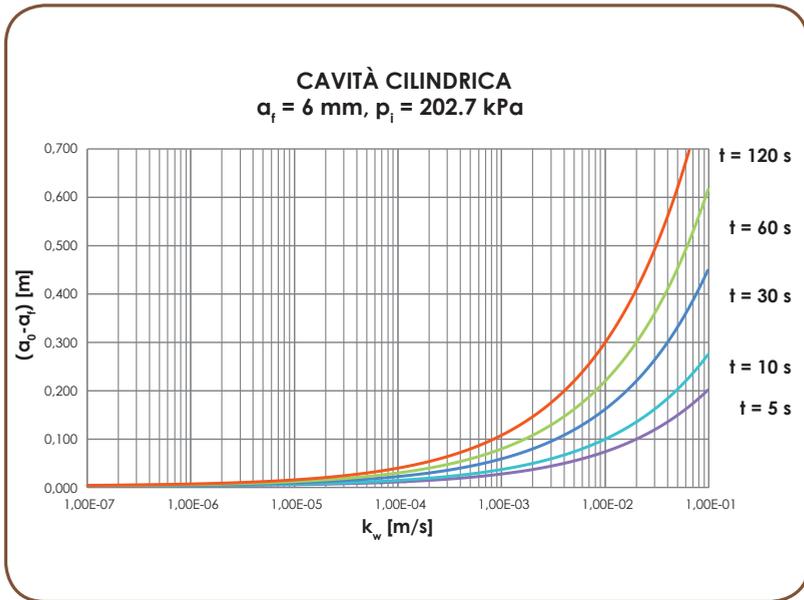


Figura 4.18. Diferencia entre el radio del bulbo inicial y el radio del orificio de inyección en función de la conductividad hidráulica del terreno, en el caso de cavidad cilíndrica ($\alpha_i=15$ mm).



■ **Figura 4.19.** Diferencia entre el radio del bulbo inicial y el radio del orificio de inyección en función de la conductividad hidráulica del terreno, en el caso de cavidad cilíndrica ($\alpha_i=30 \text{ mm}$).



■ **Figura 4.20.** Diferencia entre el radio del bulbo inicial y el radio del orificio de inyección en función de la conductividad hidráulica del terreno, en el caso de cavidad cilíndrica ($\alpha_i=6 \text{ mm}$).

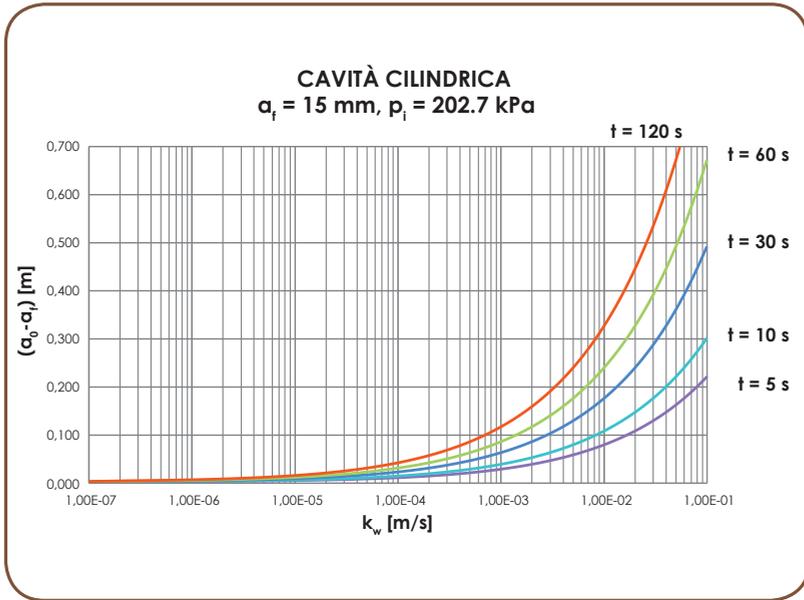


Figura 4.21. Diferencia entre el radio del bulbo inicial y el radio del orificio de inyección en función de la conductividad hidráulica del terreno, en el caso de cavidad cilíndrica ($\alpha_i=15$ mm).

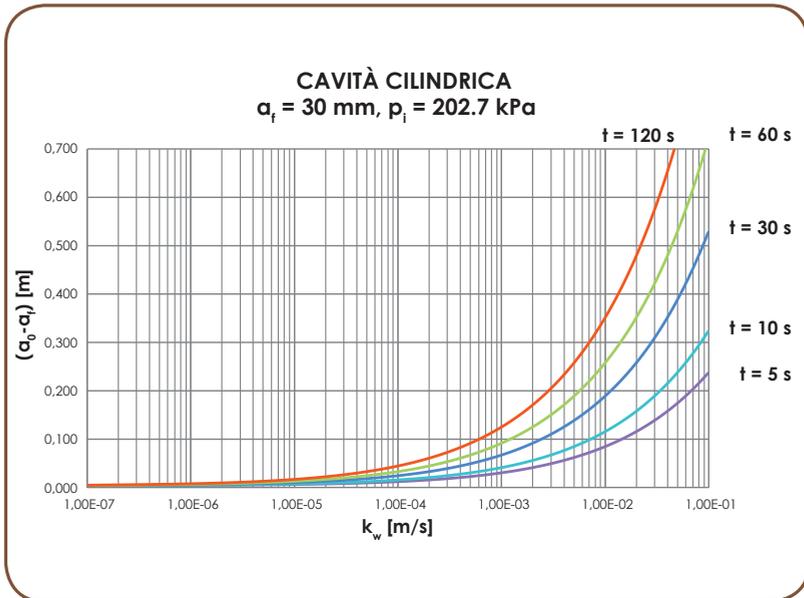


Figura 4.22. Diferencia entre el radio del bulbo inicial y el radio del orificio de inyección en función de la conductividad hidráulica del terreno, en el caso de cavidad cilíndrica ($\alpha_i=30$ mm).

4.3.2 Determinación de la presión de equilibrio

En la fase de inyección en los terrenos de grano grueso, la resina de poliuretano penetra en los poros del terreno en estado líquido, formando un bulbo de terreno tratado, cuya forma depende de la modalidad de inyección. En el caso de inyecciones puntuales, el bulbo adopta una forma esférica, mientras que los columnares, el bulbo se caracteriza por tener una forma cilíndrica.

En la fase sucesiva de solidificación, la resina, y por tanto el bulbo de terreno tratado, se expande hasta alcanzar una condición de equilibrio con el terreno circundante.

Al aumentar la deformación radial del bulbo, la presión de hinchamiento de la resina se reduce, mientras que la tensión radial de confinamiento del terreno circundante aumenta.

El proceso de expansión se detiene cuando se alcanza una condición de equilibrio, en la que la presión de hinchamiento de la resina resulta igual a la tensión radial de confinamiento del terreno.

Podemos valorar la deformación radial del bulbo mediante la relación adimensional:

$$\frac{V_{rf}}{V_{ri}} \tag{4.5}$$

donde:

V_{ri} = volumen inicial de la resina en estado líquido [m³];

V_{rf} = volumen final de la resina expandida [m³].

La relación entre la relación V_{rf}/V_{ri} y la presión de hinchamiento de la resina está representada por la ley reológica mencionada en el Capítulo 1:

$$\frac{V_{rf}}{V_{ri}} = \frac{10.5}{0.36 + \frac{1}{0.23} \ln(1 + P(\text{MPa}))} \tag{4.6}$$

donde P es la presión de hinchamiento de la resina (expresada en MPa).

Para determinar la tensión de confinamiento producida en el terreno se puede recurrir a la teoría de la cavidad expandida en los medios elasto-plásticos.

Esta se ilustra de forma detallada en el **Apéndice A**, en el que se muestran los desarrollos teóricos llevados a cabo por Yu y Houlsby (1991) para expresar las grandes deformaciones que se producen en la zona de terreno plastificada.

El comportamiento de un terreno de grano grueso en condiciones óptimas de pico puede asimilarse al de un material con un criterio de rotura a lo Mohr-Coulomb de fricción y cohesión.

Indicando con f la función de enervamiento, σ_r la tensión radial, y σ_θ la tensión tangencial, el criterio de rotura puede expresarse de la forma siguiente:

$$f = \sigma_r - N \cdot \sigma_\theta - Y = 0 \quad [4.7]$$

con:

$$N = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi} \quad [4.8]$$

$$Y = \frac{2 \cdot c' \cdot \operatorname{cos}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi} \quad [4.9]$$

en el cual:

ϕ = ángulo de resistencia al corte del terreno;

c' = intercepto de cohesión del terreno.

Podemos simular el comportamiento de un terreno de grano grueso en estado crítico mediante el criterio de rotura a lo Mohr-Coulomb para un material puramente friccionante, o bien poniendo $Y=0$ en la [4.7].

Los parámetros geotécnicos del terreno utilizados son los siguientes:

- El módulo de Young, E' , y el coeficiente de Poisson, ν , para las características del comportamiento elástico del terreno;
- La cohesión c' , y el ángulo de resistencia al corte, ϕ ;
- El ángulo de dilatación, ψ .

Para obtener la relación entre V_{rf}/V_{ri} y la tensión de confinamiento generada en el terreno, es necesario, en primer lugar, determinar el radio de la cavidad, a , bajo la acción de la presión genérica interna P . A lo largo del confín de la cavidad, la tensión de confinamiento resulta igual a P , para garantizar el equilibrio. El radio de la cavidad puede determinarse mediante las siguientes ecuaciones:

$$\alpha = \begin{cases} \alpha_0 & P \leq P_0 \\ \alpha_0 + \frac{(P - P_0) \cdot \alpha_0}{2 \cdot m \cdot G} & P_0 < P \leq P_1 \\ \alpha_0 \cdot R_a & P > P_1 \end{cases} \quad [4.10]$$

donde:

- α_0 radio inicial de la cavidad, o del bulbo de terreno tratado;
- P_0 presión inicial, equivalente a la tensión geostática horizontal en el caso de cavidad cilíndrica y a la tensión media geostática, en el caso de cavidad esférica;
- P_1 presión de primera plastificación, valorable con la siguiente expresión:

$$P_1 = \frac{m \cdot [Y + (N - 1) \cdot P_0]}{m + N} + P_0 \quad [4.11]$$

- m coeficiente geométrico igual a 1 en el caso de cavidad cilíndrica, igual a 2 en el caso de cavidad esférica;
- G modulo de corte, valorable como $G = \frac{E'}{2 \cdot (1 + \nu)}$;
- R_a relación entre el radio de la cavidad, a , a una presión genérica $P > P_1$ y el radio inicial de la cavidad, α_0 .

Podemos determinar el parámetro R_a haciendo referencia o a la solución de Carter et al. (1986), basada en la hipótesis de pequeñas deformaciones, o a la solución de Yu y Houlsby (1991), basada en la hipótesis de grandes deformaciones en la zona plástica y pequeñas deformaciones en la zona elástica más externa.

En la hipótesis de pequeñas deformaciones, R_a , puede determinarse de la forma siguiente:

$$R_a = 1 + \left[\delta + \frac{N \cdot M \cdot \xi}{m \cdot (N + M) + N \cdot M \cdot (1 - m)} - \frac{M \cdot \ln(\eta)}{M + m} \right] \cdot \left(\frac{b}{\alpha_0} \right)^{1 + \frac{m}{M}} + \frac{M \cdot \ln(\eta)}{M + m} - \frac{N \cdot M \cdot \xi}{m \cdot (N + M) + N \cdot M \cdot (1 - m)} \cdot \left(\frac{b}{\alpha_0} \right)^{\frac{m(N-1)}{N}} \quad [4.12]$$

donde:

$$\delta = \frac{Y + (N-1) \cdot P_0}{2 \cdot (m+N) \cdot G} \quad [4.13]$$

$$\xi = \frac{[1-v^2 \cdot (2-m)] \cdot (1+m) \cdot \delta}{(1+v) \cdot (N-1) \cdot M} \times \left[N \cdot M + m \cdot (1-2 \cdot v) + 2 \cdot v - \frac{m \cdot v \cdot (N+M)}{1-v \cdot (2-m)} \right] \quad [4.14]$$

$$\eta = \exp \left\{ \frac{(M+m) \cdot (1-2 \cdot v) \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0] \cdot [1 + (2-m) \cdot v]}{E \cdot (N-1) \cdot M} \right\} \quad [4.15]$$

$$M = \frac{1 + \operatorname{sen} \psi}{1 - \operatorname{sen} \psi} \quad [4.16]$$

$$N \text{ vedi} \quad [4.8]$$

$$Y \text{ vedi} \quad [4.9]$$

Si consideramos la hipótesis de grandes deformaciones en la zona plástica, la valoración de R_a es más compleja y requiere una integral no soluble de forma cerrada (Yu y Houlsby, 1991). Una solución aproximada ha sido aportada por Yu y Houlsby (1991) de la siguiente manera:

$$R_a = \left\{ \frac{R^{\frac{N(M+m)}{m(N-1)M}}}{(1-\delta)^{\frac{(M+m)}{M}} - \frac{N \cdot (M+m)}{[m \cdot (N-1) \cdot M] \cdot \eta} \cdot \Lambda_1(R, \xi)} \right\}^{\frac{M}{(M+m)}} \quad [4.17]$$

en la que:

$$R = \frac{(m+N) \cdot [Y + (N-1) \cdot P]}{N \cdot (1+m) \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0]} \quad [4.18]$$

$$\Lambda_1(R, \xi) = \sum_{n=0}^{\infty} A_n^1 \quad [4.19]$$

$$A_n^1 = \begin{cases} \frac{\xi^n}{n!} \cdot \ln R & \operatorname{sen} n = \frac{N \cdot (M+m)}{m \cdot (N-1) \cdot M} \\ \frac{\xi^n}{n! \left(n - \frac{N \cdot (M+m)}{m \cdot (N-1) \cdot M} \right)} \cdot \left[R^{\frac{N \cdot (M+m)}{m \cdot (N-1) \cdot M}} - 1 \right] & \operatorname{sen} n \neq \frac{N \cdot (M+m)}{m \cdot (N-1) \cdot M} \end{cases} \quad [4.20]$$

A partir del radio final de la cavidad, es posible determinar el volumen final del bulbo, V_{bf} :

$$V_{bf} = \begin{cases} \pi \cdot a^2 \cdot H & \text{cavità cilíndrica} \\ \frac{4}{3} \cdot \pi \cdot a^3 & \text{cavità sferica} \end{cases} \quad [4.21]$$

donde H representa la altura de la cavidad cilíndrica, equivalente a la altura del tramo de columna en el que se realiza la inyección.

Visto el volumen inicial del bulbo, dado por

$$V_{bi} = \begin{cases} \pi \cdot a_0^2 \cdot H & \text{cavità cilíndrica} \\ \frac{4}{3} \cdot \pi \cdot a_0^3 & \text{cavità sferica} \end{cases} \quad [4.22]$$

Es posible determinar la variación de volumen experimentada por el bulbo, en función de la presión P:

$$\Delta V_b = V_{bf} - V_{bi} \quad [4.23]$$

Asumiendo que la variación de volumen del bulbo sea imputable únicamente a la expansión de volumen de la resina, podemos obtener el volumen de resina final, V_{rf} , mediante la siguiente relación:

$$V_{rf} = V_{ri} + \Delta V_b \quad [4.24]$$

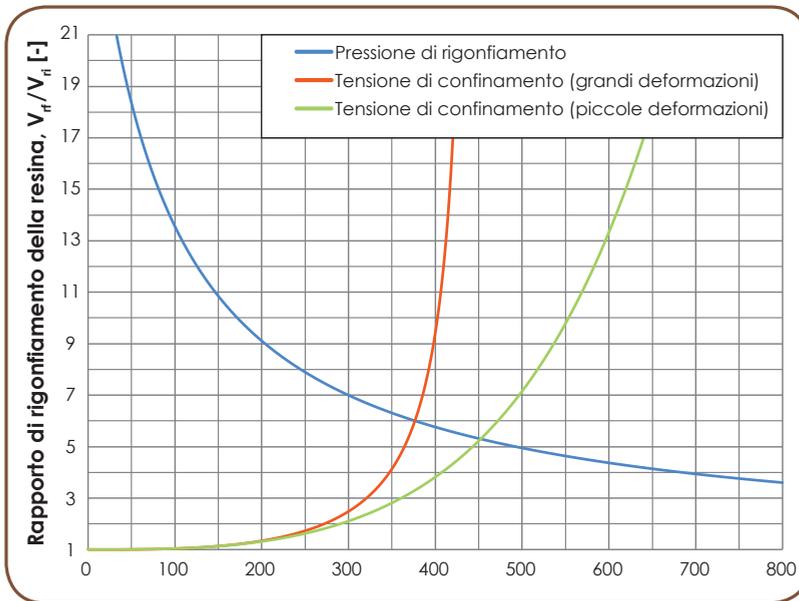
Conocido el volumen de resina inyectado, es, por tanto, posible determinar la relación entre V_{rf}/V_{ri} y la tensión de confinamiento generada en el terreno, equivalente a la presión en la cavidad P.

A título de ejemplo, si menciona el caso de una arena seca que presenta los siguientes parámetros geotécnicos:

- Peso de la unidad de volumen del terreno, $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$;
- Módulo elástico de Young, $E' = 30 \text{ MPa}$;
- Coeficiente de Poisson, $\nu = 0.25$;
- Intercepto de cohesión, $c' = 0 \text{ kPa}$;
- Ángulo de fricción de pico, $\varphi_p = 32^\circ$;
- Ángulo de fricción en estado crítico, $\varphi_{CV} = 32^\circ$;
- Ángulo de dilatación, $\psi = 0^\circ$;
- Grado de sobreconsolidación, $\text{OCR} = 1$.

Se proyecta aplicar una inyección de resina de poliuretano expansiva, del tipo Uretek Geoplus®, a una profundidad de 3.5 m; asumiendo que a nivel natural del terreno exista una sobrecarga, $q = 10$ kPa. Además se establece la hipótesis de que la resina se expande según una cavidad cilíndrica (por ello $m = 1$), teniendo una altura $H = 3$ m; asumimos un radio inicial del bulbo, $a_0 = 0.1$ m. El volumen de resina inicial, V_{ri} , resulta igual a 0.019 m³ (correspondientes a una masa inicial equivalente a cerca de 20 kg, para una porosidad del terreno, $n = 0.3$).

En la **Figura 4.21** se muestran la ley reológica y la relación entre V_{rf}/V_{ri} y la tensión de confinamiento producida en el terreno, calculada sobre la base de la teoría de la cavidad expandida, en el caso de pequeñas deformaciones y de grandes deformaciones en la zona plástica.



■ **Figura 4.23.** Relación de hinchamiento de la resina en función de la presión de hinchamiento de la resina (línea verde) y de la tensión de confinamiento del terreno, en el caso de pequeñas deformaciones (línea azul) y de grandes deformaciones (línea roja).

Como podemos observar en la **Figura 4.23**, en los valores de la relación V_{rf}/V_{ri} poco mayores de 1, la presión de hinchamiento resulta muy elevada, mientras la tensión de confinamiento está próxima a la tensión geostática horizontal. Se produce, por tanto, una condición de no-equilibrio que determina la posterior deformación del bulbo, con el consiguiente incremento de la relación

V_{rf}/V_{ri} . Al alcanzar el punto de intersección entre las dos curvas, se obtiene el equilibrio entre la presión de hinchamiento de la resina y la tensión de confinamiento ejercida por el terreno que circunda al bulbo. El valor de presión correspondiente representa, por tanto, el valor de equilibrio final.

El punto de intersección entre las dos curvas se obtiene en relación con una presión de equilibrio, $P \cong 450$ kPa, correspondiendo una relación $V_{rf}/V_{ri} \cong 5.3$, en el caso de pequeñas deformaciones.

En el caso de grandes deformaciones en la zona plástica, se obtiene que $P \cong 375$ kPa, a lo que corresponde una relación $V_{rf}/V_{ri} \cong 6$.

Podemos observar que, omitiendo la hipótesis de grandes deformaciones en la zona plástica, se tiende a sobrestimar la presión de equilibrio y subestimar la relación de hinchamiento.

4.3.3 Variación del estado tensional en el terreno

Una vez determinado el valor de la presión de equilibrio mediante el procedimiento descrito en el párrafo precedente, podemos, con la teoría de la cavidad, valorar la variación del estado tensional producido en el terreno que circunda al bulbo.

El estado tensional en el dominio elástico externo al radio plástico (o sea, para $r > b$, donde b es el radio plástico) puede expresarse mediante las siguientes relaciones:

$$\sigma_r = P_0 + \left\{ \frac{m \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0]}{m + N} \cdot b^{1+m} \right\} \cdot r^{-(1+m)} \quad [4.25]$$

$$\sigma_\theta = P_0 - \frac{1}{m} \cdot \left\{ \frac{m \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0]}{m + N} \cdot b^{1+m} \right\} \cdot r^{-(1+m)} \quad [4.26]$$

En la zona de plastificación (o sea, $a < r < b$) la tensión radial y tangencial pueden calcularse con las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_r = -\frac{Y}{N-1} + \frac{(1+m) \cdot N \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0]}{(N-1) \cdot (m+N)} \cdot b^{\frac{[m(N-1)]}{N}} \cdot r^{-\frac{[m(N-1)]}{N}} \quad [4.27]$$

$$\sigma_\theta = -\frac{Y}{N-1} + \frac{(1+m) \cdot N \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0]}{(N-1) \cdot (m+N)} \cdot b^{\frac{[m(N-1)]}{N}} \cdot r^{-\frac{[m(N-1)]}{N}} \quad [4.28]$$

Al radio plástico, b , en la hipótesis de pequeñas deformaciones, le corresponde la siguiente ecuación:

$$\frac{b}{a_0} = R^{\frac{N}{m \cdot (N-1)}} \quad [4.29]$$

En el caso en que consideremos la hipótesis de grandes deformaciones en la zona plástica, b resulta de:

$$\frac{b}{a} = R^{\frac{N}{m \cdot (N-1)}} \quad [4.30]$$

Donde a representa el radio del bulbo a la expansión producida.

A partir de la determinación de la presión de equilibrio, P , podemos valorar la variación del estado tensional en el terreno. En el caso de la cavidad cilíndrica, el incremento de la tensión vertical, $\Delta\sigma_v$, puede, finalmente, valorarse teniendo en cuenta la relación elástica:

$$\Delta\sigma_v = \nu(\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_\theta) \quad [4.31]$$

4.3.4 Variación del estado deformativo en el terreno

La expansión del bulbo determina, además del incremento de la tensión media, una deformación volumétrica positiva (es decir de compresión) en el interior de la zona plástica.

La valoración de esta deformación puede efectuarse por vía analítica sólo con referencia a la hipótesis de las pequeñas deformaciones. En este caso, la deformación volumétrica, ε_v , resulta equivalente a:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_r + m \cdot \varepsilon_\theta \quad [4.32]$$

donde:

ε_r = deformación radial, dada por:

$$\varepsilon_r = \left[\delta + \frac{N \cdot M \cdot \xi}{m \cdot (N+M) + N \cdot M \cdot (1-m)} - \frac{M \cdot \ln(\eta)}{M+m} \right] \cdot m \cdot M \cdot \left(\frac{b}{a_0} \right)^{1+\frac{m}{M}} - \frac{M \cdot \ln(\eta)}{M+m} + \frac{N \cdot M \cdot \xi}{m \cdot (N+M) + N \cdot M \cdot (1-m)} \cdot \left[1 - \frac{m \cdot (N-1)}{N} \right] \cdot \left(\frac{b}{a_0} \right)^{\frac{m \cdot (N-1)}{N}} \quad [4.33]$$

ε_θ = deformación tangencial, dada por:

$$\varepsilon_\theta = - \left[\delta + \frac{N \cdot M \cdot \xi}{m \cdot (N + M) + N \cdot M \cdot (1 - m)} - \frac{M \cdot \ln(\eta)}{M + m} \right] \cdot \left(\frac{b}{a_0} \right)^{1 + \frac{m}{M}} - \frac{M \cdot \ln(\eta)}{M + m} + \frac{N \cdot M \cdot \xi}{m \cdot (N + M) + N \cdot M \cdot (1 - m)} \cdot \left(\frac{b}{a_0} \right)^{\frac{m(N-1)}{N}} \quad [4.34]$$

Utilizando las fórmulas [4.32]-[4.34] podemos valorar la reducción de volumen que se produce en el interior de la zona plástica por una presión de la cavidad expandida igual al de equilibrio. A partir de este resultado se puede determinar el incremento de densidad relativa, D_r , producido por la expansión del bulbo.

La densidad relativa es función del índice de vacíos según la siguiente relación:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad [4.35]$$

donde e_{\min} y e_{\max} representan respectivamente el índice de vacíos mínimo y máximo del terreno. La variación del índice de vacíos puede ser consecuencia de la deformación volumétrica, ε_v , mediante la siguiente relación:

$$\varepsilon_v = - \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad [4.36]$$

Dado que la variación de densidad relativa, ΔD_r , puede tener relación con la variación de índice de vacíos Δe , mediante la siguiente relación:

$$\Delta D_r = - \frac{\Delta e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad [4.37]$$

se obtiene:

$$\Delta D_r = \frac{\varepsilon_v \cdot (1 + e_0)}{e_{\max} - e_{\min}} \quad [4.38]$$

donde e_0 representa el índice de vacíos inicial.

4.4 Modelos teóricos para los terrenos de grano fino

El proceso de expansión de las resinas de poliuretano inyectadas puntualmente en el interior de los terrenos de grano fino, (arenas finas, limosas y arcillas) se presta a ser encuadrado teóricamente siguiendo la aproximación de la teoría de la fractura en un medio elasto-plástico en condiciones no drenadas. El proceso de fractura tiene lugar porque la resina, al no conseguir penetrar en los poros del terreno, desarrolla una presión de hinchamiento muy elevada en la fase de inyección.

Las resinas de poliuretano se propagan en el interior de las fracturas existentes en el terreno y en las producidas por la expansión de las propias resinas después de la inyección.

El estudio de la propagación de las fracturas en el terreno es de una notable complejidad y de difícil previsión, ya que está condicionado por la falta de homogeneidad en el interior del propio terreno. Podemos únicamente establecer la hipótesis de que la resina inyectada penetra en las microfisuras formadas en las zonas en que se concentran las deformaciones de corte (bandas de corte), provocando la propagación en el terreno.

4.4.1 Criterios de desencadenamiento del fenómeno de fracturación

En un terreno cohesivo, la inyección de resinas expansivas URETEK causa la formación de fracturas en el material. El primer resultado teóricamente determinable es la entidad de la presión de hinchamiento que produce el desencadenamiento del proceso de fracturación. Esta presión se denomina presión de fracturación, P_f .

Desde el punto de vista macroscópico, el desencadenamiento de una fractura puede reconducirse a mecanismos de rotura por tracción o por corte (**Figura 4.24**).

La rotura por tracción se produce cuando la tensión eficaz menor se anula o iguala a la resistencia a la tracción del material, σ'_t , cuando ésta sea distinta de cero.

En el caso de una cavidad esférica o cilíndrica, esta rotura tiene lugar en condiciones elásticas, en cuanto que la tensión tangencial eficaz, σ'_θ , se reduce al crecer la deformación radial de la cavidad, hasta alcanzar la resistencia a la tracción del terreno (**Figura 4.24a**).

La fracturación se produce, en cambio, por la rotura por corte cuando, antes aún de que la tensión tangencial alcance el valor de la resistencia a la tracción, tiene lugar la rotura por corte (**Figura 4.24b**).

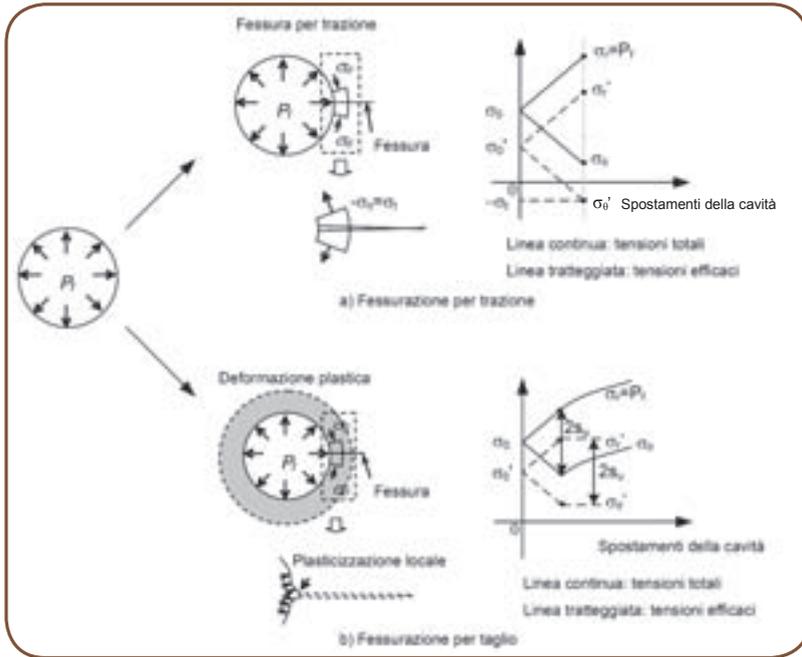


Figura 4.24. Fracturación del terreno producida por la inyección de un fluido a presión en una cavidad: (a) rotura a tracción en condiciones no drenadas y (b) rotura debida a alcanzar la resistencia al corte en condiciones no drenadas (modificada por Mitchell y Soga, 2005).

Siguiendo las indicaciones de Mitchel & Soga (2005), partiendo de las leyes de la elasticidad lineal, llegamos a la siguiente expresión analítica sobre la presión de fracturación según el mecanismo de rotura por tracción

$$P_{f_traz} = (1+m) \cdot \sigma_{3i} - m \cdot u_0 + m \cdot \sigma'_t \quad [4.39]$$

donde:

- P_{f_traz} presión en el interior de la cavidad que induce a la fracturación del terreno por tracción;
- m coeficiente geométrico igual a 1 en el caso de cavidad cilíndrica, igual a 2 en el caso de cavidad esférica;
- σ_{3i} tensión principal total menor al estado inicial;
- u_0 presión intersticial inicial en condiciones hidrostáticas;
- σ'_t resistencia a la tracción del terreno.

Esta ecuación nos da una relación lineal entre presión de confinamiento y presión de fracturación, con coeficiente de proporcionalidad igual a dos, en el caso de cavidad cilíndrica, e igual a tres en el caso de cavidad esférica.

En el caso de mecanismo de fracturación por corte, el proceso puede estar desencadenado por la formación de microfisuraciones locales en el entorno de la cavidad en expansión. La resina puede infiltrarse dentro de las fracturas y producir esfuerzos de tracción en los extremos de la propia fractura (**Figura 4.24b**). En la hipótesis del criterio analítico de que el inicio de la fracturación se debe al enervamiento inicial de la pared de una cavidad cilíndrica en expansión, se puede inferir la siguiente relación referida a la presión de fracturación por el mecanismo de rotura por corte:

$$P_{f_taglio} = \frac{2mc_u}{m+1} + \sigma_{3i} \quad [4.40]$$

donde:

P_{f_taglio} presión en el interior de la cavidad que induce a la fracturación del terreno por corte, correspondiente a la presión de primera plastificación;

c_u resistencia al corte no drenada del terreno.

La ecuación [4.40], a diferencia de la [4.39], implica una relación entre presión de confinamiento y presión de fracturación lineal con coeficiente de proporcionalidad unitario, en el caso de cavidad cilíndrica y equivalente a 4/3, en el caso de cavidad esférica.

En la zona de plastificación es posible que, localmente, exista una concentración de las deformaciones de corte y, consiguientemente, aparezcan microfracturas en el material. En tales condiciones, es lógico suponer que las inyecciones de resina de poliuretano determinen la apertura de las microfracturas y favorezcan su propagación en el interior del terreno tratado.

Las expresiones analíticas [4.39] y [4.40] permiten establecer en primera aproximación si la fracturación alrededor de la cavidad se produce por tracción o por corte.

Desde el punto de vista teórico, es posible establecer, en primera aproximación, las condiciones tensionales en que el sistema de fracturación resulta ser sub-vertical o sub-horizontal. La fracturación tiene lugar en dirección sub-vertical si las tensiones horizontales, σ'_{ho} , son inferiores a las tensiones verticales eficaces, σ'_{vo} , en condiciones geostáticas, es decir, si el coeficiente de empuje en reposo $K_0 < 1$. Si se produce la situación inversa, es decir, si $K_0 > 1$, el sistema de fracturación es sub-horizontal.

La extensión, la frecuencia, y la apertura de las fracturas, resultan de difícil previsión desde un punto de vista teórico, en cuanto que dependen de la presencia de micro-defectos y fisuras en el terreno.

4.4.2 Criterios de propagación de las fracturas

Si se aplica una inyección en un terreno superficial, podemos comprobar con facilidad las condiciones de desarrollo de las fracturas (por rotura, por tracción, o por corte). En este caso, si en el punto de inyección la tensión horizontal es inferior a la vertical ($K_0 < 1$), se produce la formación de una fractura sub-vertical; viceversa ocurre, si la tensión horizontal es mayor de la ($K_0 > 1$), y se produce la formación de una fractura sub-horizontal.

Las fracturas, en una primera aproximación, pueden tener forma de moneda (“penny-shaped fracture” en inglés). Este tipo de fracturas ha sido estudiado teóricamente por Sneddon y Lowengrub (1969), que han conseguido resultados útiles para la valoración de su longitud y apertura.

La longitud de la fractura depende, fundamentalmente, de criterios energéticos (Griffith, 1920) o mecánicos (Irwin, 1948), difícilmente aplicables en el caso de materiales no homogéneos, y de las propiedades físicas y mecánicas variables, como son los terrenos. Refiriéndonos al criterio energético de Griffith, la semilongitud de la fractura, L , puede asociarse a la presión interna, P , mediante una relación que depende de la energía de superficie del material, G_s (Sneddon y Lowengrub, 1969):

$$L = \frac{\pi \cdot E \cdot G_s}{2 \cdot (1 - \nu) \cdot P} \quad [4.41]$$

donde E es el módulo de rigidez del material.

Alternativamente, adoptando el criterio mecánico de Irwin, la semi-longitud L resulta equivalente a:

$$L = \frac{\pi \cdot K_{Ic}^2}{4 \cdot P^2} \quad [4.42]$$

dove K_{Ic} representa la tenacidad de fractura (en inglés “fracture toughness”), cuyo valor depende de la resistencia mecánica del material.

Las relaciones [4.41] y [4.42] son equivalentes, en cuanto que se puede demostrar que

$$G_s = \frac{1}{2} \frac{(1 - \nu)}{E} K_{Ic}^2 \quad [4.43]$$

En el caso de los terrenos existen pocos datos escritos relativos a los valores asumidos por la energía superficial, G_s , y por la tenacidad de fractura, K_{Ic} , en los terrenos. Estos parámetros, por tanto, resultan muy inciertos y de difícil determinación. Fang (1994) aporta los resultados de una serie de pruebas efectuadas sobre muestras de arcilla compacta para la determinación de la tenacidad de fractura. En estas pruebas en diversos terrenos, contenidos de aguas, y grados de compactación, la

tenacidad de fractura ha resultado siempre mayor de $0.08 \text{ MPa} \cdot \sqrt{\text{m}}$. En cualquier caso, estos datos por sí solos no son suficientes para extraer ninguna conclusión sobre los resultados que pueden obtenerse en todos los terrenos.

Se deduce que la determinación de la longitud de las fracturas es muy incierta y puede ser solamente valorada a la vista de los resultados de campos de prueba, en los que se han efectuado excavaciones “ex profeso” con objeto de reconstruir la geometría de propagación de la resina.

Establecida la longitud de la fractura, es posible determinar la presión de equilibrio mediante las fórmulas de Sneddon y Lowengrub (1969) para el cálculo de la apertura de la fractura, en función de la presión interna P en un medio puramente elástico. En particular la relación de hinchamiento resulta igual a:

$$\frac{V_{rf}}{V_{ri}} = \begin{cases} 1 & \text{se } P \leq \sigma_{3i} \\ 1 + \frac{\pi}{V_{ri}} \left[\frac{16 \cdot (1 - \nu^2) \cdot L^3}{3 \cdot E} (P - \sigma_{3i}) \right] & \text{se } P > \sigma_{3i} \end{cases} \quad [4.44]$$

En condiciones no drenadas asumimos que $\nu = 0.5$ y $E = E_u$, donde E_u es el módulo de rigidez en condiciones no drenadas.

De la intersección entre la relación [4.44] y la ley reológica [4.6] podemos determinar la presión de equilibrio en una semi-longitud específica de la fractura.

A título de ejemplo, supongamos que aplicamos una inyección a una profundidad 3.5 m en una arcilla saturada, caracterizada por los siguientes parámetros físicos y mecánicos:

$$\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3;$$

$$\varphi = 25^\circ;$$

$$\text{OCR} = 1.$$

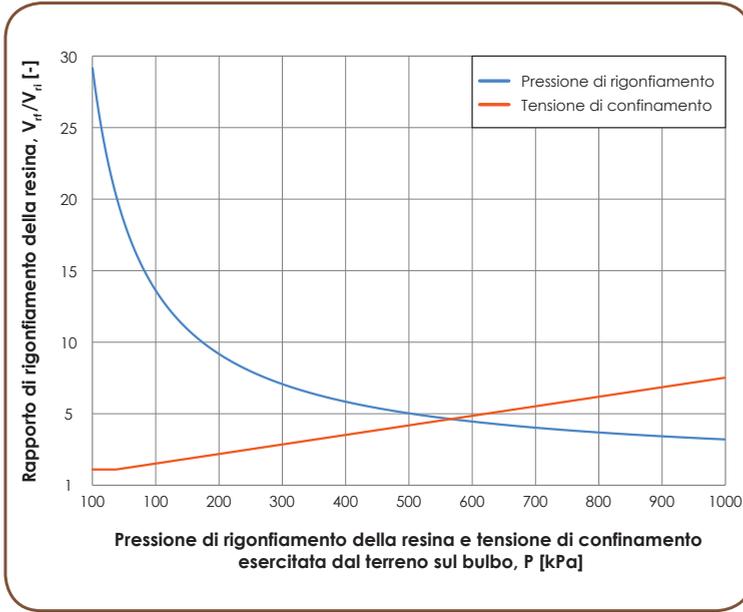
$$E_u = 1 \text{ MPa}.$$

La tensión vertical resulta equivalente a 64.75 kPa. Tratándose de una arcilla normal consolidada, el coeficiente de empuje en reposo puede calcularse mediante la siguiente relación:

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi) \quad [4.45]$$

de la que se obtiene $K_0 = 0.577$.

Dado que el valor de K_0 es inferior a la unidad, puede producirse una fractura sub-vertical. Estableciendo la hipótesis de una semi-longitud de la fractura equivalente a 0.25 m, se obtiene el resultado de la **Figura 4.25**.



■ **Figura 4.25.** Relación de hinchamiento de la resina, en función de la presión de hinchamiento (línea roja) y de la tensión de confinamiento ejercida por el terreno circundante (línea azul)

La presión de equilibrio resulta equivalente a cerca de 570 kPa. Asumiendo, por ejemplo, que $K_{Ic} = 0.08 \text{ MPa}\cdot\sqrt{\text{m}}$, se obtiene de la ecuación [4.42] una presión crítica, asociada a la semi-longitud de la fractura $L = 0.25 \text{ m}$, igual a

$$P = \frac{K_{Ic}}{2} \sqrt{\frac{\pi}{L}} + \sigma_{h0} = 179 \text{ kPa} \quad [4.46]$$

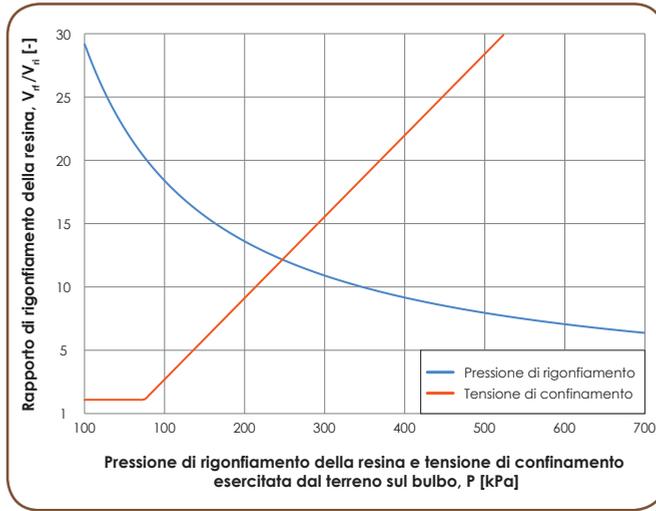
En este caso, o bien para $K_{Ic} = 0.08 \text{ MPa}\cdot\sqrt{\text{m}}$, los resultados obtenidos no son congruentes. Es necesario, por tanto, hipotizar con una longitud mayor de la fractura, para averiguar la correspondencia entre la presión de equilibrio y la presión crítica. Si asumimos una semi-longitud de la fractura $L = 0.67$, llegamos al resultado de la **Figura 4.26**.

La presión de equilibrio resulta, en este caso, igual a casi 124 kPa.

Para $K_{Ic} = 0.08 \text{ MPa}\cdot\sqrt{\text{m}}$, se obtiene una presión crítica igual a

$$P = \frac{K_{Ic}}{2} \sqrt{\frac{\pi}{L}} + \sigma_{h0} = 124 \text{ kPa} \quad [4.47]$$

Podemos, por tanto, concluir que para la arcilla en cuestión, asumiendo una tenacidad de fractura $K_{Ic} = 0.08 \text{ MPa}\cdot\sqrt{\text{m}}$, la semi-longitud $L = 0.67$ representa el valor exacto que nos da la congruencia entre la presión crítica derivada del criterio de Irwin y la presión de equilibrio.

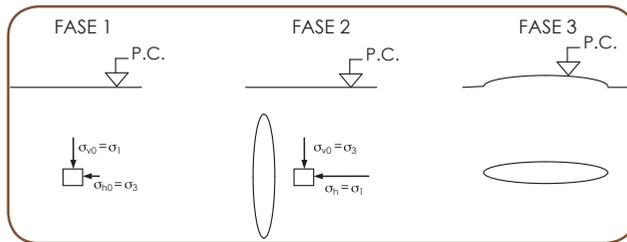


■ **Figura 4.26.** Relación de hinchamiento de la resina, en función de la presión de hinchamiento (línea roja) y de la tensión de confinamiento ejercida por el terreno circundante (línea azul)

4.4.3 Elevaciones producidas por las inyecciones de resina

Para que se produzca el levantamiento del nivel natural del terreno y de las posibles sobreestructuras que se encuentran sobre él, es necesario determinar la formación de fracturas sub-horizontales.

También en los terrenos que se caracterizan por un coeficiente de empuje en reposo K_0 , inferior a la unidad, la formación inicial de fracturas sub-verticales y su posterior apertura produce, localmente, una inversión de las tensiones principales, que da lugar a la consiguiente formación de fracturas sub-horizontales (**Figura 4.25**).



■ **Figura 4.27.** Formación de fracturas sub-horizontales en los terrenos con coeficiente de empuje, $K_0 < 1$ (FASE 1): la apertura de una fractura vertical produce el incremento de la tensiones horizontales, con la consiguiente rotación de las direcciones principales (FASE 2); al aplicar posteriormente una nueva inyección se produce la formación de una fractura sub-horizantal, cuya apertura ocasiona el levantamiento del nivel natural del terreno.

En proximidad al punto de inyección, la apertura de una fractura vertical produce un incremento de la tensión horizontal del terreno, similar a la presión de equilibrio neta.

En relación con el ejemplo final del párrafo anterior, las tensiones geostáticas son:

$$\sigma_{v0} = 65 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{h0} = 37 \text{ kPa}$$

La presión de equilibrio neta resulta igual a:

$$P - \sigma_{h0} = 124 - 37 = 87 \text{ kPa.}$$

Se deduce que, en proximidad al punto de inyección, la tensión horizontal resulta igual a la presión de equilibrio, o bien:

$$\sigma_h = P = 124 \text{ kPa} > \sigma_{v0}.$$

La previsión de la longitud de la fractura horizontal puede realizarse con los mismos criterios expuestos anteriormente, o bien buscando las condiciones de equilibrio entre la presión de hinchamiento de la resina y la tensión de confinamiento (en este caso vertical) producida en el terreno.

La entidad de los levantamientos, sin tener en cuenta la compresión del estrato de terreno sobre el punto de inyección, puede estimarse, en una primera aproximación, mediante la fórmula de Sneddon y Lowengrub (1969) para el cálculo de la apertura de la fractura:

$$w(x) = \frac{4 \cdot (1 - \nu^2) \cdot P \cdot \sqrt{L^2 - x^2}}{\pi \cdot E} \quad [4.48]$$

donde:

x = distancia del punto de inyección.

El desplazamiento máximo se obtiene en relación con el punto de inyección, o bien para $x = 0$.

Para la aplicación de la ecuación [4.48] se confirman las incertidumbres unidas a la concreción de la semi-longitud L de la fractura. Además, disponiendo de una estimación para tal magnitud, el recurso a las soluciones analíticas no permite tomar en cuenta la verdadera dimensión del problema. Desde este punto de vista, las soluciones numéricas permiten obtener resultados más precisos y minuciosos.

4.5 Conclusiones

Las inyecciones de resinas de poliuretano se diferencian de otros tipos de inyecciones, en que las resinas de poliuretano son capaces de desarrollar espontáneamente una elevada presión de hinchamiento, que alcanza una condición de equilibrio con la tensión de confinamiento ejercida por el terreno circundante.

En los terrenos de grano grueso las inyecciones producen la formación de un bulbo de terreno tratado, cuyo hinchamiento determina la compactación y densificación del terreno circundante. Además, el propio bulbo constituye un elemento de refuerzo, capaz de incrementar la resistencia al corte y la rigidez del terreno tratado.

La existencia de unas condiciones no drenadas causa, en cambio, la formación de fracturas en terrenos de grano fino. La apertura de formaciones horizontales puede aprovecharse para compensar hundimientos absolutos y/o diferenciales de cimientos superficiales. Además, el terreno resulta tanto más densificado cuanto más densa es la red de inyecciones efectuadas.

Dado que en el curso del tiempo la disipación de las sobrepresiones intersticiales produce una modificación del estado tensional, es necesario tener en cuenta, en estos casos, la posible necesidad de repetir las inyecciones para obtener los objetivos deseados. Una valoración de la variación de los levantamientos producida por la disipación de las presiones intersticiales, y la duración del proceso de consolidación, no puede basarse en modelos analíticos simplificados, como los expuestos en este Capítulo.

En el siguiente **Capítulo 5** se expone un ejemplo de análisis numérico mediante elementos finitos, relativo al proceso de fracturación de un terreno arcilloso, en el que se determinan las sobrepresiones intersticiales que se forman durante el proceso de expansión de la resina, así como los desplazamientos producidos por su disipación. Solamente mediante un análisis de tipo numérico con elementos finitos es posible valorar de forma precisa el proceso de consolidación y los desplazamientos producidos por ello.

Modelos numéricos

5

5.1 Introducción

En el presente Capítulo se ilustran algunos análisis llevados a cabo mediante el software Plaxis 2D con objeto de simular los efectos producidos en el terreno por inyecciones localizadas de resinas expansivas.

Los análisis efectuados pueden ser utilizados como ejemplo para la modelización de los elementos finitos de intervenciones realizadas mediante inyecciones de resinas de poliuretano, con objeto de mejorar las características mecánicas del terreno (*compaction grouting*) o recuperar hundimientos excesivos de ci-mientos superficiales.

Plaxis 2D es un código de cálculo mediante elementos finitos bidimensional, capaz de simular el comportamiento del terreno en función de las variaciones del estado tensional y deformativo en los distintos puntos de aglomeración y en los posibles elementos estructurales con los que interactúa. Esto se utiliza normalmente para llevar a cabo análisis de deformación y estabilidad en el ámbito de múltiples aplicaciones geotécnicas, y permite simular situaciones reales reconducibles a condiciones de deformaciones planas (plane strain) o a condiciones axialsimétricas (axisymmetric).

El comportamiento mecánico del terreno puede implementarse mediante los siguientes modelos constitutivos:

- Modelo Lineal Elástico - Simula el comportamiento de un medio elástico lineal isótropo. Este modelo requiere la definición de dos parámetros de deformabilidad en campo elástico, el módulo de Young (E) y el coeficiente de Poisson (ν).
- Modelo de Mohr-Coulomb - Simula el comportamiento de un medio elás-

tico lineal isótropo perfectamente plástico. Además de los parámetros de deformabilidad en campo elástico, E y ν , requiere la definición de los parámetros de resistencia intercepto de cohesión (c), ángulo de resistencia al corte (φ) y ángulo de dilatación (ψ).

- Modelo Jointed-Rock - Simula el comportamiento de un medio elasto-plástico anisótropo en los planos de discontinuidad.
- Modelo Hardening-Soil - Modelo hiperbólico de tipo elasto-plástico que permite considerar las variaciones de la rigidez del terreno en función del estado tensional y del grado de consolidación.
- Modelo Hardening-Soil Small - Modelo análogo al Hardening-Soil que permite diferenciar el comportamiento del terreno con pequeñas deformaciones del de grandes deformaciones.
- Modelo Cam-Clay modificado - Es un modelo simplificado adoptado para simular el comportamiento de terrenos cohesivos normalmente consolidados.
- Modelo Soft Soil (Cam-Clay) - Es un modelo que permite simular el comportamiento de terrenos o de materiales muy compresibles como arcillas normalmente consolidadas o turba.
- Modelo Soft Soil Creep - Es un modelo análogo al Soft Soil que permite considerar el comportamiento viscoso del material.

Plaxis permite desarrollar distintos tipos de cálculo mediante elementos finitos, distinguiendo entre análisis de tipo Plástico (plastic), análisis de consolidación (consolidation), análisis de estabilidad con el método de la reducción de los parámetros de resistencia (ϕ, c reduction), y análisis dinámicos (dynamic), en condiciones drenadas y no drenadas.

El software Plaxis ha sido utilizado para simular los efectos de la expansión de la resina de poliuretano en el terreno, imponiendo una deformación volumétrica al cluster representativo del área ocupada por el volumen inicial del fluido inyectado.

La versión del software utilizada para los análisis realizados en el presente informe es Plaxis 2D v. 8.6.

5.2 Intervenciones de compaction grouting

Según lo manifestado en los Capítulos precedentes, las intervenciones de compaction grouting se llevan a cabo normalmente para aumentar el estado de densidad del terreno que circunda al punto o puntos de inyección y, consiguientemente, producir una mejora de las características mecánicas del material.

En el presente Párrafo el software Plaxis 2D se ha utilizado para simular algunas posibles aplicaciones de este tipo de intervención, que permitan valorar la capacidad del modelo numérico de reproducir los efectos provocados en el terreno circundante por la expansión de las resinas de poliuretano inyectadas localmente.

5.2.1 Expansión de la cavidad esférica

El primer análisis realizado mediante el software Plaxis 2D, en el ámbito de las intervenciones de compaction grouting, ha previsto la simulación de los efectos relativos a una inyección puntual de resina de poliuretano en un medio granular homogéneo isótropo en ausencia de falda (i.e. arena suelta o poco densa).

El comportamiento mecánico de tal material ha sido implementado mediante el modelo de Mohr-Coulomb, cuyos parámetros característicos adoptados en el análisis se señalan en la **Tabla 5.1**.

■ **Tabla 5.1.** Parámetros geotécnicos asignados en el análisis.

| Volume iniziale di resina iniettata, V_i [m ³] | Pressione di rigonfiamento caratteristica della resina per il trattamento in esame, P_c [MPa] | Rapporto di rigonfiamento di progetto, R_c [-] | Volume finale della resina a seguito del processo di espansione, V_f [m ³] |
|---|--|---|---|
| 0.075398 (= 75 litri) | 0.450 | 5.32 | 0.401119 (= 401 litri) |

El bulbo de inyección, producido por efecto de la filtración de la resina en estado líquido en los vacíos intersticiales entre los granos de arena ha sido asumido de forma esférica y con un radio igual a 20 cm desde el punto de inyección. Le ley constitutiva asignada a tal material es la misma adoptada para la arena suelta o poco densa (**Tabla 5.1**).

El modelo geométrico de referencia, ilustrado en la **Figura 5.1**, es axialsimétrico y ha sido creado con una extensión que permite obviar los “efectos de borde” sobre los resultados del análisis (anchura = 10 m; altura = 10 m).

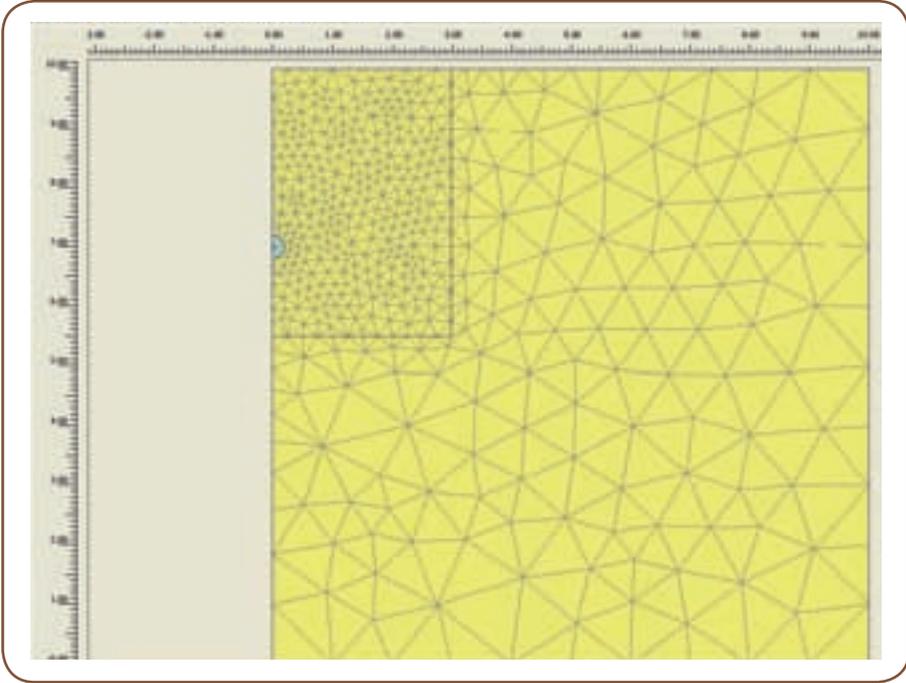


Figura 5.1. Modelo geométrico de referencia para los análisis.

El punto de inyección de la resina se ha ubicado a una profundidad de 3 m del nivel natural del terreno.

Con objeto de valorar la presión de hinchamiento característica de la resina, se ha procedido inicialmente a la definición de la curva de reacción del terreno en el proceso de expansión de la propia resina.

Esta curva se ha obtenido imponiendo al cluster de material que representa el bulbo de inyección, diversos valores de deformación volumétrica, para cada uno de los cuales el software de cálculo ha permitido hallar el valor de presión de confinamiento ejercida por la formación arenosa en relación con la superficie de hinchamiento.

A partir de la deformación volumétrica definida por el usuario, podemos calcular la variación de volumen (ΔV) debida a la expansión de la resina mediante la siguiente relación:

$$\Delta V = \Delta \varepsilon_v \cdot V_0 \quad [5.1]$$

donde:

$\Delta\varepsilon_v$ deformación volumétrica definida por el usuario;

V_0 volumen inicial del cluster que representa el bulbo de inyección:

$$V_0 = \frac{4}{3} \cdot \pi \cdot r_0^3 = 0.033510 \text{ m}^3 \quad [5.2]$$

en el que:

r_0 radio del bulbo de inyección, en el caso en estudio igual a 0.2 m.

El volumen inicial de resina inyectada (V_{ri}) puede calcularse como sigue:

$$V_{ri} = V_0 \cdot n = 0.010053 \text{ m}^3 \cong 10 \text{ litri} \quad [5.3]$$

donde:

V_0 volumen inicial del cluster que representa al bulbo de inyección;

n porosidad total de la arena suelta o poco densa adoptada en el caso en estudio igual a 0.3.

Finalmente, podemos obtener el volumen final de la resina, después del proceso de expansión (V_{rf}) para cada uno de los valores de deformación volumétrica definidos por el usuario:

$$V_{rf} = V_{ri} + \Delta V \quad [5.4]$$

en el que:

V_{ri} volumen inicial de resina inyectada;

ΔV variación de volumen debida a la expansión de la resina.

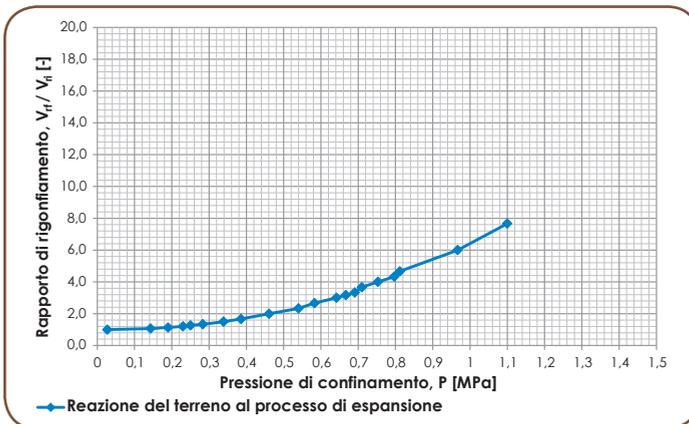
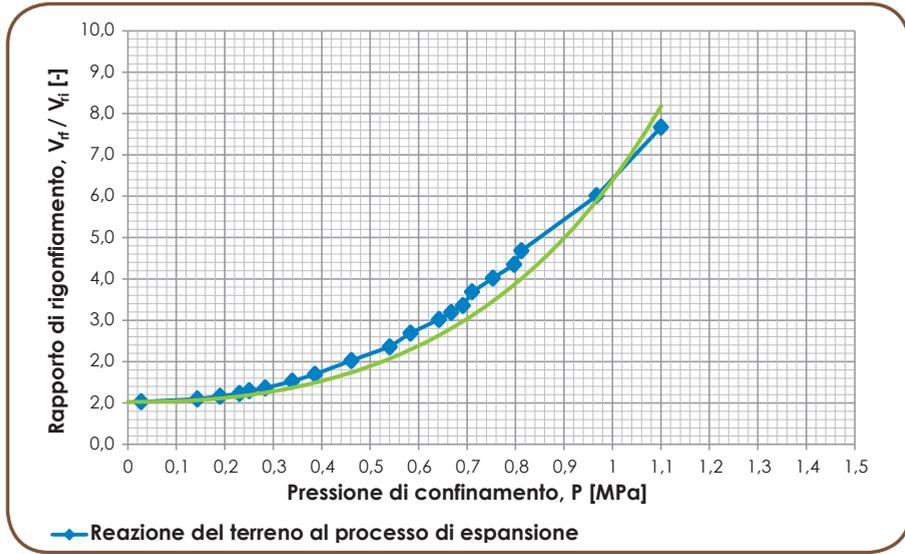


Figura 5.2. Curva de reacción del terreno al proceso de expansión de la resina de poliuretano calculada mediante el software Plaxis 2D.

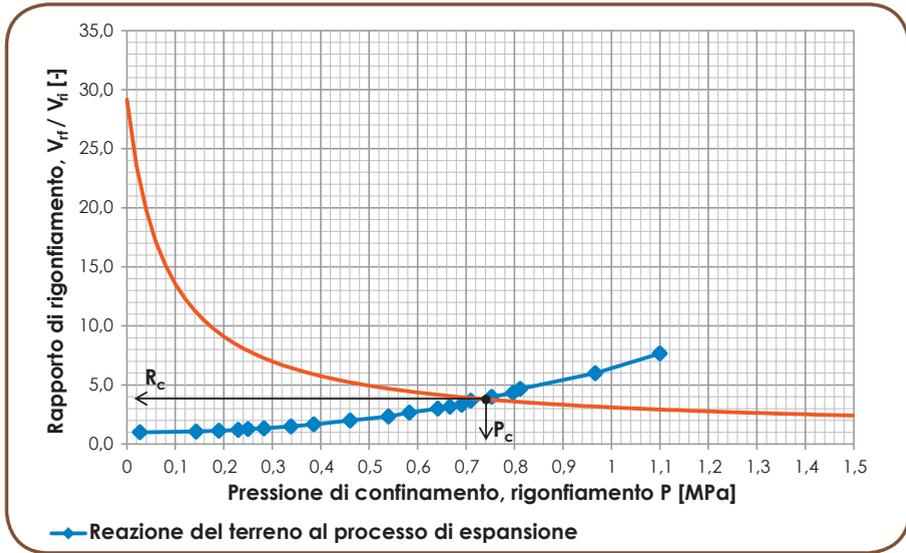
Confrontando el resultado obtenido mediante la solución analítica propuesta por Carter et al. (1986) (**Figura 5.3**), se evidencia una óptima relación de congruencia entre las condiciones adoptadas al respecto en las dos soluciones.

En este caso, las previsiones efectuadas mediante la solución analítica resultan congruentes con las obtenidas de la aproximación de tipo numérico de los elementos finitos. Esta última, no obstante, permite la posibilidad de tener en cuenta dimensiones más complejas y propiedades del terreno no homogéneas.



■ **Figura 5.3.** Confrontación entre la curva de reacción del terreno en el proceso de expansión de la resina de poliuretano calculada mediante el software Plaxis 2D y la definida a partir de la solución analítica propuesta por Carter et al. (1986).

Conocida la reacción del terreno al proceso de expansión de la resina de poliuretano, ha sido posible definir la presión de hinchamiento, característica de la propia resina para el tratamiento en estudio, (P_c), identificando el punto de intersección entre la curva descrita anteriormente y la reológica propia del fluido inyectado (**Figura 5.4**).



■ **Figura 5.4.** Definición de la presión de hinchamiento característica de la resina y de la relación de hinchamiento para el tratamiento objeto de estudio.

A partir del valor de P_C obtenido, se ha procedido a valorar la deformación volumétrica correspondiente a utilizar en la modelización numérica, con objeto de calcular las variaciones del estado tensional y deformativo producidas por el proceso de inyección y expansión en el terreno circundante.

En primer lugar, la ley reológica de la resina ha permitido valorar la relación de hinchamiento propia de la intervención (R_C) asociada a la presión característica P_C (**Figura 5.4**), mediante la cual se ha calculado el volumen final de la resina después del proceso de expansión (V_{rf}):

$$R_C = \frac{V_{rf}}{V_{ri}} = \frac{10.5}{0.36 + \frac{1}{0.23} \cdot \ln(1 + P_C)} = 3.83 \quad \text{con } P_C \text{ expresada en MPa} \quad [5.5]$$

donde:

P_C presión de hinchamiento característica de la resina para el tratamiento en estudio, igual a 0.73 MPa.

$$V_{rf} = R_C \cdot V_{ri} = 0.038503 \text{ m}^3 \cong 38.5 \text{ litri} \quad [5.6]$$

en el que:

V_{ri} volumen inicial de resina inyectada.

A continuación se ha calculado la variación de volumen de la resina durante el proceso de expansión (ΔV), a partir de lo cual ha sido posible derivar el resultado de la deformación volumétrica al análisis numérico ($\Delta \epsilon_v$):

$$\Delta V = V_{rf} - V_{ri} = 0.028450 \text{ m}^3 \quad [5.7]$$

donde:

V_{rf} volumen final de la resina después del proceso de expansión;

V_{ri} volumen inicial de resina inyectada.

$$\Delta \epsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0} = 84.9\% \quad [5.8]$$

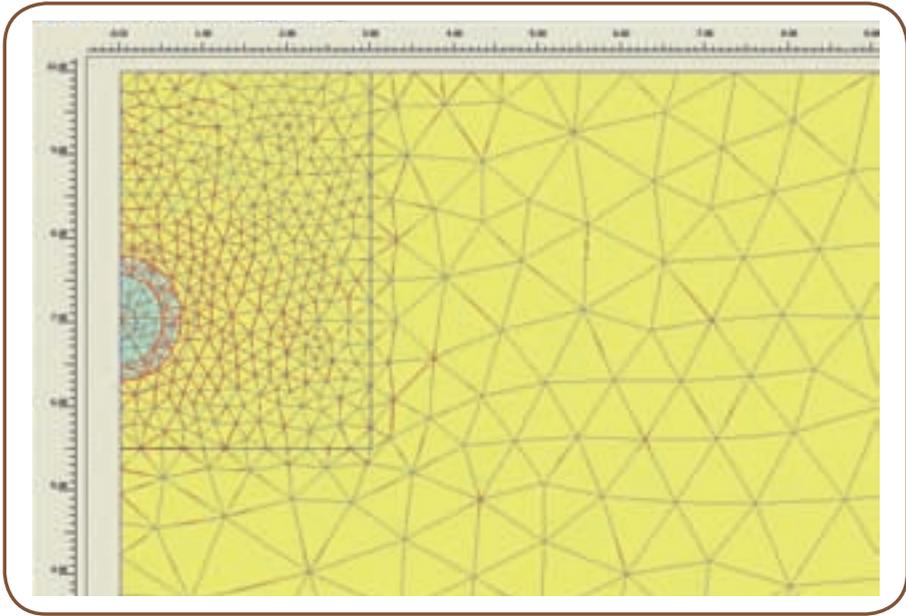
con:

V_0 volumen inicial del cluster que representa al bulbo de inyección.

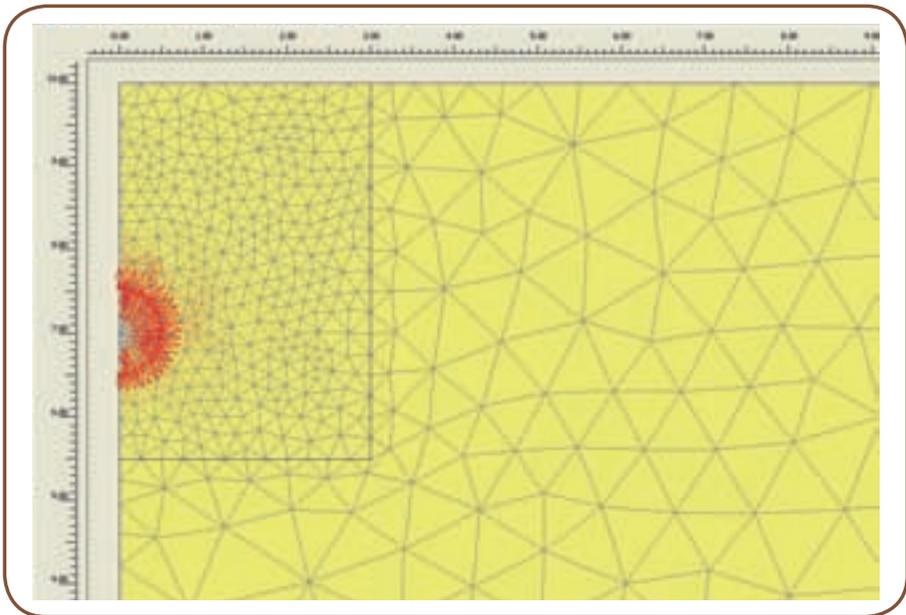
En la **Figura 5.5 - Figura 5.10** se exponen los resultados obtenidos por el análisis numérico efectuado mediante el software Plaxis 2D, que evidencian los desplazamientos totales sufridos por el terreno circundante al bulbo de inyección de la resina por efecto del proceso de expansión, las variaciones del estado tensional, y los puntos de la formación arenosa en los que se han alcanzado las condiciones de plastificación.

Por lo que respecta a los desplazamientos totales, se observa que estos tienen lugar principalmente en dirección radial respecto del punto de inyección, y afectan a la formación arenosa hasta una distancia máxima equivalente a casi 1 m desde el propio punto de inyección. El desplazamiento total máximo medido tiene lugar en relación con el perímetro externo del bulbo de inyección y resulta igual a 59.8 mm.

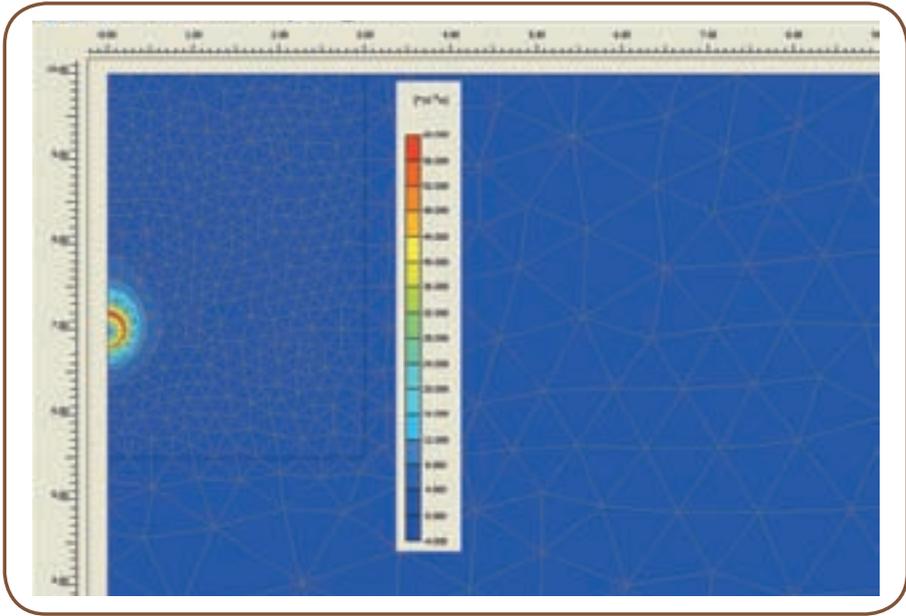
Es importante observar que la geometría del modelo influye notablemente en los resultados obtenidos, de hecho, los desplazamientos producidos evidencian que el tratamiento tiene una influencia mayor sobre la parte de terreno que se encuentra encima del punto de inyección, a causa de las tensiones de confinamiento inferiores, respecto a las que actúan sobre el material ubicado a profundidades mayores.



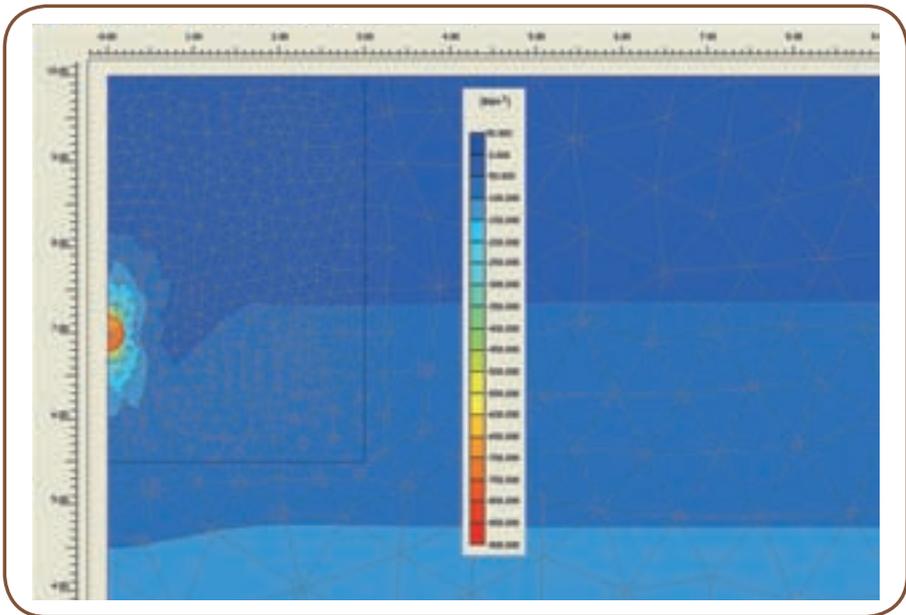
■ **Figura 5.5.** Desplazamientos totales del terreno (Deformed mesh) - Escala deformada.



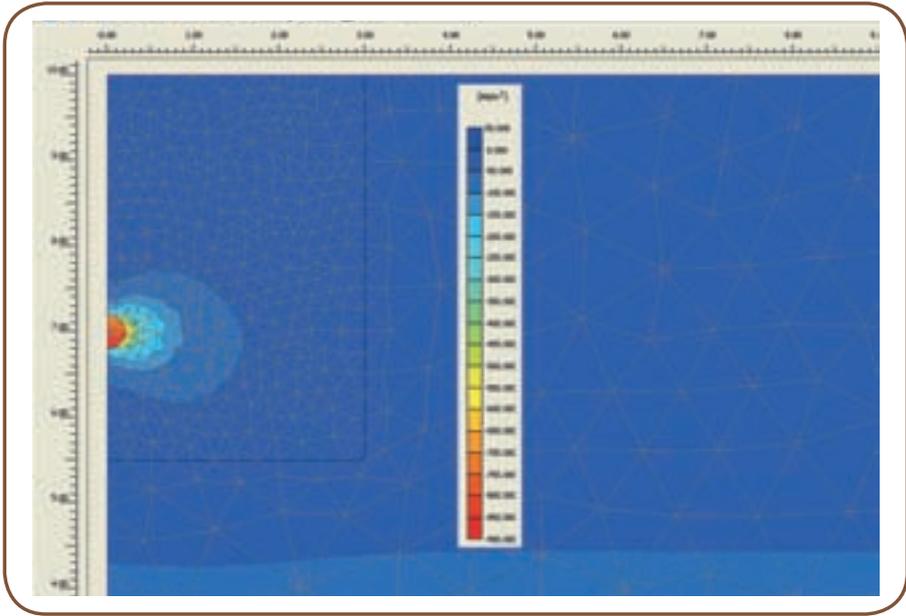
■ **Figura 5.6.** Desplazamientos totales del terreno (Arrows).



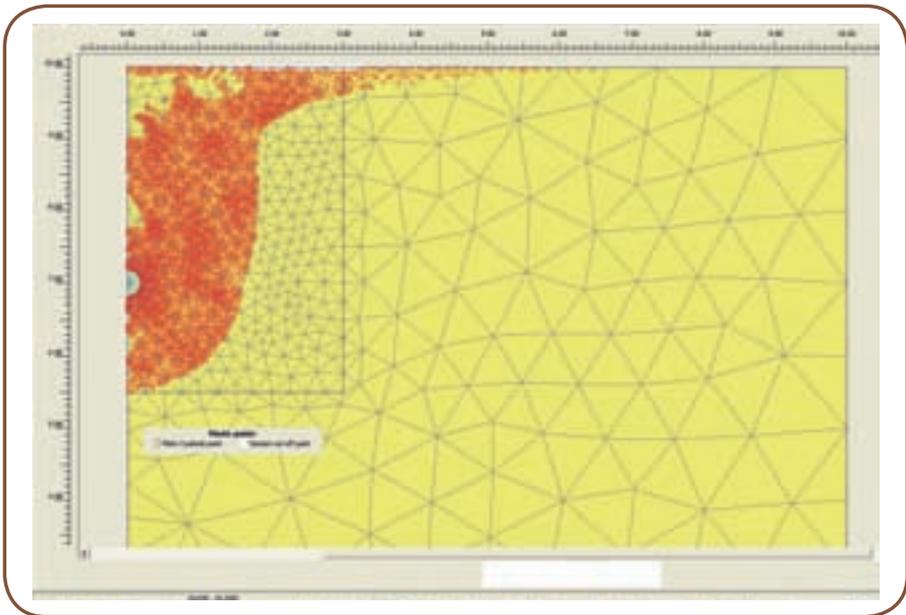
■ **Figura 5.7.** Desplazamientos totales del terreno (Shadings).



■ **Figura 5.8.** Tensiones verticales (Shadings).



■ **Figura 5.9.** Tensiones horizontales (Shadings).



■ **Figura 5.10.** Tensiones verticales (Shadings).

Por lo que respecta al estado tensional, los resultados obtenidos permiten observar que el terreno circundante al punto de inyección experimenta una variación de las tensiones horizontales hasta una distancia máxima de aproximadamente 1.5 m, mientras que el efecto de variación de las tensiones verticales se agota aproximadamente a 1 m desde el propio punto de inyección. Además, análogamente a lo observado en los desplazamientos, el terreno situado encima del bulbo se resiente en mayor medida de la variación de las tensiones verticales que el situado debajo del mismo. También se evidencia que la presión de hinchamiento ejercida por la resina en las paredes del bulbo de inyección no es perfectamente uniforme como se asume en la solución analítica propuesta por Yu y Houlsby (1991), sino que varía en función del estado tensional de confinamiento del terreno circundante con valores máximos comprobados en la parte baja del bulbo que se reducen a medida que se desplaza hacia arriba.

Finalmente, en la **Figura 5.10** se evidencia que las condiciones de tratamiento objeto de análisis permiten alcanzar las condiciones de plastificación en un área de terreno más bien extensa que llega hasta el nivel natural del terreno, hecho que podría resultar crítico en previsión de la respuesta deformativa del material ante posibles variaciones de carga producidas en superficie.

5.2.2 Expansión de la cavidad cilíndrica

El segundo ejemplo de intervención de compaction grouting simulado mediante el software Plaxis 2D tiene por objeto la simulación de un tratamiento columnar en un medio granular homogéneo isótropo en ausencia de falda (i.e. arena suelta o poco densa).

El modelo geométrico de referencia y las características mecánicas asignadas a los materiales son análogos a los adoptados en el análisis descrito en el párrafo anterior, a excepción de la geometría del bulbo de inyección, que ha sido hipotizado de forma cilíndrica con una altura de 2 m y un radio de 0.2 m (**Figura 5.11**).

También en este caso, el punto de inyección se ha situado a una profundidad de 3 m del nivel natural del terreno original.

Análogamente a lo efectuado en el análisis señalado en el párrafo anterior, se ha procedido a la valoración de la presión de hinchamiento característica de la resina para la intervención en estudio.

En primer lugar, se ha definido la curva de reacción del terreno al proceso de expansión de la resina de poliuretano, calculada mediante el software Plaxis 2D (**Figura 5.12**).

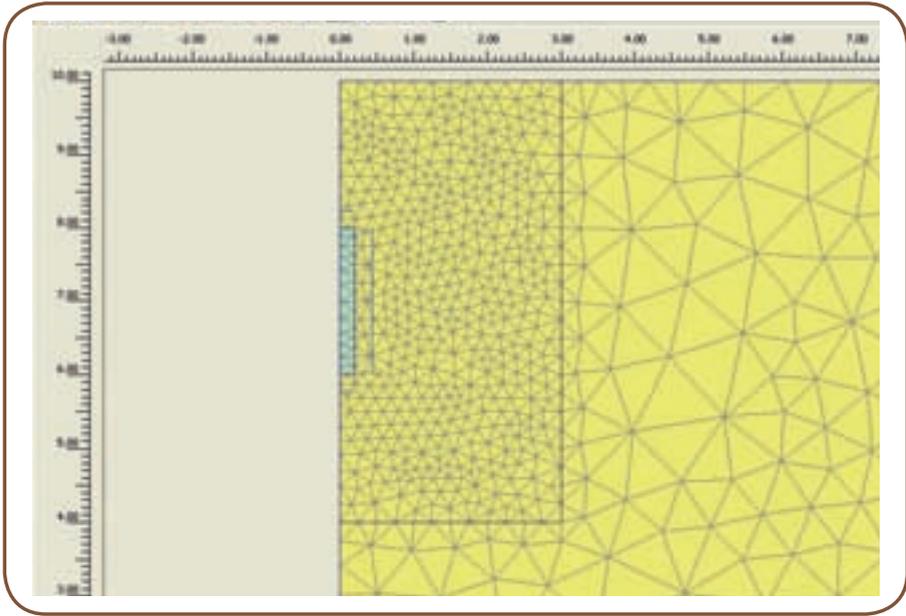


Figura 5.11. Modelo geométrico de referencia para el análisis.

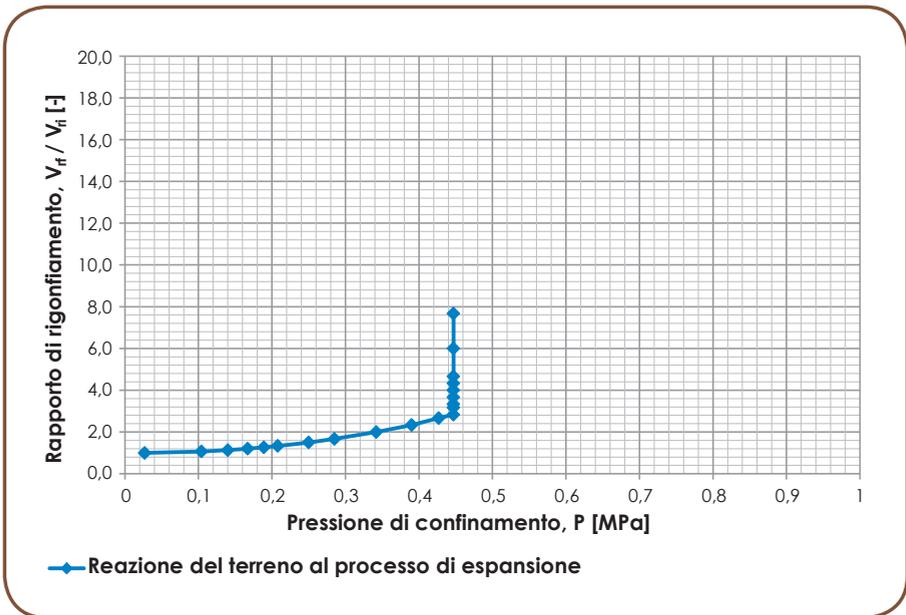
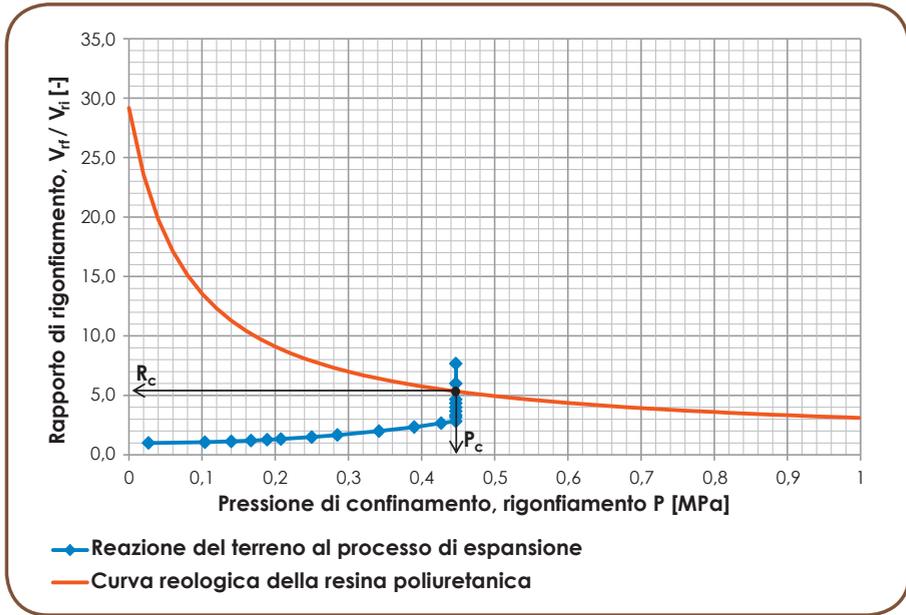


Figura 5.12. Curva de reacción del terreno al proceso de expansión de la resina de poliuretano calculada mediante el software Plaxis 2D.



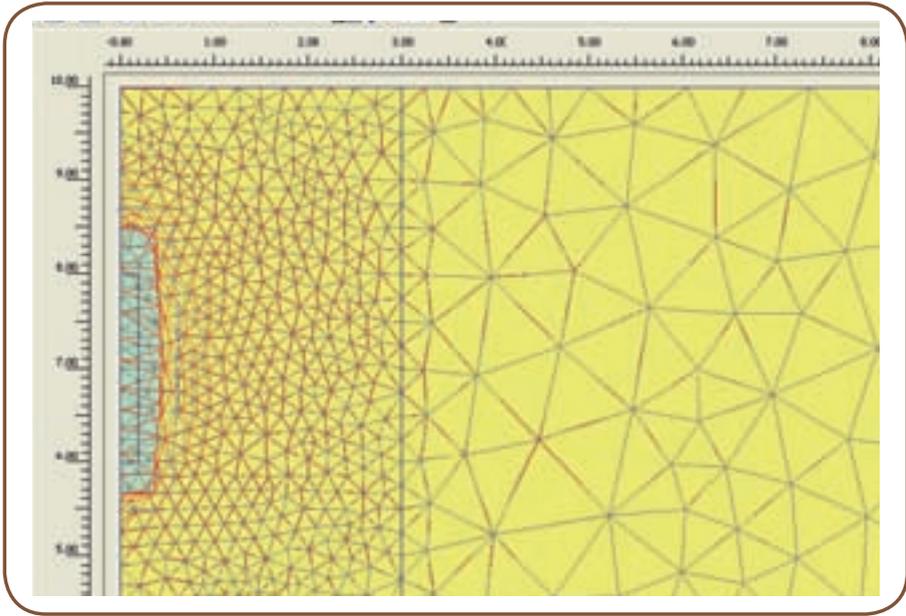
■ **Figura 5.14.** Definición de la presión de hinchamiento característica de la resina y de la relación de hinchamiento por el tratamiento objeto de estudio.

■ **Tabla 5.2.** Características del proyecto del tratamiento en estudio.

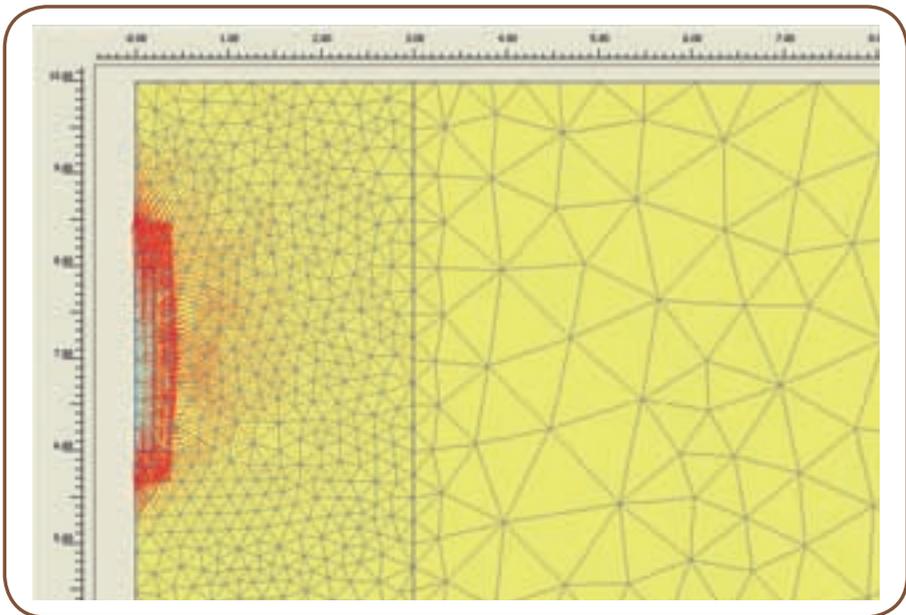
| Volume iniziale di resina iniettata, V_0 [m ³] | Pressione di rigonfiamento caratteristica della resina per il trattamento in esame, P_c [MPa] | Rapporto di rigonfiamento di progetto, R_c [-] | Volume finale della resina a seguito del processo di espansione, V_1 [m ³] |
|--|---|--|--|
| 0,075398 (= 75 litri) | 0,450 | 5,32 | 0,401119 (= 401 litri) |

A partir de los resultados obtenidos, se ha implementado un análisis mediante el software Plaxis 2D con objeto de calcular las variaciones del estado tensional y deformativo producidas por el tratamiento columnar. Sin embargo, es necesario señalar que no ha sido posible determinar el estado deformativo final al haberse alcanzado la presión límite de confinamiento del terreno antes de llegar a la condición de equilibrio con la presión de hinchamiento de la resina. Por tanto, la única información extraíble del análisis numérico es la relativa a la variación del estado tensional en condiciones límite.

En la **Figura 5.15**, **Figura 5.16**, **Figura 5.17**, **Figura 5.18** y **Figura 5.19** se señalan los resultados obtenidos del análisis numérico.



■ **Figura 5.15.** Esquema tipológico de los desplazamientos totales del terreno (Deformed mesh) – Escala deformada.



■ **Figura 5.16.** Esquema tipológico de los desplazamientos totales del terreno (Arrows).

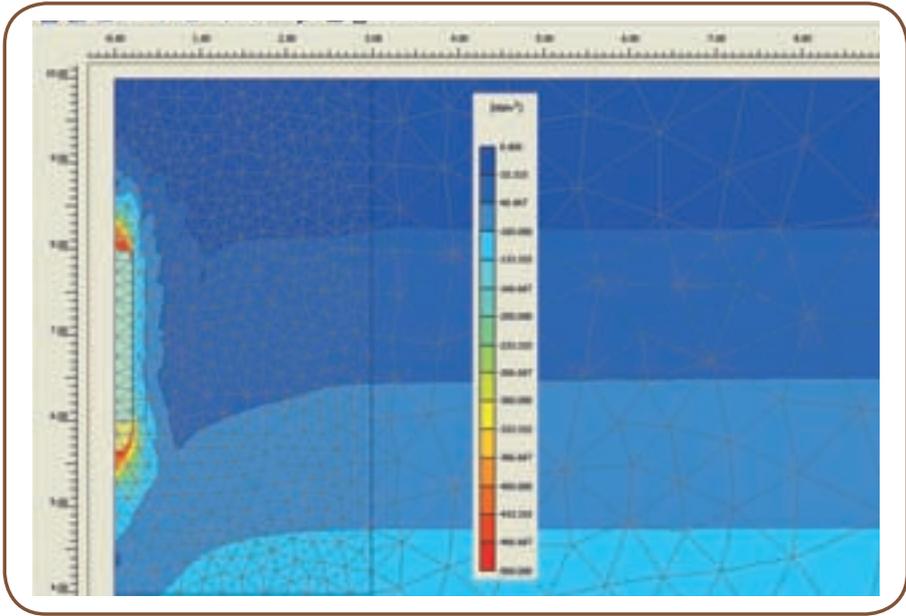


Figura 5.17. Tensiones verticales (Shadings).

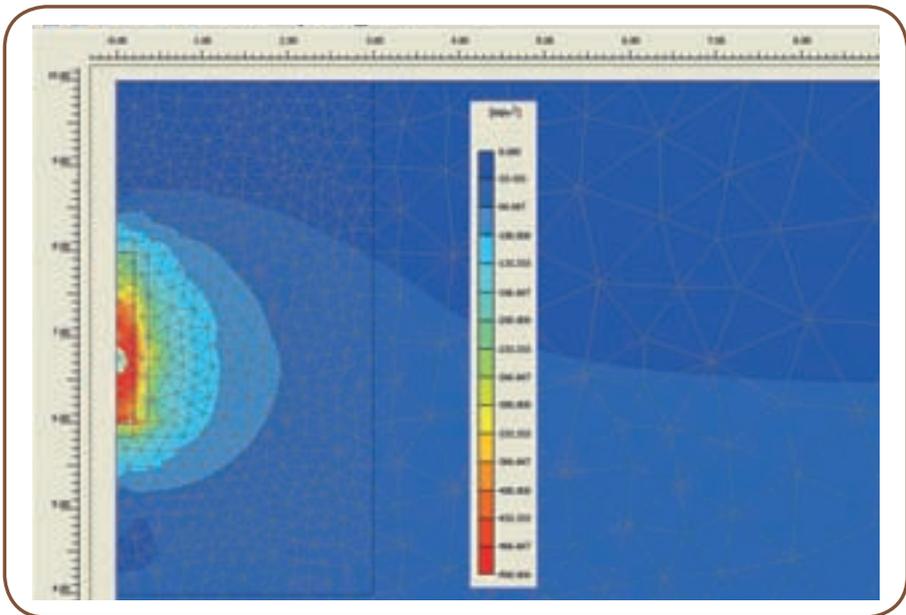
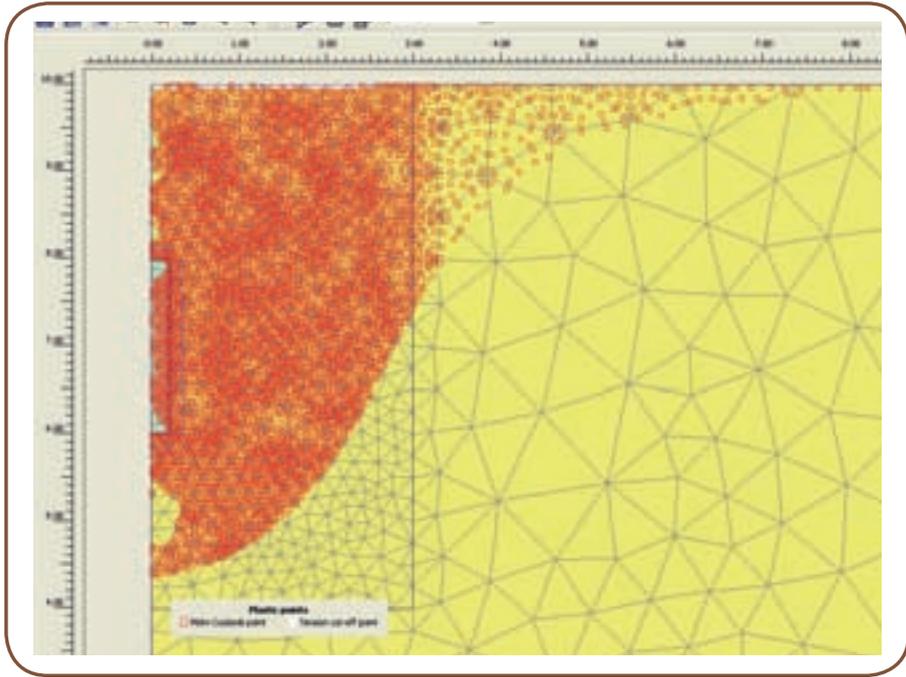


Figura 5.18. Tensiones horizontales (Shadings).



■ **Figura 5.19.** Puntos de plastificación del terreno.

En la **Figura 5.17** y **Figura 5.18** se observa que el tratamiento columnar produce en el terreno circundante tanto una variación de tensiones verticales como una variación de tensiones horizontales. En conjunto, se evidencia que tales variaciones afectan a un área de extensión máxima de aproximadamente 1.5 – 2.0 m a partir del bulbo de inyección.

Por lo que respecta a la presión de expansión dentro de la resina, se muestra que, también en este caso, no está distribuida homogéneamente en toda la superficie del bulbo de inyección, sino que alcanza valores máximos en la parte inferior del mismo y tiende a reducirse, poco a poco, a medida que se desplaza hacia la parte superior.

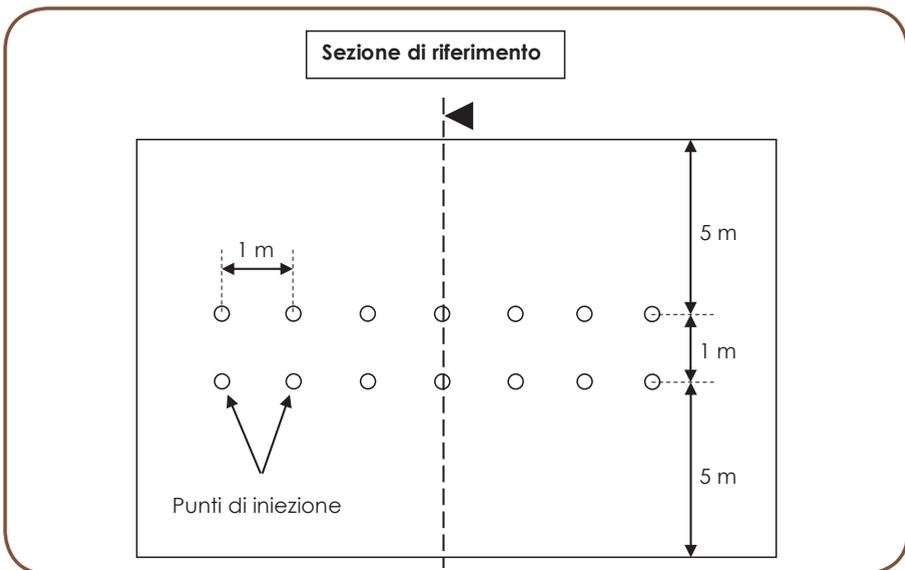
Finalmente, en relación con la **Figura 5.19** es posible observar que una amplia área de la formación arenosa se encuentra en condiciones de plastificación por efecto del proceso de expansión de la resina. Tal evidencia confirma que el terreno circundante al bulbo ha alcanzado una condición límite más allá de la cual no puede ya oponer resistencia al proceso de expansión de la resina, que se expande hasta alcanzar el equilibrio con la presión límite.

5.2.3 Efectos producidos en el terreno por inyecciones próximas

El tercer ejemplo de tratamiento del terreno mediante compaction grouting tiene por objeto simular los efectos producidos por inyecciones próximas efectuadas en un medio granular homogéneo isótropo en ausencia de falda (i.e. arena suelta o poco densa).

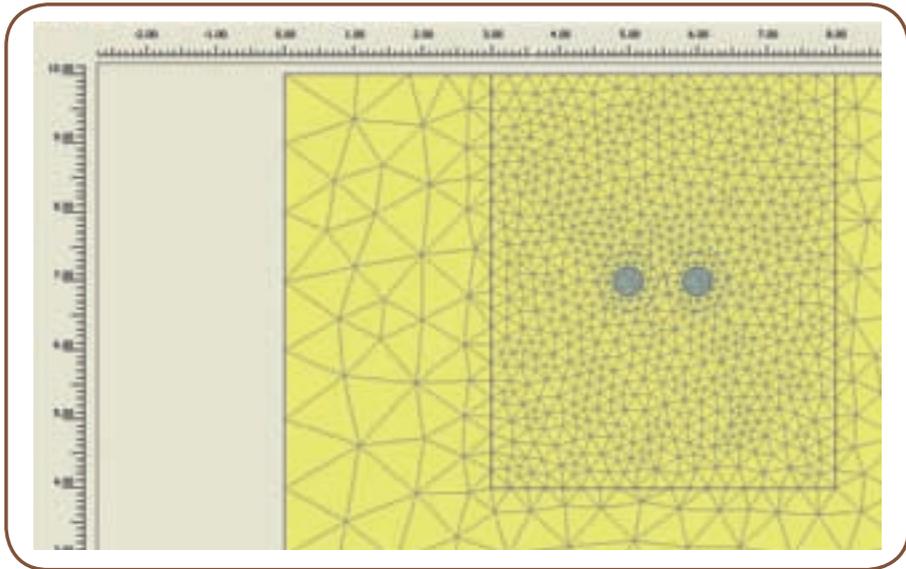
El comportamiento mecánico de la formación arenosa y del bulbo de inyección ha sido implementado mediante las mismas leyes constitutivas aplicadas en los ejemplos ilustrados en los párrafos precedentes (**Tabla 5.1**).

El modelo geométrico aplicado en los análisis ha sido definido en condiciones de deformación plana (plane strain), por tanto, la sección del proyecto debe imaginarse como infinitamente extensa en dirección longitudinal. Tal esquematización no permite simular con precisión los efectos relacionados con el proceso de expansión de la resina inyectada localmente en dos puntos de inyección aproximados, asimilable a la expansión de dos cavidades de forma esférica, pero puede ser representativa de una sección transversal de una intervención más extensa en la que se hayan aplicado inyecciones alineadas a lo largo de dos filas paralelas (**Figura 5.20**).



■ **Figura 5.20.** Vista en plano de la intervención de tratamiento.

En el análisis se ha establecido la hipótesis de que los puntos de inyección estén situados a una profundidad de 3 m del nivel natural del terreno y que los bulbos de inyección puedan asimilarse a esferas de radio igual a 0.2 m.



■ **Figura 5.21.** Modelo geométrico de referencia para los análisis.

Análogamente a lo efectuado en los ejemplos anteriores, se ha procedido en primer lugar a la definición de la curva de reacción del terreno al proceso de expansión de la resina de poliuretano.

Este análisis ha sido efectuado con relación a una de las dos inyecciones aplicadas, en cuanto que la simetría geométrica y de carga del modelo permite establecer la hipótesis de que el estado tensional del material de las paredes de los bulbos de inyección sea sustancialmente coincidente. El resultado obtenido queda ilustrado en la **Figura 5.22**.

Como se puede observar, es suficiente una pequeña expansión de la resina para que se alcance la presión crítica de confinamiento en el terreno circundante a los bulbos de inyección, de cerca de 0.133 MPa.

Tal escenario puede estar relacionado con un fenómeno difuso de plastificación del material, debido a la proximidad a la superficie de los puntos de inyección, que determina una rápida caída de resistencia del terreno, el cual no puede ya oponerse al proceso de expansión de la resina de poliuretano. Por lo tanto, una vez alcanzada la presión crítica, el fluido inyectado continúa dilatándose a presión constante hasta llegar a las condiciones de equilibrio marcadas por la curva reológica (**Figura 5.23**).

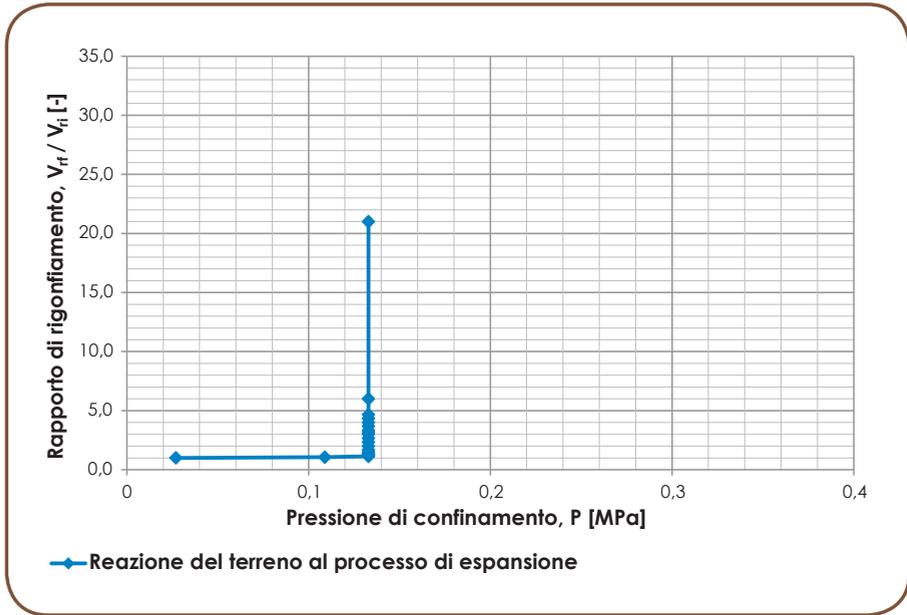


Figura 5.22. Curva de reacción del terreno en el proceso de expansión de la resina de poliuretano calculada mediante el software Plaxis 2D.

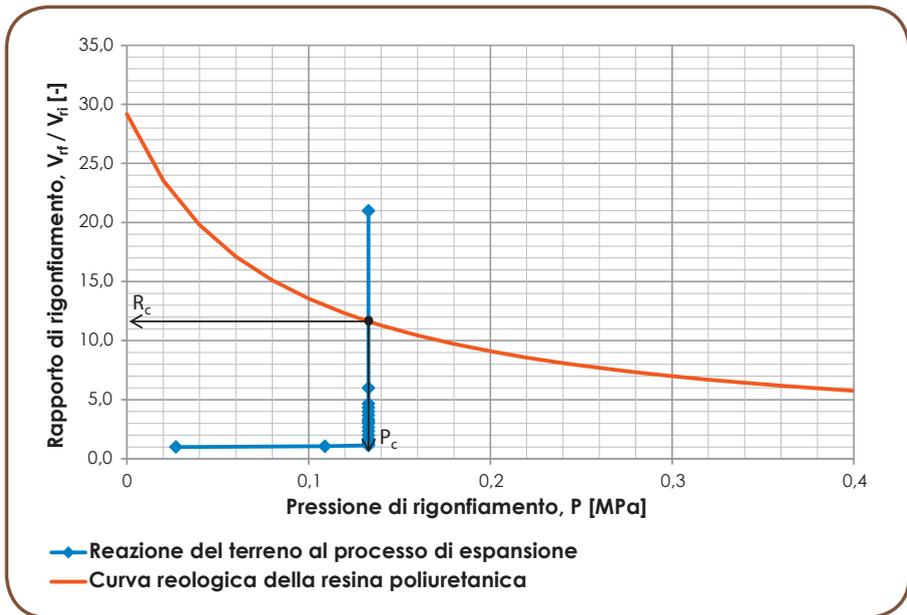


Figura 5.23. Definición de la presión de hinchamiento característica de la resina y de la relación de hinchamiento por el tratamiento objeto de estudio.

En la **Tabla 5.3** se observan de forma sintética las características principales del tratamiento efectuado.

■ **Tabla 5.3.** Características del proyecto del tratamiento en estudio.

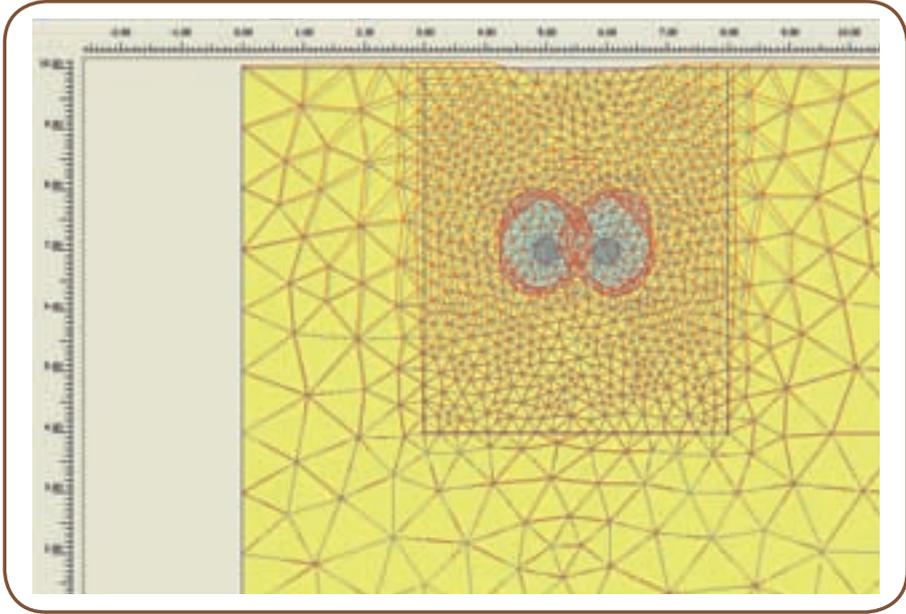
| Volume iniziale di resina iniettata per ciascuna iniezione, V_i [m ³] | Pressione di rigonfiamento caratteristica della resina per il trattamento in esame, P_c [MPa] | Rapporto di rigonfiamento di progetto per ciascuna iniezione, R_c [-] | Volume finale della resina a seguito del processo di espansione per ciascuna iniezione, V_f [m ³] |
|---|---|---|---|
| 0.010053 (= 10 litri) | 0.133 | 11.63 | 0.116918 (= 117 litri) |

A partir de las observaciones anteriormente efectuadas, se ha llevado a cabo un análisis numérico con objeto de valorar el estado tenso-deformativo del terreno en relación con el área tratada. Sin embargo, es necesario especificar que el alcance de la presión límite de confinamiento del material natural que circunda los bulbos de inyección no ha permitido definir con precisión los desplazamientos relativos a la expansión completa de la resina, en cuanto que el software no permite simular expansiones volumétricas mayores respecto de la que ha llevado a alcanzar la propia presión límite.

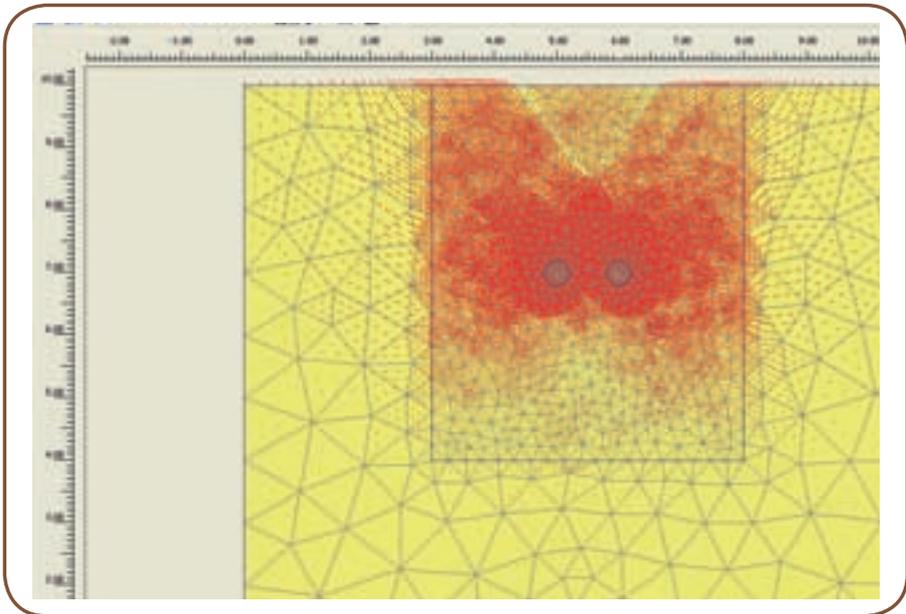
En la **Figura 5.24**, **Figura 5.25**, **Figura 5.26**, **Figura 5.27** y **Figura 5.28** se señalan los principales resultados obtenidos por los análisis efectuados mediante el software Plaxis 2D.

En la **Figura 5.24**, **Figura 5.25** y **Figura 5.28** se puede observar que en el área en la que se aplican las inyecciones se alcanzan las condiciones de plastificación en un número elevado de puntos, consecuencia del alcance de la presión límite de confinamiento.

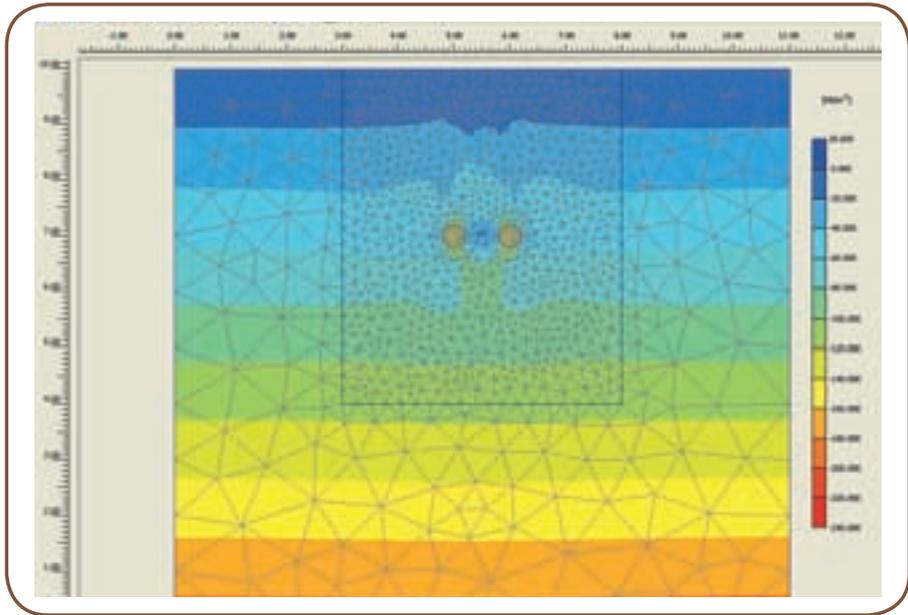
Tal fenómeno, interpretado por el software análogamente a un cinematismo de rotura por superación de la capacidad de sujeción del terreno, en realidad debe ser visto como un indicador del alcance de la presión límite de confinamiento de la formación arenosa, más allá del cual, la resina continúa hinchándose libremente hasta alcanzar el equilibrio en relación con la curva reológica.



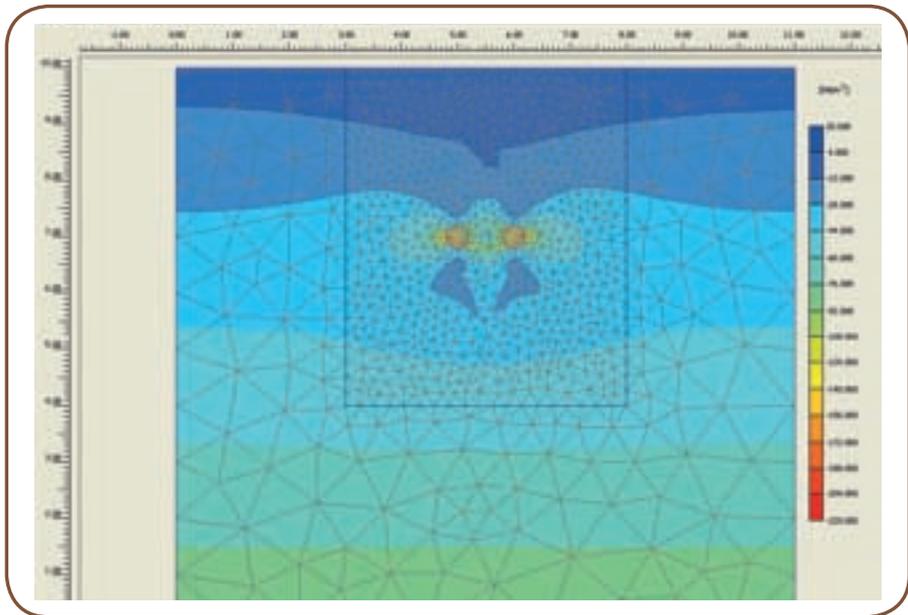
■ **Figura 5.24.** Esquema tipológico de los desplazamientos totales del terreno (Deformed mesh) – Escala deformada.



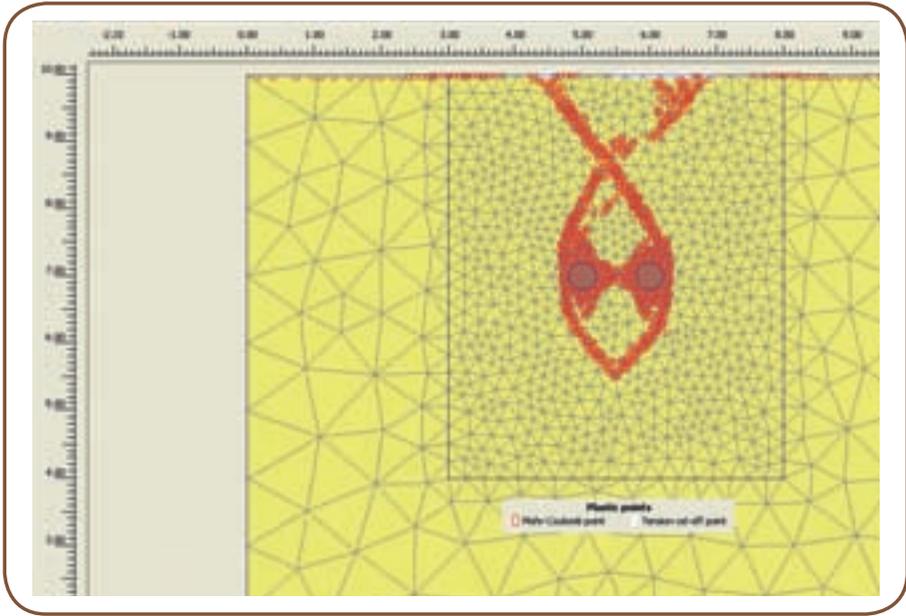
■ **Figura 5.25.** Esquema tipológico de los desplazamientos totales del terreno (Arrows).



■ **Figura 5.26.** Tensiones verticales (Shadings).



■ **Figura 5.27.** Tensiones horizontales (Shadings).



■ **Figura 5.28.** Puntos de plastificación del terreno.

En la **Figura 5.26** y **Figura 5.27** se evidencian las variaciones del estado tensional producidas por el proceso de expansión de la resina de poliuretano en el terreno circundante, las cuales, alcanzado el valor límite de la presión de confinamiento, permanecen invariables a pesar de que el fluido inyectado continúe hinchándose hasta llegar al equilibrio ligado a la curva reológica. En particular, se puede observar que la formación arenosa experimenta el efecto del tratamiento hasta una distancia de cerca de 2 – 3 m de los puntos de inyección. El valor máximo de la variación tensional tiene lugar en el material situado entre los dos bulbos, que sufre una compresión significativa durante el proceso de expansión de la resina.

En conclusión, se puede afirmar que el tratamiento efectuado puede afectar a una parte del material en un entorno de amplitud máxima de 2-3 m desde los puntos de inyección, provocando un incremento de las tensiones de confinamiento iniciales y, consecuentemente, determinando una mejora de las características mecánicas por efecto de la densificación experimentada en el terreno.

5.3 Intervenciones de recuperación de los hundimientos

Las intervenciones para la recuperación de los hundimientos tienen por objeto compensar parcialmente los hundimientos excesivos que pueden aparecer bajo los cimientos superficiales.

Tal objetivo se consigue expandiendo la resina de poliuretano en el interior de fracturas existentes u originadas después del proceso de inyección en proximidad a estructuras objeto de tratamiento.

Las profundizaciones teóricas expuestas en los Capítulos precedentes relativas a la teoría de la fractura permiten establecer la hipótesis de que las intervenciones de recuperación de los hundimientos tienen mayor eficacia en terrenos saturados y caracterizados por valores reducidos de conductividad hidráulica (e.g. arcillas, limas).

Los resultados óptimos se obtienen cuando el material bajo los cimientos se fractura en dirección horizontal (i.e. paralelo al nivel natural del terreno), ya que, en tales condiciones, el hinchamiento de la resina produce el máximo elevamiento de la estructura.

Los terrenos de cimentación en los que generalmente se hace necesario llevar a cabo intervenciones de recuperación de los hundimientos son normalmente consolidados o poco consolidados ($OCR \cong 1$), y se caracterizan por un valor del coeficiente de empuje en reposo ($K_0 = \sigma_{h0}/\sigma_{v0}$) menor de 1.

En estas condiciones la inyección de la resina produce la apertura de una fractura en la dirección de las tensiones principales mínimas, o en dirección sub-horizontal, con la consiguiente propagación de la fractura en dirección sub-vertical.

El hinchamiento de la resina produce un aumento de las tensiones horizontales, hasta causar una rotación de las tensiones principales. Alcanzado un estado tensional en el que la tensión vertical resulta ser la tensión principal mínima, la posterior aplicación de inyecciones produce la formación de fracturas en el plano horizontal.

Por lo tanto, el esquema de ejecución del tratamiento contempla generalmente las siguientes fases:

- 1** Primera serie de inyecciones de resina de poliuretano en el terreno bajo los cimientos. Estas inyecciones generalmente producen la fracturación del terreno en dirección vertical; la apertura de tales fracturas produce la inversión de las tensiones principales en el entorno del área tratada.
- 2** Segunda serie de inyecciones de resina de poliuretano con formación de frac-

turas horizontales, cuya apertura determina un significativo elevamiento de los cimientos superficiales.

A la luz de las consideraciones señaladas, se ha implementado mediante el software Plaxis 2D un análisis para simular los mecanismos de apertura de las fracturas en el subsuelo.

El modelo geométrico aplicado en los análisis ha sido definido en condiciones de deformación plana (plane strain), por tanto, la sección del proyecto debe imaginarse como infinitamente extensa en dirección longitudinal.

Tal simplificación no permite simular con precisión la verdadera geometría de las fracturas que se originan en el subsuelo, las cuales tienen una extensión finita en dirección longitudinal, pero que puede representar la sección transversal de una intervención en la que se hayan aplicado inyecciones alineadas en dirección longitudinal.

Además, el análisis en deformaciones planas es también representativo de las variaciones del estado tensional y deformativo que se producen en el entorno de la fractura concreta.

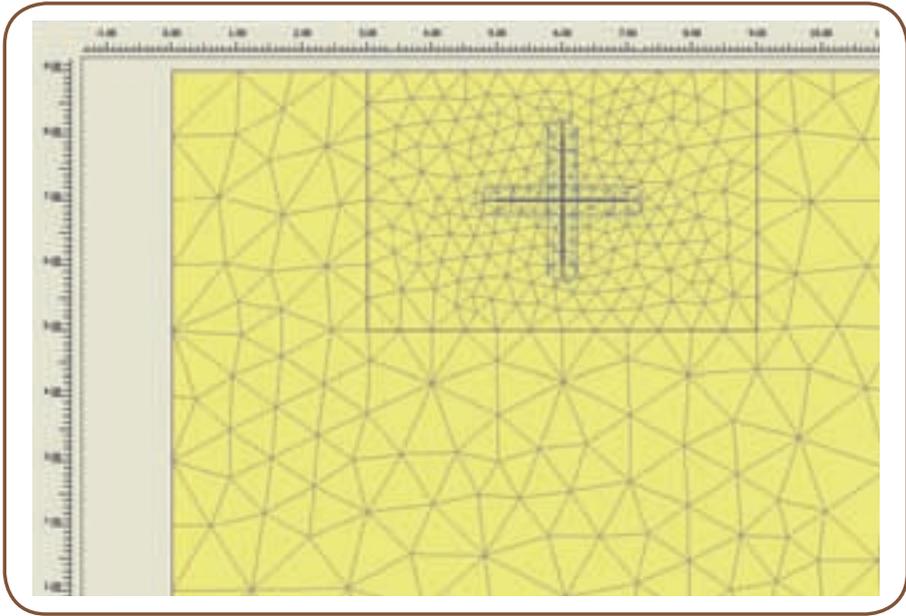
El material utilizado para el análisis es una arcilla saturada normalmente consolidada bajo falda, cuya unión constitutiva es lineal elástica con criterio de rotura a lo Mohr-Coulomb. Los parámetros mecánicos característicos de este material se muestran en la **Tabla 5.4**.

En la **Figura 5.29** se observa la geometría de la sección de referencia, cuya extensión ha sido elegida para evitar que surjan efectos de borde (anchura de 12 m, altura de 9 m). El punto de inyección se ha situado a una profundidad de 2 m. del nivel natural del terreno.

Se ha asignado al material un comportamiento de tipo no drenado, pero el análisis ha sido efectuado en términos de tensión eficaces en cuanto que el software permite calcular las sobrepresiones intersticiales generadas por las cargas y desplazamientos impuestos.

■ **Tabla 5.4.** Parámetros geotécnicos asignados en el análisis.

| Materiale | Parametri di deformabilità | | Parametri di resistenza | | |
|--|----------------------------|------------------------------------|------------------------------|---|-----------------------------------|
| | Modulo di Young, E [MPa] | Coefficiente di Poisson, ν [-] | Coesione intercella, c [kPa] | Angolo di resistenza al taglio, φ [°] | Angolo di dilatazione, ψ [°] |
| Argilla saturo normalmente consolidata | 4 | 0.25 | 0 | 30 | 0 |



■ **Figura 5.29.** Modelo geométrico adoptado en el análisis.

Se ha establecido la hipótesis de que la fractura tiene una longitud fija de 2 m, en la que se han inyectado 10 kg de resina de poliuretano expansiva. Como se expone en los Capítulos precedentes, el proceso de propagación de una fractura en el terreno no puede preverse teóricamente, dado que existen incertidumbres insuperables sobre el comportamiento real del material natural. Por lo tanto, se hace referencia a la experiencia de los campos de prueba en los que se han efectuado excavaciones para valorar la longitud de las fracturas originadas por la resina.

Dado que el coeficiente de empuje en reposo del material utilizado en el modelo es inferior a 1 ($K_0 = 0.5$), se ha procedido simulando las siguientes fases:

- Fase 1 Expansión de la resina dentro de una fractura vertical;
- Fase 2 Verificada la inversión de las tensiones principales en el entorno de la fractura vertical, expansión de la resina en el interior de una fractura horizontal;
- Fase 3 Consolidación con la consiguiente disipación de las sobrepresiones intersticiales.

En la Fase 1 se han simulado aperturas crecientes de la fractura vertical, calculando las presiones de hinchamiento correspondientes. A partir de estos resultados ha sido posible determinar la presión y la relación de hinchamiento de equilibrio de la resina, en relación a la curva reológica del fluido inyectado (**Tabla 5.5, Figura 5.30**).

Tabla 5.5. Parámetros geotécnicos asignados en el análisis.

| Volume iniziale di resina iniettata, V_i [m ³] | Fressione di rigonfiamento caratteristica della resina per il trattamento in esame, P_c [MPa] | Rapporto di rigonfiamento di progetto, R_c [-] | Volume finale della resina a seguito del processo di espansione, V_e [m ³] |
|--|---|--|--|
| 0.009346 (= 9 litri) | 0.059 | 17.05 | 0.159346 (= 159 litri) |

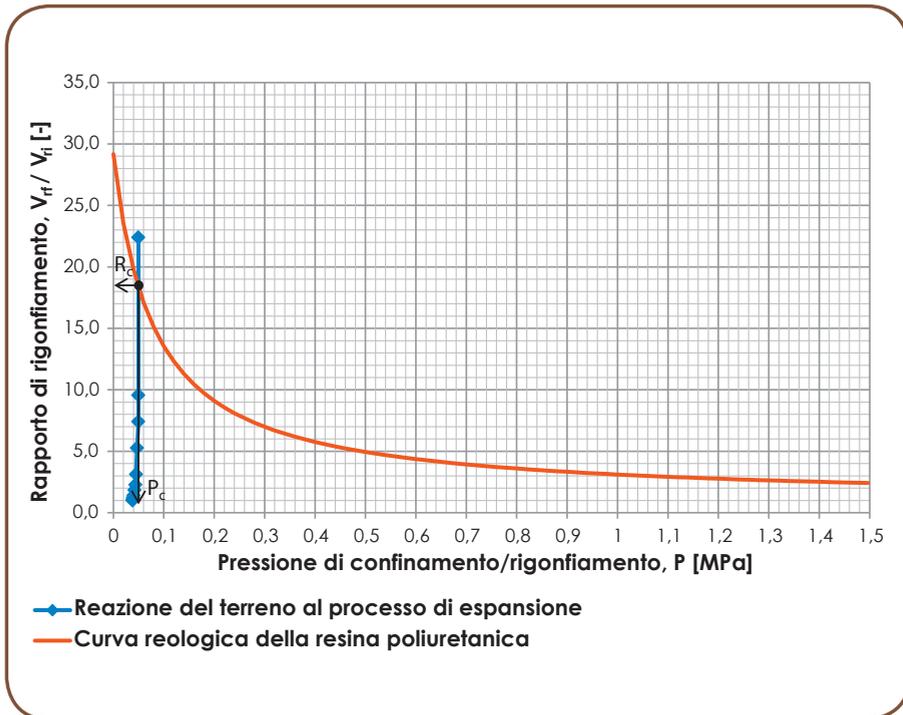
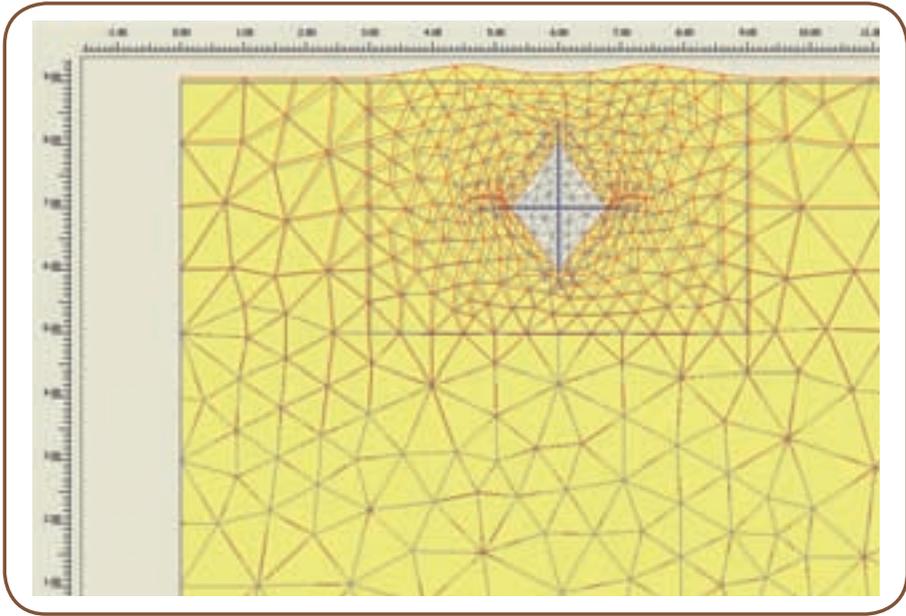


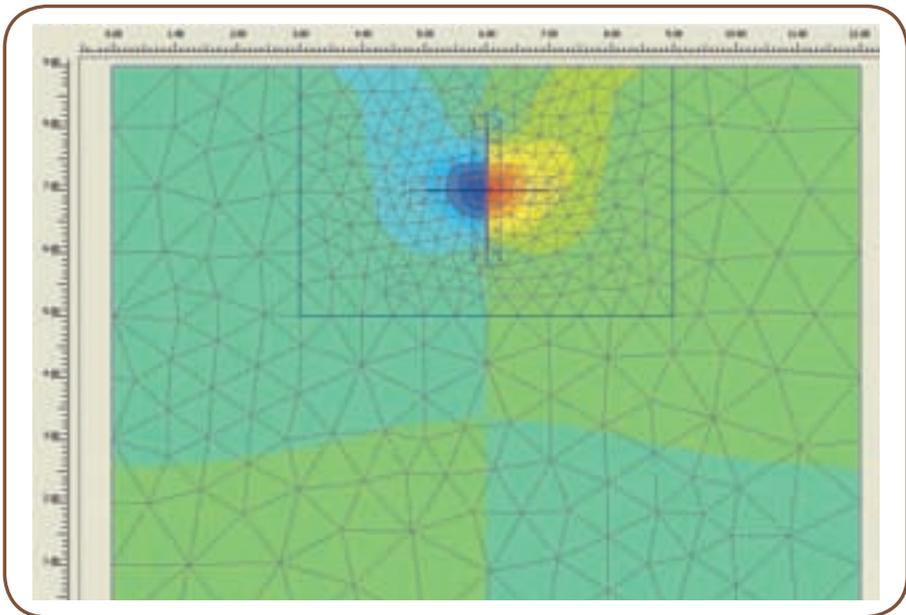
Figura 5.30. Fase 1 - Determinación de la presión de hinchamiento característica de la resina y de la relación de hinchamiento por el tratamiento.

En relación con las condiciones de equilibrio, el software ha permitido calcular las variaciones del estado tensional y deformativo producidas en el material circundante.

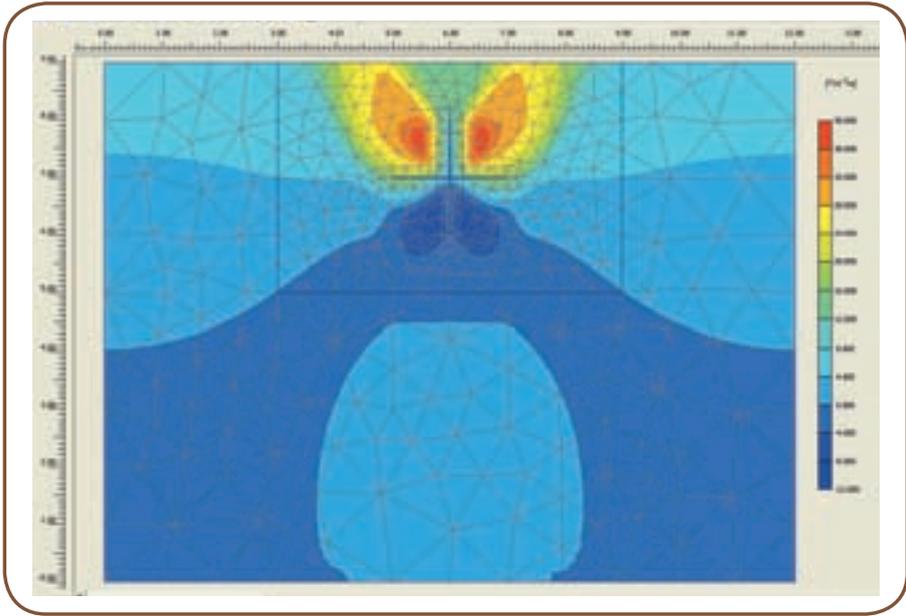
En la **Figura 5.31 - Figura 5.37** se observan la mesh deformada, las tensiones totales verticales y horizontales, las sobrepresiones intersticiales, y los puntos de plastificación.



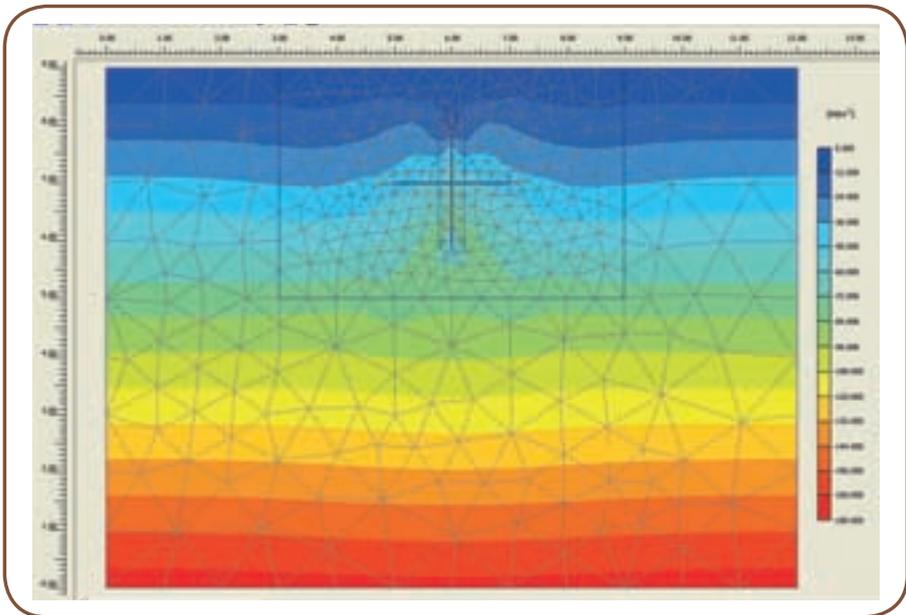
■ **Figura 5.31.** Fase 1 – Modelo deformado del terreno (Deformed mesh) – Escala deformada.



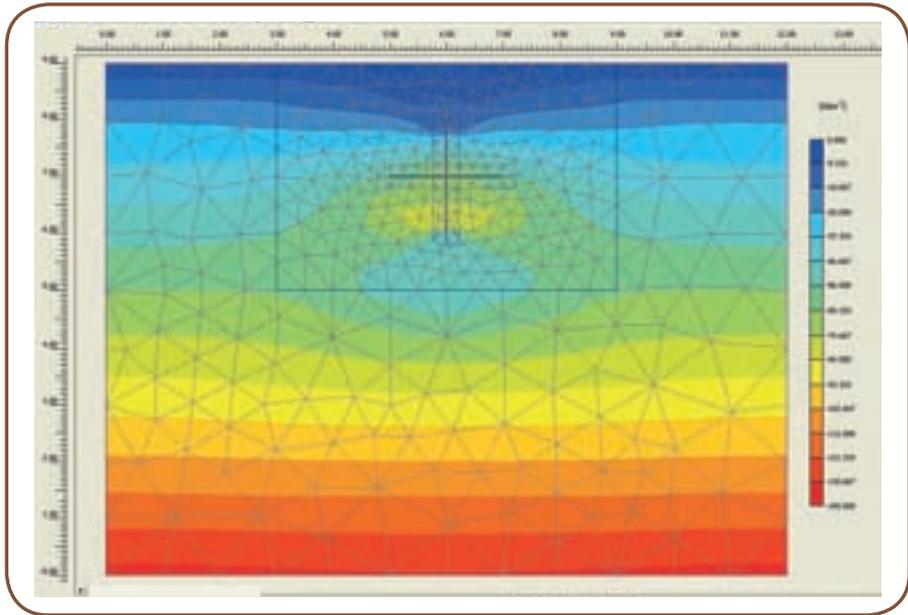
■ **Figura 5.32.** Fase 1 - Desplazamientos horizontales del terreno (Shadings).



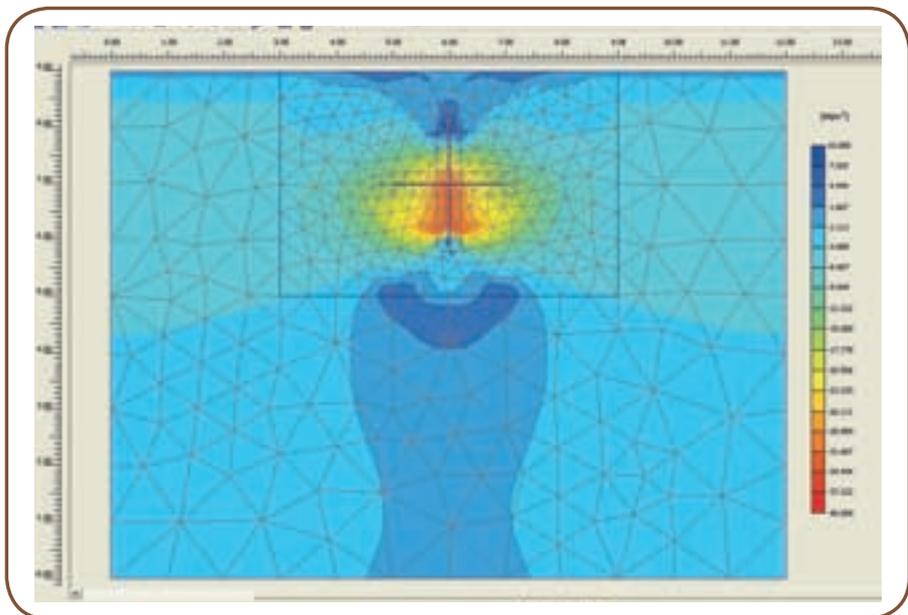
■ **Figura 5.33.** Fase 1 - Desplazamientos verticales del terreno (Shadings).



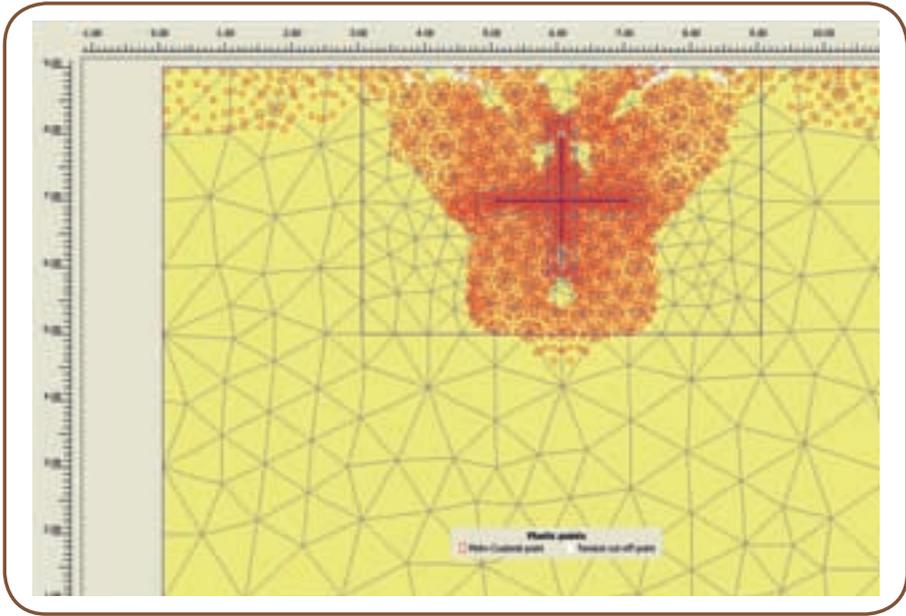
■ **Figura 5.34.** Fase 1 - Tensiones verticales totales en el terreno (Shadings).



■ **Figura 5.35.** Fase 1 Tensiones horizontales totales en el terreno (Shadings).



■ **Figura 5.36.** Fase 1 – Sobrepresiones intersticiales (Shadings).



■ **Figura 5.37.** Fase 1- Tensiones horizontales totales en el terreno (Shadings).

Los resultados obtenidos evidencian una inversión de las tensiones principales próximas al punto de inyección. Tal consideración ha permitido proceder con la simulación de la Fase 2. Análogamente a lo efectuado en la Fase 1, también en este caso se ha buscado la condición de equilibrio entre la presión de hinchamiento de la resina contenida en la fractura horizontal y la tensión de confinamiento del terreno circundante (**Tabla 5.6, Figura 5.38**).

En la **Figura 5.39 - Figura 5.45** se observan la mesh deformada, las tensiones totales verticales y horizontales, las sobrepresiones intersticiales, y los puntos de plastificación.

Se hace notar que los desplazamientos observados en la Fase 2 han sido calculados ignorando los de la fase anterior. Por el contrario, el estado tensional sí tiene en cuenta los de la fase precedente.

■ **Tabla 5.6.** Características del proyecto del tratamiento en estudio.

| Volume iniziale di resina iniettata, V_0 [m ³] | Pressione di rigonfiamento caratteristica della resina per il trattamento in esame, P_c [MPa] | Rapporto di rigonfiamento di progetto, R_c [-] | Volume finale della resina a seguito del processo di espansione, V_2 [m ³] |
|---|--|---|---|
| 0.009346 (= 9 litri) | 0.046 | 19.19 | 0.179345 (= 179 litri) |

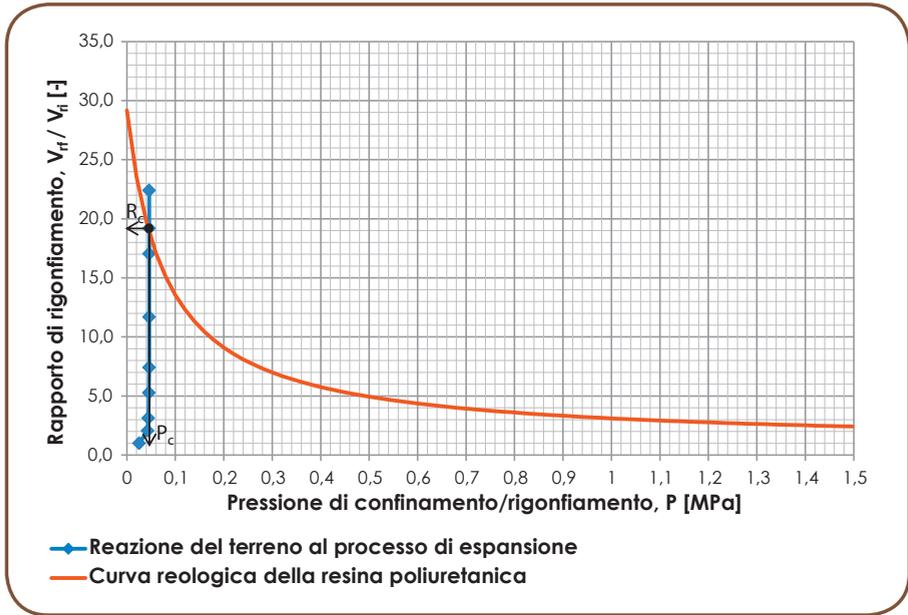


Figura 5.38. Fase 2 - Determinación de la presión de hinchamiento característica de la resina y de la relación de hinchamiento por el tratamiento objeto de estudio.

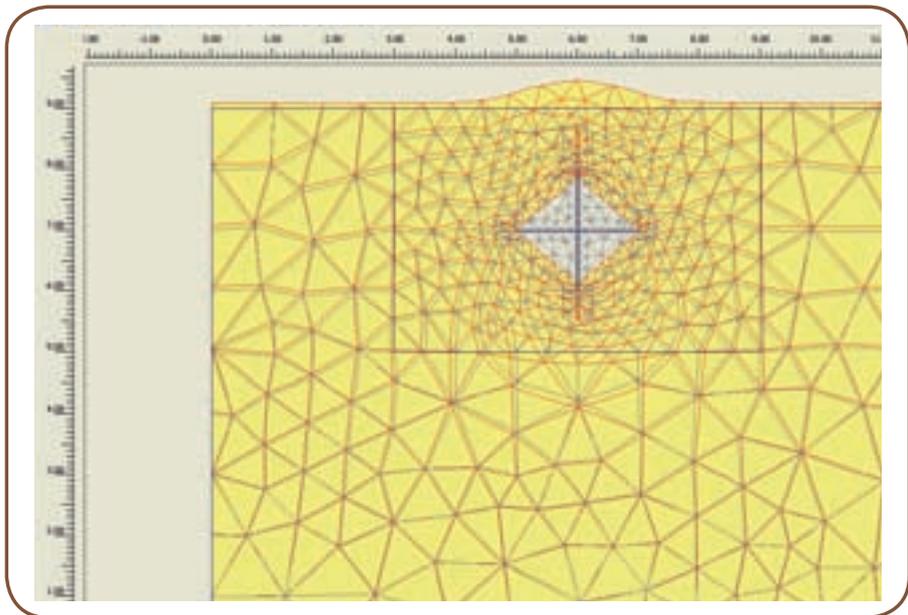
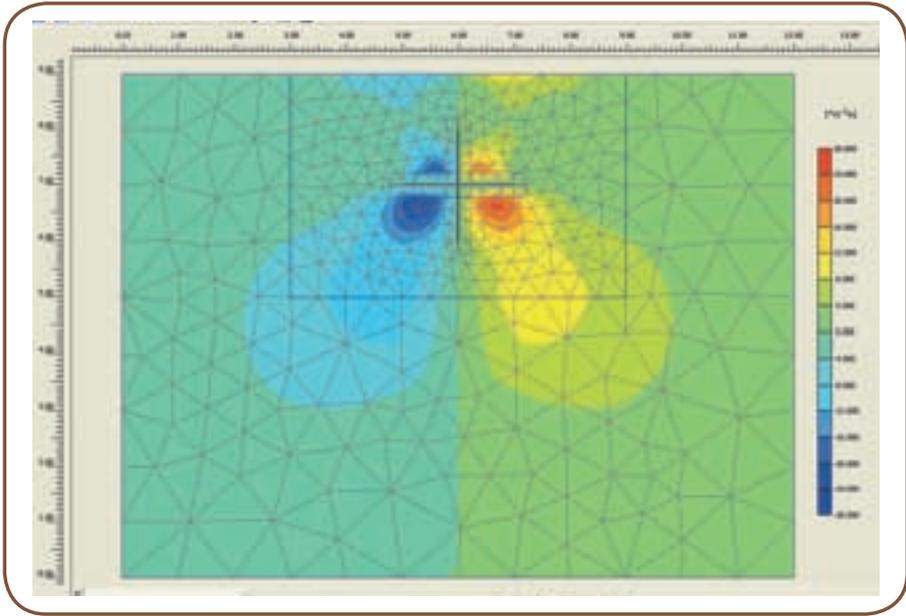
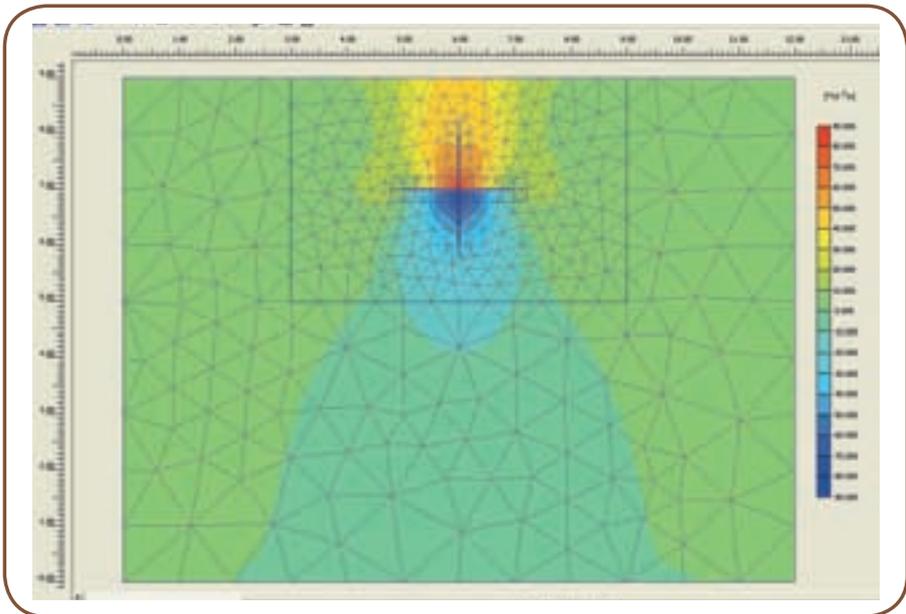


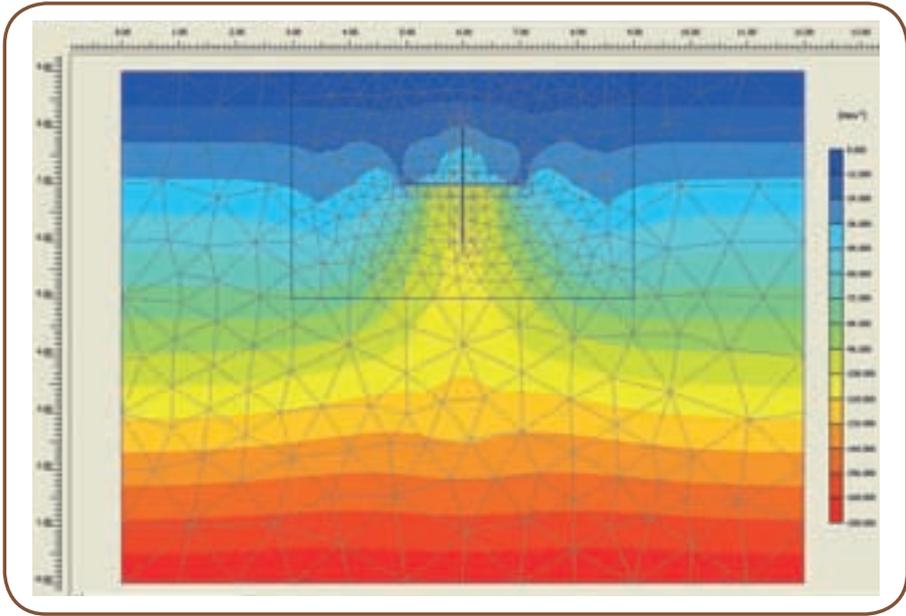
Figura 5.39. Fase 2 - Modelo deformado del terreno (Deformed mesh) - Escala deformada.



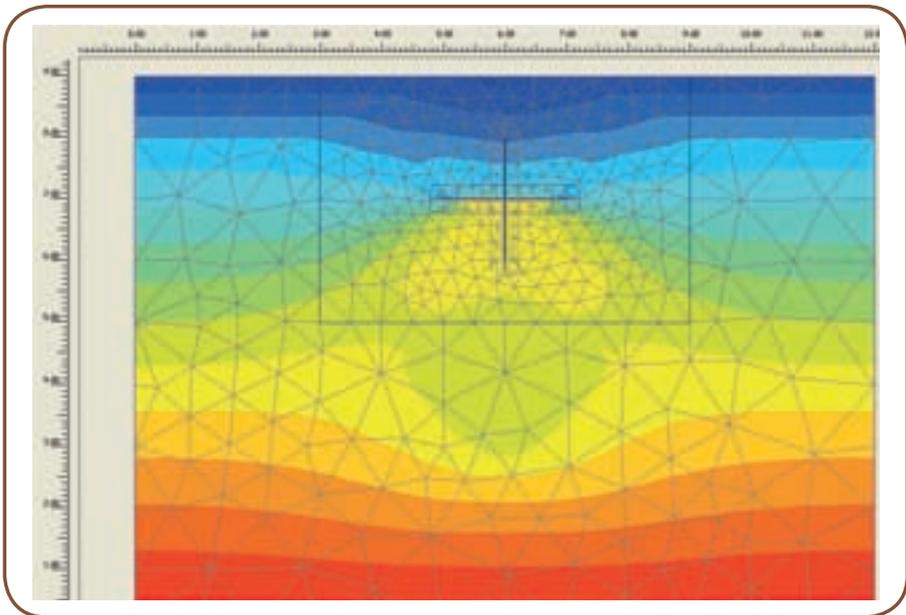
■ **Figura 5.40.** Fase 2 - Desplazamientos horizontales del terreno (Shadings).



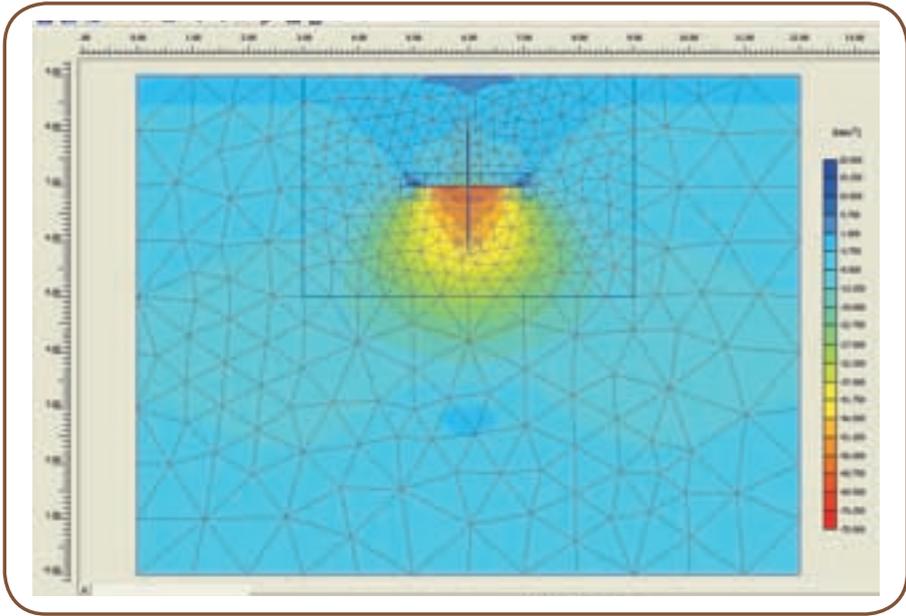
■ **Figura 5.41.** Fase 2 - Desplazamientos verticales del terreno (Shadings).



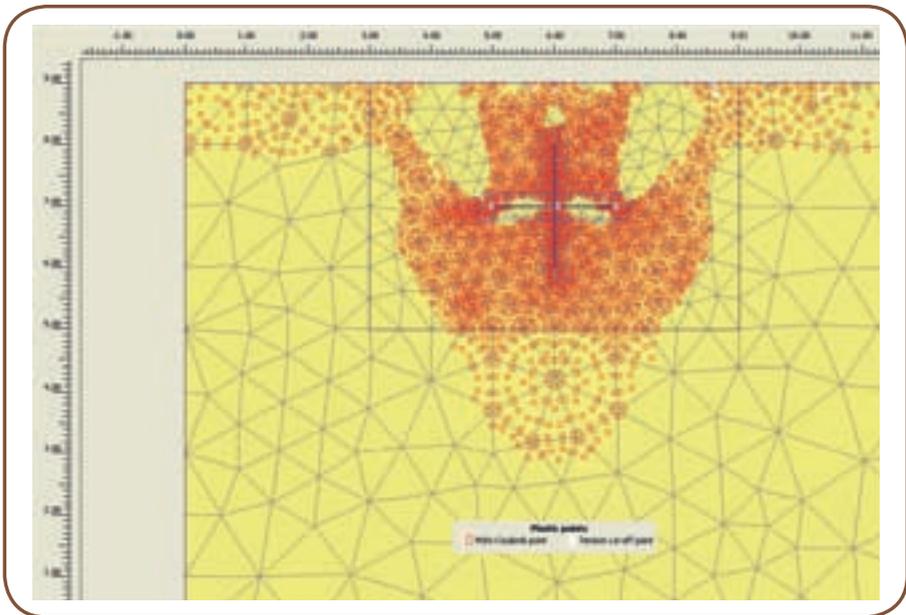
■ **Figura 5.42.** Fase 2 - Tensiones verticales totales en el terreno (Shadings).



■ **Figura 5.43.** Fase 2 - Tensiones horizontales totales en el terreno (Shadings).



■ **Figura 5.44.** Fase 2 – Sobrepresiones intersticiales (Shadings).



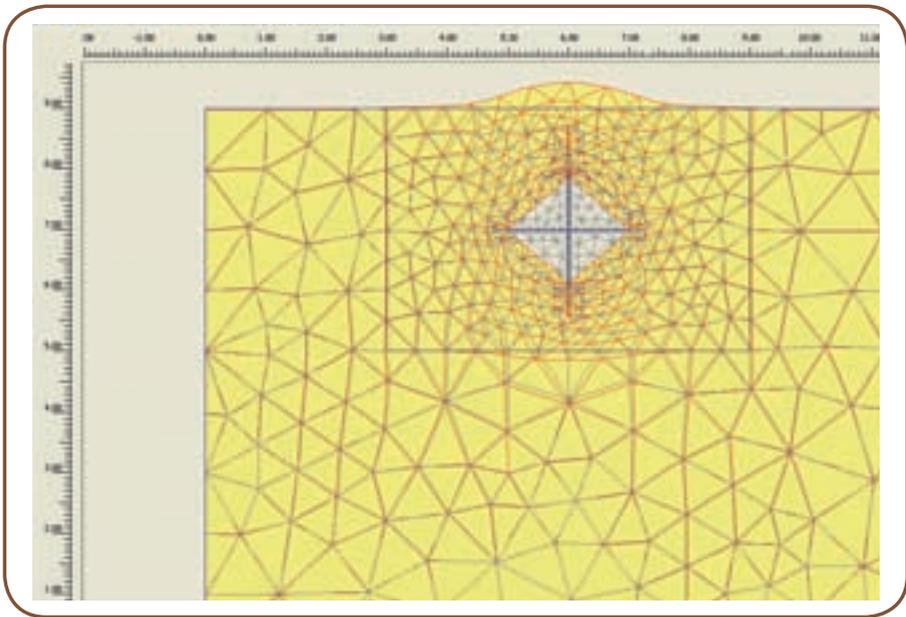
■ **Figura 5.45.** Fase 2 - Puntos de plastificación (Plastic points).

El levantamiento máximo calculado en relación con el nivel natural del terreno ha resultado de 4,5 cm (ver **Figura 5.41**), casi el 50% de la apertura media de la fractura horizontal (de $17/2 = 8.5$ cm).

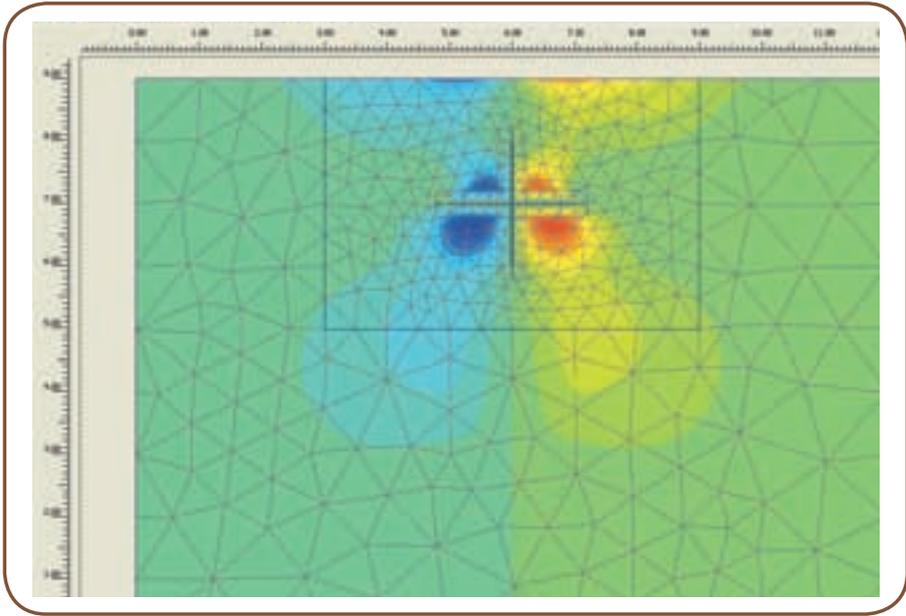
Finalmente, se ha procedido con la Fase 3, en la que se ha simulado la consolidación del material, a partir de la cual se ha conseguido la completa disipación de las sobrepresiones intersticiales generadas por los procesos de expansión de las fracturas.

En la **Figura 5.46 - Figura 5.50** se muestran los resultados obtenidos en términos de mesh deformada, desplazamientos totales, sobrepresiones intersticiales, y puntos de plastificación.

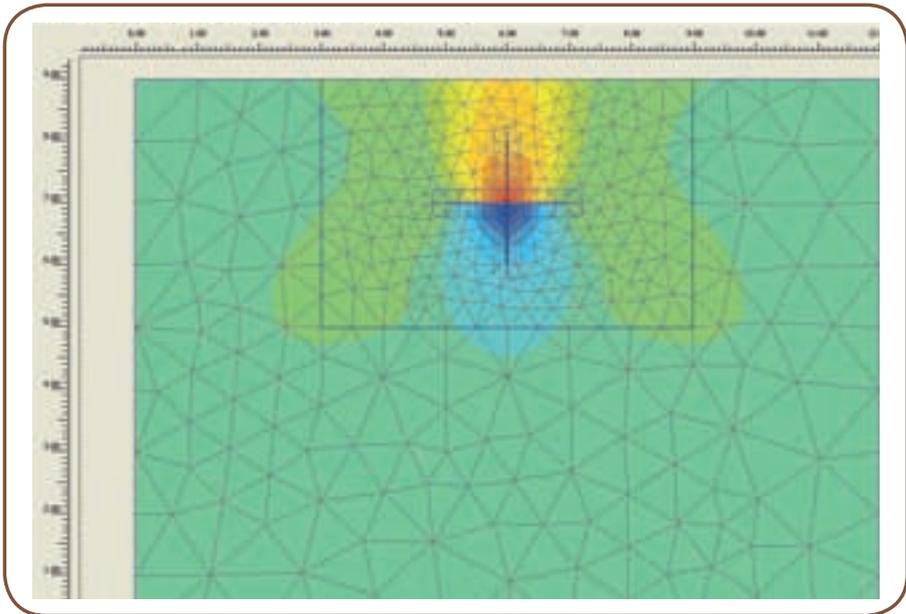
En este caso, tanto los desplazamientos como el estado tensional, se han calculado teniendo en cuenta los resultados obtenidos por la simulación de la Fase 2.



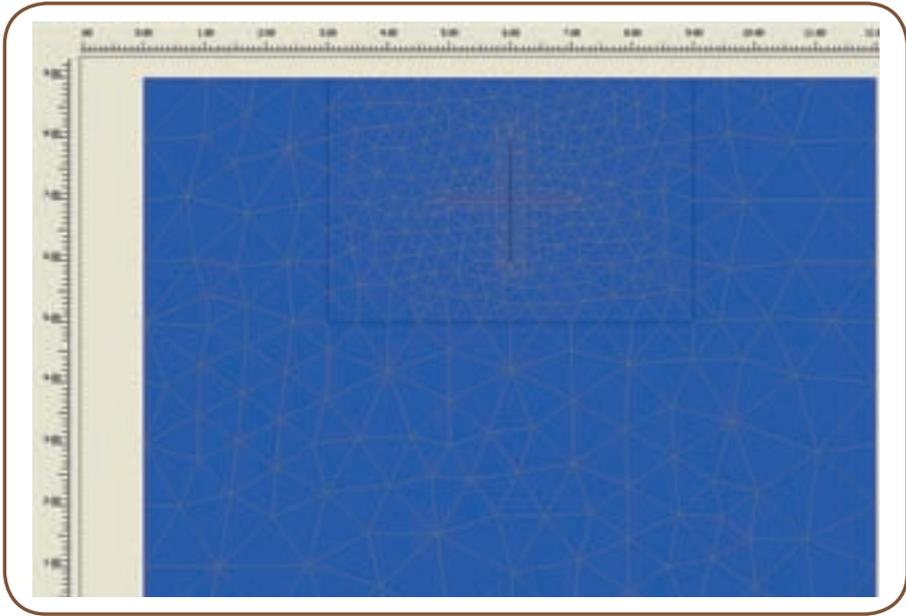
■ **Figura 5.46.** Fase 3 – Modelo deformado del terreno (Deformed mesh) – Escala deformada.



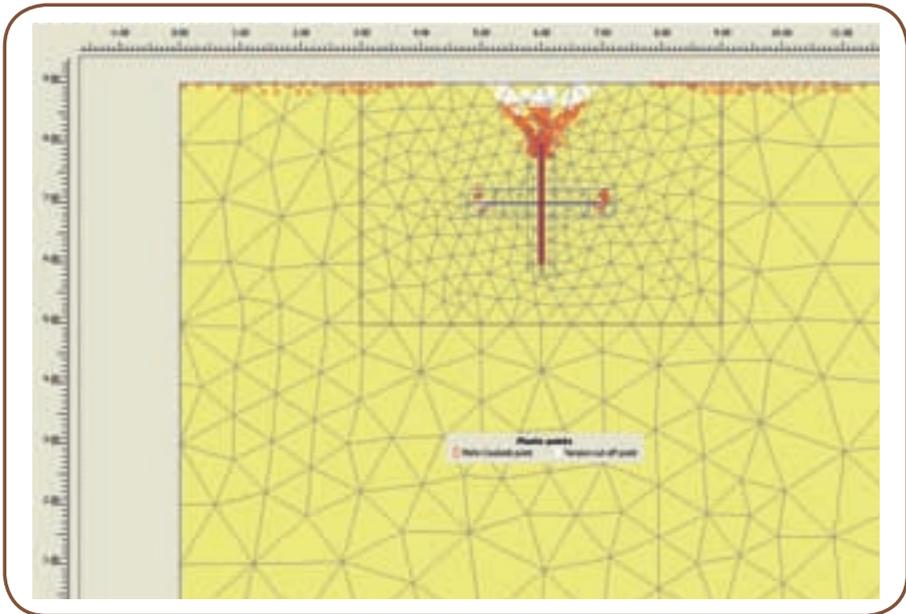
■ **Figura 5.47.** Fase 3 - Desplazamientos horizontales del terreno (Shadings).



■ **Figura 5.48.** Fase 3 - Desplazamientos verticales del terreno (Shadings).



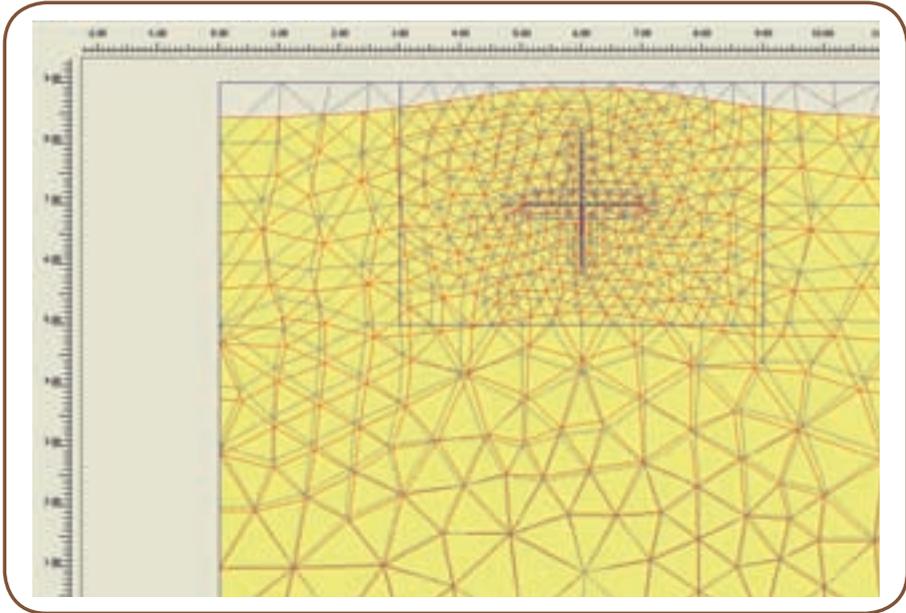
■ **Figura 5.49.** Fase 3 – Sobrepresiones intersticiales (Shadings).



■ **Figura 5.50.** Fase 3 - Puntos de plastificación (Plastic points).

En la **Figura 5.51** se ilustran, además, los desplazamientos sufridos por el material en el curso del proceso de disipación de las sobrepresiones intersticiales, sin tener en cuenta los calculados en la fase precedente, para poner en evidencia las variaciones del estado deformativo relacionadas con la consolidación.

Se puede observar que la fase de consolidación conlleva una reducción del levantamiento conseguido en condiciones no drenadas (Fase 2) de entidad contenida (el descenso del nivel natural del terreno varía en 0,45 cm, en relación con el eje de la fractura, a 1.1 cm., en relación con los bordes del modelo).



■ **Figura 5.51.** Modelo deformado del terreno sin tener en cuenta los desplazamientos calculados en las fases anteriores (Deformed mesh) – Escala deformada.

Los resultados obtenidos con el modelo numérico evidencian la importancia de las condiciones de plastificación para valorar el estado tensional y deformativo del entorno de las fracturas: se consigue que los modelos puramente elásticos, generalmente utilizados para analizar la propagación de las fracturas por vía analítica, conduzcan a resultados muy lejanos del comportamiento real de los terrenos.

5.4 Conclusiones

El análisis numérico constituye el instrumento más adecuado para el análisis de los efectos producidos por las inyecciones de resinas de poliuretano en los terrenos, al permitir tener en cuenta los efectos de borde (i.e. proximidad del nivel natural del terreno al punto de las inyecciones), las condiciones de plasticificación del terreno, y las heterogeneidades y anisotropías que pueden caracterizar el objeto del estudio.

Los análisis presentados en este Capítulo son ejemplificativos de cómo pueden estudiarse distintos problemas aplicativos, en los que los efectos producidos por las inyecciones en el terreno resultan muy diferentes entre sí (compaction grouting o recuperación de los hundimientos). En todos los casos, se han obtenido resultados no previsibles con modelos analíticos simplificados, basados en hipótesis simplificativas como la de medio de extensión infinita o comportamiento puramente elástico.

Es necesario, por tanto, observar que un mayor grado de precisión del análisis numérico requiere una caracterización geotécnica de mayor detalle; además, el análisis numérico resulta claramente más complejo que el recurso a soluciones analíticas. Queda, por tanto, al proyectista valorar el nivel de precisión del análisis, asumiendo siempre los márgenes adecuados de seguridad para tener en cuenta las simplificaciones adoptadas.

Riesgo de licuefacción

6

6.1 Introducción

El éxito de las intervenciones de consolidación por medio de inyecciones de resinas de poliuretano expansivas debe verificarse adecuadamente “a posteriori”, mediante la comparación entre los parámetros obtenidos por las pruebas efectuadas con anterioridad y posteriormente a la intervención. Éstas pueden incluir pruebas en laboratorio o, más frecuentemente, pruebas “in situ”, como por ejemplo, las pruebas penetrométricas estáticas y dinámicas.

A partir de tales pruebas, podemos llevar a cabo una comprobación de la seguridad del terreno de cimentación tratado con las resinas expansivas, con objeto de verificar su adecuación en relación con las cargas soportadas por los cimientos en condiciones sísmicas. En particular, se puede valorar de este modo el riesgo de licuefacción del suelo bajo la acción del sismo, como viene especificado por las normas sísmicas italianas (Normas Técnicas para la Construcción, 2008, NTC08) e internacionales (por ej. EN 1998, 2005, Eurocódigo 8).

Hay que tener en cuenta que el fenómeno de la licuefacción se manifiesta sólo en determinados tipos de depósito, por tanto, deber tomarse en consideración solo para terrenos de grano grueso (arenas o gravas) sueltas saturadas: tales terrenos, aún en estado seco, pueden presentar una densificación como resultado del suceso sísmico, a causa de la acción de los ciclos de carga-descarga, y la entidad de tal fenómeno está unida al grado de densificación inicial del material, a las tensiones de confinamiento (profundidad), a la entidad de la sacudida sísmica y a su duración (Lai et al., 2009).

En el ámbito de las comprobaciones llevadas a cabo por ingenieros, es preciso valorar la susceptibilidad de licuefacción de un depósito de terreno y el riesgo de que ésta se pueda efectivamente producir debido al movimiento sísmico, dado que las consecuencias de este fenómeno, en términos de hundimientos o de posible inestabilidad, son de una gran gravedad.

6.2 Valoración del riesgo de licuefacción

En un terreno de grano grueso poco denso saturado, el fenómeno de la licuefacción producido por sacudidas sísmicas conlleva una pérdida total o parcial de la resistencia al corte y de la rigidez, a causa del incremento de la presión intersticial, que puede comportar asimismo una fuerte reducción o, incluso, la anulación de los esfuerzos eficaces del terreno, con el consiguiente colapso o deformaciones permanentes significativas.

Dado que la aplicación de un esfuerzo de corte determina, en condiciones no drenadas, el desarrollo de presiones intersticiales positivas en los terrenos en los que se manifiesta, en condiciones drenadas, una disminución de volumen, la susceptibilidad a la licuefacción puede tener relación con el estado inicial del terreno, identificado por valores del índice de vacíos (e) y por la tensión media eficaz (p') sobre la base de la teoría del estado crítico.

La curva de estado crítico, señalada en la **Figura 6.1**, separa los estados iniciales en los que el terreno, si se somete a cargas desviadoras en condiciones drenadas, se caracteriza por un comportamiento contractivo o dilatante. En particular, los estados iniciales representados por los puntos que se encuentran por encima de la línea de estado crítico, son aquéllos en los que se manifiestan disminuciones de volumen en condiciones drenadas, y se desarrollan presiones intersticiales positivas en condiciones no drenadas. Por tanto, en estos estados, el terreno es susceptible de licuefacción cuando es sometido a esfuerzos de corte cíclicos.

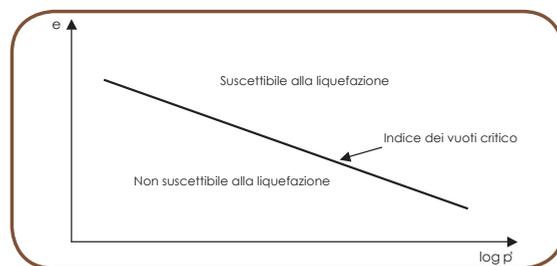


Figura 6.1. Susceptibilidad a la licuefacción en relación con los parámetros del estado inicial, e = índice de vacíos, p' = tensión media eficaz (modificada por Kramer, 1996).

Las pruebas de laboratorio han demostrado cómo el fenómeno de la licuefacción puede tener lugar en materiales arenosos saturados sólo en determinadas condiciones intrínsecas y de carga (Ishihara, 1993; Kramer, 1996). Además de los ya citados parámetros de estado inicial, para valorar la susceptibilidad de licuefacción, resultan especialmente importantes la historia temporal de input sísmico al que está sometido un terreno, la historia del estado tensional, el con-

tenido final, y su índice de plasticidad. Los depósitos arenosos limpios, sueltos, recientes, de granulometría uniforme con partículas redondeadas y poco profundos, resultan los más susceptibles de licuefacción (Lai et al., 2009).

La valoración de la susceptibilidad a la licuefacción de los terrenos granulosos se efectúa mediante métodos empíricos basados en pruebas geotécnicas “in situ”, dado que se observan grandes dificultades en el muestreo de este tipo de materiales y, además, tampoco es posible confiar en pruebas efectuadas en laboratorio que no reproducen correctamente la estructura del terreno “in situ” ni la influencia de la historia del estado tensional.

Las NTC08 indican que la valoración del coeficiente de seguridad ante la licuefacción puede realizarse por procedimientos historico-empíricos, entre los cuales, los más difundidos son los relativos al esfuerzo cíclico producido por terremotos, según la aproximación inicialmente propuesta por Seed y Idriss (1971) basada en la interpretación de los resultados de pruebas penetrométricas SPT en lugares afectados en el pasado por fenómenos de licuefacción. En esta aproximación, la excitación cíclica, deducida sobre la base de la historia temporal de las aceleraciones producidas por sismos, se confronta con un parámetro de resistencia cíclica, obtenido empíricamente del estudio de casos de licuefacción que han tenido lugar en el pasado, o mediante pruebas de laboratorio (NTC08 punto 7.11.3.4.3).

A una determinada profundidad del nivel natural del terreno, se estiman las siguientes variables:

- La demanda sísmica de un estrato de terreno, expresada en términos de CSR (“*Cyclic Stress Ratio*”: relación de esfuerzo cíclico);
- La capacidad de resistencia del terreno a la licuefacción, expresada en términos de CRR (“*Cyclic Resistance Ratio*”: relación de resistencia cíclica)=, que representa la relación de esfuerzo cíclico por el que se verifica la licuefacción.

$$FSL = \frac{CRR}{CSR} \quad [6.1]$$

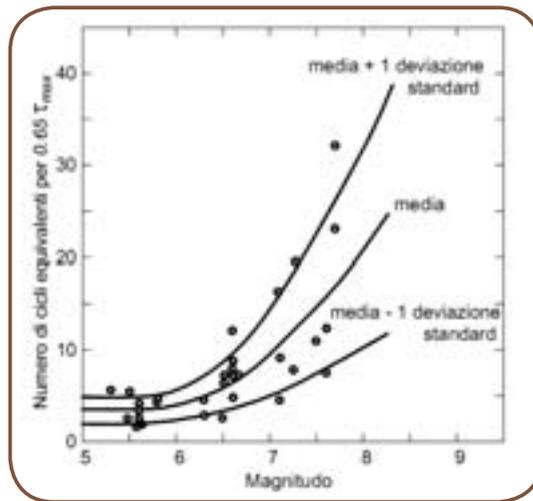
Se asume que pueda tener lugar el fenómeno de la licuefacción, cuando la demanda sísmica (CSR) supere la resistencia (CRR). El coeficiente de seguridad relativo a la licuefacción, FSL, se define, por tanto, como:

Desde una óptica de efectividad, se requiere que la adecuación del factor de seguridad se valore teniendo en cuenta el nivel de conocimiento del lugar y los riesgos ocasionados por las obras presentes en él (cfr. punto 7.11.3.4.3 delle NTC08).

La Ec8 (EN 1998-5, 2005) cuantifica, en cambio, los márgenes de seguridad afirmando que un terreno debe considerarse susceptible de licuefacción cuando el esfuerzo de corte producido por el terremoto a una profundidad determinada supere el 80% del esfuerzo crítico que ha provocado la licuefacción durante terremotos ocurridos en el pasado a la misma profundidad. El nivel de esfuerzo de corte equivalente al 80% del valor crítico corresponde a un factor de seguridad de 1.25 (Lai et al., 2009).

6.2.1 Valoración de la relación de esfuerzo cíclico (CSR)

El estado de esfuerzo producido por el sismo en el terreno sigue una ley de variación en el tiempo irregular, difícilmente reproducible en las pruebas de laboratorio: por convención, esta historia temporal se representa con una serie equivalente de ciclos de esfuerzo sinusoidales (Lai et al., 2009). Asumiendo ciclos de amplitud del 65% del máximo esfuerzo de corte, Seed et al. (1975) han observado una relación entre el número de ciclos equivalentes, que producen un incremento de presión intersticial igual al de la historia temporal irregular asociada a terremotos registrados, y la magnitud relativa a tales registros (**Figura 6.2**).



■ **Figura 6.2.** Relación entre número de ciclos equivalentes y magnitudes (Lai et al., 2009, modificada por Seed et al., 1975).

Tomando como referencia un terremoto de magnitud 7.5, el esfuerzo producido por la correspondiente historia temporal puede asimilarse a un esfuerzo cíclico con número de ciclos equivalentes a 15 y amplitud τ_c igual a:

$$\tau_c = 0.65 \cdot \tau_{\max} \quad [6.2]$$

donde τ_{\max} representa el valor de pico del esfuerzo de corte, que se obtiene de un estudio de la respuesta sísmica local del depósito de terreno, o, alternativamente, puede ser estimado utilizando algunas consideraciones relativas al equilibrio de una parte de terreno sujeta a una aceleración horizontal, con la siguiente fórmula simplificada (Lai et al., 2009):

$$\tau_{\max} = \frac{a_{\max}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d \quad [6.3]$$

donde:

a_{\max} es la aceleración horizontal de pico en la superficie, generada por el terremoto, que puede estimarse utilizando la aproximación simplificada propuesta en las NTC08, (como $S \times a_g$);

g es la aceleración de gravedad;

σ_{v0} es la presión geostática vertical total;

r_d es un coeficiente de reducción del esfuerzo, que tiene en cuenta los fenómenos de amplificación sísmica producidos por la deformabilidad del terreno. El valor medio de r_d puede calcularse como (Youd et al., 2001):

$$\begin{aligned} r_d &= 1.0 - 0.00765 \cdot z & z \leq 9.15 \text{ m} \\ r_d &= 1.174 - 0.0267 \cdot z & 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \end{aligned} \quad [6.4]$$

La relación de esfuerzo cíclico CSR está dada por la amplitud del esfuerzo cíclico de corte normalizado con relación a la tensión geostática vertical eficaz σ'_{v0} :

$$CSR = \frac{\tau_c}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \cdot \frac{a_{\max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d \quad [6.5]$$

6.2.2 Valoración de la relación de resistencia cíclica (CRR)

El método ideal para valorar el CRR consiste en sacar y someter a pruebas de laboratorio muestras inalteradas de terreno; sin embargo, dada la dificultad de obtener muestras inalteradas de terreno de grano grueso, se utilizan generalmente correlaciones empíricas, basadas en resultados de investigaciones geotécnicas “in situ”

Las pruebas mayormente utilizadas en este ámbito son (Lai et al., 2009):

1. Prueba penetrométrica dinámica estandarizada (SPT);
2. Prueba penetrométrica estática (CPT);
3. Pruebas geofísicas para la estimación de la velocidad de propagación de las ondas de corte (V_s).

La correlación empírica para la estimación del CRR a partir de los resultados de las pruebas penetrométricas SPT y CPT se basa en un amplio número de datos y en una casuística histórica y, por ello, aporta unos resultados más fiables.

Dado que los procedimientos para la valoración del CRR sobre la base de pruebas “in situ” se refieren a un terremoto de magnitud 7.5, correspondiente a 15 ciclos de carga equivalente, la estimación debe hacerse de un modo correcto para tener en cuenta la magnitud del terremoto esperado.

Este modo se consigue frecuentemente aplicando a la estimación del CRR para una magnitud 7.5 ($CRR_{7.5}$) un factor de escala MSF (“*Magnitude Scaling Factor*”) valorable de forma cautelara mediante la fórmula siguiente (Youd et al., 2001):

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} \quad [6.6]$$

donde M_w representa la magnitud momento para el terremoto esperado en el lugar concreto.

Alternativamente, la EC8 (EN 1998-5, 2005) sugiere hacer referencia a los valores propuestos por Ambraseys (1988) y señalados en la **Tabla 6.1**, que, sin embargo, son menos prudentes respecto de valores ofrecidos por la Ec. [6.6] (Lai et al., 2009).

Tabla 6.1. Factores correctivos a aplicar al CRR (por EN 1998-5, 2005)

| M_w | MSF | Cicli equivalenti |
|-------|------|-------------------|
| 5.5 | 2.86 | 3.5 |
| 6.0 | 2.20 | 4 |
| 6.5 | 1.69 | 6.5 |
| 7.0 | 1.30 | 10 |
| 8.0 | 0.67 | 22 |

Teniendo en cuenta el factor correctivo para la magnitud, la fórmula para valorar el factor de seguridad en relación con la licuefacción (Ec. [6.1]), se modifica del siguiente modo:

$$FSL = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \quad [6.7]$$

El coeficiente MSF en la Ec. [6.7] puede interpretarse también como un dividiendo a aplicar al CSR para obtener un valor equivalente en relación al valor de referencia de la magnitud de 7.5 (Lai et al., 2009).

La base de datos relativa a los casos de licuefacción históricos, se refiere sólo a depósitos superficiales (profundidad interior a 15 m), caracterizados por valores modestos de la tensión de confinamiento. Otros resultados de pruebas cíclicas en laboratorio han mostrado que la resistencia a la licuefacción crece al aumentar la tensión de confinamiento. Dado que, sin embargo, tal crecimiento no es lineal, es necesario introducir un factor correctivo K_σ para valores de la tensión geostática elevados (Youd et al., 2001):

$$K_\sigma = \begin{cases} \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{(f-1)} & \sigma'_{v0} > p_a \\ 1 & \sigma'_{v0} \leq p_a \end{cases} \quad [6.8]$$

donde σ'_{v0} es la tensión geostática vertical eficaz, p_a la presión atmosférica (expresada en las mismas unidades de medida que σ'_{v0}), y f un parámetro función de las condiciones del sitio, como la densidad relativa, la historia tensional, y la edad del depósito (**Tabla 6.2**). Introduciendo el factor correctivo K_σ , el coeficiente de seguridad en relación con la licuefacción se puede expresar de la siguiente manera:

$$FSL = \frac{CRR}{CSR} = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\sigma \quad [6.9]$$

Es necesario señalar que para una mayor profundidad de 15 m del nivel natural del terreno, la extrapolación se ve afectada por múltiples incertidumbres.

■ **Tabla 6.2.** Valores del parámetro f , al variar la densidad relativa (DR) (Youd et al., 2001)

| f | D_R [%] |
|--------------------------------|-----------------------|
| 0.8 | $\leq 40 \%$ |
| $0.8 - 0.005 \cdot (D_R - 40)$ | $40 \% < D_R < 80 \%$ |
| 0.6 | $D_R > 80 \%$ |

6.2.2.1 Valoración del CRR por las pruebas SPT

Los métodos de valoración del CRR, a partir de los resultados de la prueba penetrométrica dinámica (SPT), se describen con detalle por Lai et al., 2009. A continuación se señalan los pasajes fundamentales que conducen a tal determinación.

La relación se refiere a $(N_1)_{60}$, es decir, al valor del número de golpes/ pie N_{SPT} normalizado respecto a la presión de confinamiento, y relativo a una eficiencia

energética del material de prueba del 60%, la cual puede estimarse con la fórmula propuesta por Youd et al., (2001):

$$(N_1)_{60} = N_{\text{SPT}} \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \quad [6.10]$$

con:

- N_{SPT} número de golpes medido en la prueba SPT para una penetración de 30 cm;
- C_N factor correctivo de la profundidad de ejecución de la prueba;
- C_E factor correctivo de la relación energética de la malla;
- C_F factor correctivo del diámetro del orificio de sondaje;
- C_R factor correctivo de la longitud del poste;
- C_S factor correctivo del método de muestra.

Los valores asumidos por los distintos coeficientes correctivos para los casos más comunes se refieren en la **Tabla 6.3**. Además, se señala que para profundidades inferiores a 3 m, el valor medido de la resistencia penetrométrica N_{SPT} se vería reducido en un 25% (EN 1998-5, 2005).

El uso de la resistencia penetrométrica N_{SPT} puede inducir a errores en la valoración de la vulnerabilidad a la licuefacción, a causa de la sensibilidad a las modalidades de ejecución de la prueba.

La correlación para estimar el CRR se obtiene representando en un gráfico los valores de CSR y $(N_1)_{60}$ asociados a sucesos sísmicos del pasado (**Figura 6.3**). Para unificar los datos relativos a distintos casos de estudio, los valores CSR se han reconducido a un valor de referencia de la magnitud de 7.5.

La **Figura 6.3** permite una valoración directa del riesgo de licuefacción, señalando un punto mediante las coordenadas dadas por el valor de $(N_1)_{60}$ medido experimentalmente y el CSR esperado (correcto dividiendo por el coeficiente MSF en relación a la magnitud esperada).

La línea de separación entre casos en los que se ha manifestado la licuefacción, representa la condición límite en la cual $\text{CRR} = \text{CSR}$ y, por tanto, puede ser utilizada para estimar el CRR sobre la base del valor de $(N_1)_{60}$ medido “in situ”.

■ **Tabla 6.3.** Factores correctores de la resistencia (por Lai et al., 2009, modificada por Youd et al., 2001)

| Fattore | Caratteristiche dell'attrezzatura di prova | Correzione |
|-------------------------------|---|---|
| Pressione litostatica C_N | - | $\sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}}$ $0.4 \leq C_N \leq 1.7$ (EC8: $0.5 < C_N < 2$) |
| Rapporto energetico C_E | Maglio di sicurezza Maglio ad anello | 0.7 - 1.2 0.5 - 1 |
| Diametro del foro C_B | 65 - 115 mm 150 mm 200 mm | 1.0 1.05 1.15 |
| Lunghezza dell'asta C_R | < 3 m 3 - 4 m 4 - 6 m 6 - 10 m 10 - 30 m | 0.75 0.8 0.85 0.95 1.0 |
| Metodo di campionamento C_S | Campionatore standard Campionamento senza rivestimento | 1.0 1.1 - 1.3 |

Dado que la licuefacción de un terreno está influenciada también por la presencia de fracciones de partículas finas (i.e. con un diámetro inferior a 0.0075 mm, o bien que sobrepasan el tamiz de ASTM 200), las relaciones que se muestran en la **Figura 6.3** se han diferenciado para diversos valores del contenido final.

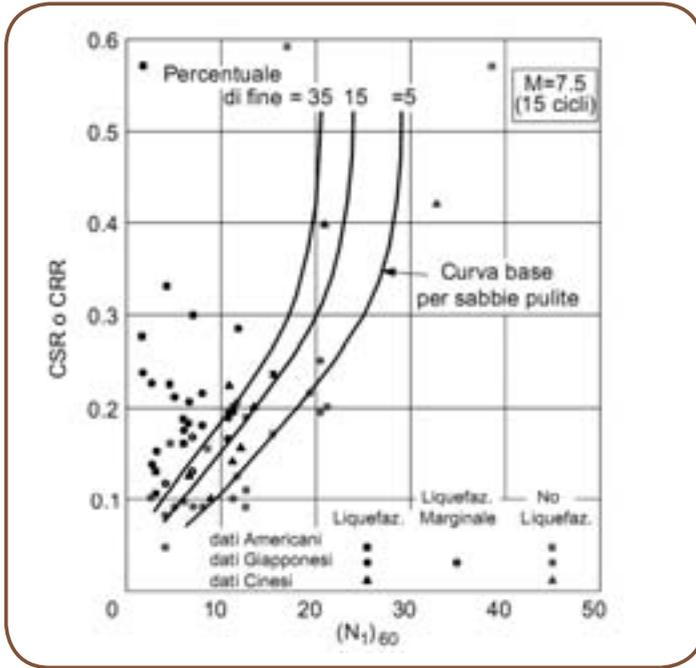
Youd et al. (2001) han propuesto una relación para determinar un valor equivalente de número de golpes/pié, $(N_1)_{60CS}$, a partir de valores de $(N_1)_{60}$ medidos en arenas limpias:

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta \cdot (N_1)_{60} \quad [6.11]$$

donde α y β son coeficientes a determinar mediante las relaciones señaladas en la **Tabla 6.4**, en la que el contenido final FC representa la fracción granulométrica de unas dimensiones menores de 0.075 mm (sobrepasando el tamiz de ASTM 200).

■ **Tabla 6.4.** Coeficientes de corrección para la valoración del valor equivalente $(N_1)_{60CS}$ referido a arenas limpias (por Lai et al., 2009, modificada por Youd et al., 2001)

| Contenuto di fine FC | α | β |
|----------------------|-----------------------------------|---|
| $\leq 5\%$ | 0 | 1.0 |
| 5% - 35% | $e^{[1.76 - (\frac{190}{FC^2})]}$ | $0.99 + \left(\frac{FC^{1.5}}{1000}\right)$ |
| $\geq 35\%$ | 5 | 1.2 |



■ **Figura 6.3.** Relación entre CRR y los resultados de pruebas SPT (por Lai et al., 2009, modificada por Youd et al., 2001)

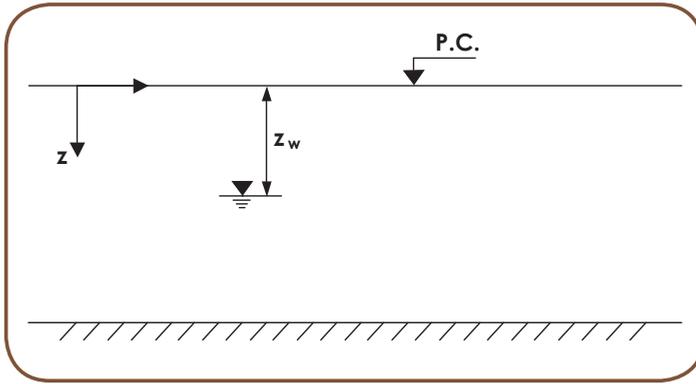
Una vez calculado el valor de $(N_1)_{60CS}$, el CRR puede obtenerse con la siguiente fórmula (Youd et al., 2001):

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60CS}} + \frac{(N_1)_{60CS}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60CS} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad [6.12]$$

Esta ecuación es válida solo para $(N_1)_{60CS} < 30$, en cuanto que los terrenos granulares fuertemente densificados, para los cuales $(N_1)_{60CS} \geq 30$, no están sujetos al fenómeno de la licuefacción.

Se señala seguidamente el ejemplo de una comprobación del riesgo de licuefacción a partir de los resultados de una prueba SPT, según el método simplificado de Youd et al. (2001). Se asume la posibilidad de un terremoto de magnitud $M = 7.5$ y una aceleración de pico horizontal $a_{max} = 0.16 g$.

Los valores N_{SPT} de la prueba penetrométrica dinámica, cuya eficiencia energética es del 72%, se señalan en la **Tabla 6.5**. La falda se encuentra a 1.5 m del p.c., como se muestra en la **Figura 6.4**; el peso del volumen del material (arena limpia, con un porcentaje final inferior al 5%) supone 19 kN/m^3 .



■ **Figura 6.4.** Estratigrafía de referencia.

■ **Tabla 6.5.** Resultados de la prueba penetrométrica dinámica.

| z (m) | N _{SPT} (colpi/piede) | z (m) | N _{SPT} (colpi/piede) |
|-------|--------------------------------|-------|--------------------------------|
| 1.2 | 8 | 11.2 | 24 |
| 2.2 | 5 | 12.2 | 14 |
| 3.2 | 5 | 13.2 | 12 |
| 4.2 | 6 | 14.2 | 12 |
| 5.2 | 7 | 15.2 | 25 |
| 6.2 | 8 | 16.2 | 28 |
| 7.2 | 8 | 17.2 | 6 |
| 8.2 | 13 | 18.2 | 7 |
| 9.2 | 15 | 19.2 | 5 |
| 10.2 | 10 | 20.2 | 39 |

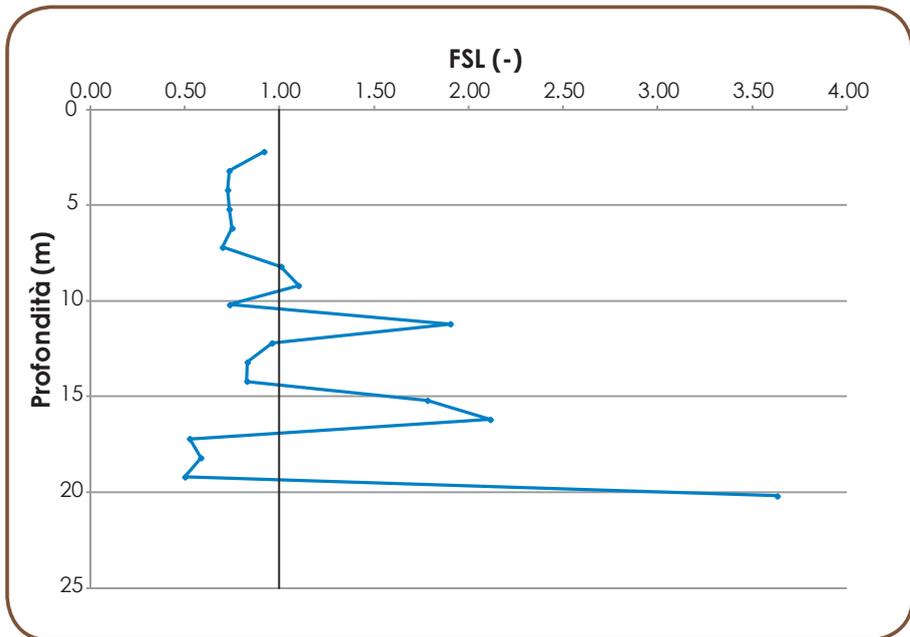
Se procede en primer lugar a la determinación de la demanda sísmica, CSR (Ec. [6.5]), función de las tensiones geostáticas totales y eficaces, y de las aceleraciones de pico al suelo (que tiene en cuenta posibles fenómenos de amplificación sísmica).

A continuación, se calcula la capacidad de resistencia del terreno a la licuefacción, al producirse un terremoto de magnitud 7.5, CRR7.5, en función del valor de N_{SPT} normalizado, utilizando un factor correctivo C_N relativo a la profundidad, y un factor correctivo C_E relativo a la relación energética, según se señala en la **Tabla 6.6**. Además, dado que se trata de arena limpia, los coeficientes relativos al contenido final tienen los siguientes valores: $\alpha = 0$ e $\beta = 1$, o los valores de (N₁)₆₀ y (N₁)_{60CS} coinciden.

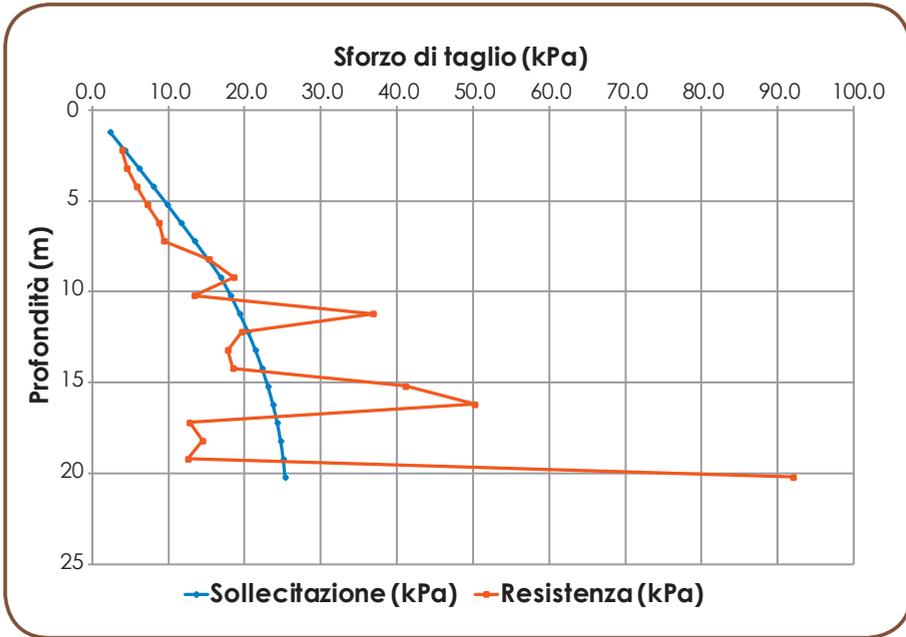
Los resultados de la verificación de licuefacción para el lugar objeto de estudio se señalan en la **Tabla 6.6** y en la **Figura 6.5** y **Figura 6.6**.

■ **Tabla 6.6.** Verificación de licuefacción para el lugar en estudio.

| z (m) | N _{SP} _T | σ _{v0} (kPa) | σ _{v0} ' (kPa) | C _N | (N ₁) ₆₀ | r _d | τ _{cyc} (kPa) | CSR | CRR | τ _{cyc,r} (kPa) | FSL |
|-------|------------------------------|-----------------------|-------------------------|----------------|---------------------------------|----------------|------------------------|-------|-------|--------------------------|------|
| 1.2 | 8 | 22.8 | 22.8 | 2.05 | 19.7 | 0.99 | 2.3 | | | | |
| 2.2 | 5 | 41.8 | 34.8 | 1.66 | 10.0 | 0.98 | 4.3 | 0.123 | 0.113 | 3.9 | 0.92 |
| 3.2 | 5 | 60.8 | 43.8 | 1.48 | 8.9 | 0.98 | 6.2 | 0.141 | 0.103 | 4.5 | 0.73 |
| 4.2 | 6 | 79.8 | 52.8 | 1.35 | 9.7 | 0.97 | 8.0 | 0.152 | 0.111 | 5.8 | 0.73 |
| 5.2 | 7 | 98.8 | 61.8 | 1.25 | 10.5 | 0.96 | 9.9 | 0.160 | 0.117 | 7.2 | 0.73 |
| 6.2 | 8 | 117.8 | 70.8 | 1.16 | 11.2 | 0.95 | 11.7 | 0.165 | 0.124 | 8.8 | 0.75 |
| 7.2 | 8 | 136.8 | 79.8 | 1.10 | 10.5 | 0.94 | 13.4 | 0.168 | 0.118 | 9.4 | 0.70 |
| 8.2 | 13 | 155.8 | 88.8 | 1.04 | 16.2 | 0.94 | 15.2 | 0.171 | 0.173 | 15.3 | 1.01 |
| 9.2 | 15 | 174.8 | 97.8 | 0.99 | 17.8 | 0.93 | 16.9 | 0.173 | 0.190 | 18.6 | 1.10 |
| 10.2 | 10 | 193.8 | 106.8 | 0.95 | 11.4 | 0.90 | 18.2 | 0.170 | 0.125 | 13.4 | 0.74 |
| 11.2 | 24 | 212.8 | 115.8 | 0.91 | 26.2 | 0.87 | 19.4 | 0.167 | 0.318 | 36.9 | 1.90 |
| 12.2 | 14 | 231.8 | 124.8 | 0.88 | 14.7 | 0.85 | 20.4 | 0.164 | 0.157 | 19.6 | 0.96 |
| 13.2 | 12 | 250.8 | 133.8 | 0.85 | 12.2 | 0.82 | 21.4 | 0.160 | 0.133 | 17.8 | 0.83 |
| 14.2 | 12 | 269.8 | 142.8 | 0.82 | 11.8 | 0.79 | 22.3 | 0.156 | 0.129 | 18.5 | 0.83 |
| 15.2 | 25 | 288.8 | 151.8 | 0.80 | 23.9 | 0.77 | 23.1 | 0.152 | 0.271 | 41.1 | 1.78 |
| 16.2 | 28 | 307.8 | 160.8 | 0.77 | 26.0 | 0.74 | 23.7 | 0.148 | 0.312 | 50.2 | 2.12 |
| 17.2 | 6 | 326.8 | 169.8 | 0.75 | 5.4 | 0.71 | 24.3 | 0.143 | 0.075 | 12.8 | 0.53 |
| 18.2 | 7 | 345.8 | 178.8 | 0.73 | 6.2 | 0.69 | 24.7 | 0.138 | 0.081 | 14.5 | 0.58 |
| 19.2 | 5 | 364.8 | 187.8 | 0.71 | 4.3 | 0.66 | 25.1 | 0.134 | 0.067 | 12.6 | 0.50 |
| 20.2 | 39 | 383.8 | 196.8 | 0.70 | 32.7 | 0.63 | 25.3 | 0.129 | 0.468 | 92.0 | 3.63 |



■ **Figura 6.5.** Valoración del FSL (-) en relación con la profundidad, z (m)



■ **Figura 6.6.** Comparación entre el esfuerzo cíclico de corte τ_{cyc} producido por un sismo equivalente a 15 ciclos, y la resistencia cíclica con número de ciclos equivalentes a 15 y amplitud T_c , y la resistencia cíclica de corte, $\tau_{cyc,r}$

6.2.3 Índice del potencial de licuefacción

La licuefacción puede producirse localmente sin comportar necesariamente el colapso o pérdida de funcionalidad de las estructuras que interactúan con el terreno (Lai et al., 2009).

Por este motivo, es necesario acompañar la valoración puntual de la susceptibilidad a la licuefacción a diversas profundidades, efectuada, por ejemplo, con el método descrito en el **Párrafo 6.2.2**, de una estimación global de la extensión del fenómeno y de sus consecuencias.

Podemos obtener una valoración aproximada sobre la base de la determinación del índice del potencial de licuefacción LPI (“*Liquefaction Potential Index*”) (Iwasaki et al., 1978), parámetro integral que tiene en cuenta el espesor del estrato licuefactible y su profundidad, junto a la distancia del valor unitario del factor de seguridad en relación con la licuefacción. El índice LPI se define de la siguiente manera (Iwasaki et al., 1978):

$$LPI = \int_0^{20} F(z) \cdot w(z) \cdot dz \quad [6.13]$$

donde z es la profundidad del nivel natural del terreno expresada en metros, F es una función del factor de seguridad en relación con la licuefacción FSL a la profundidad z dada por:

$$F(z) = \begin{cases} 1 - FSL(z) & \text{per } FSL(z) \leq 1 \\ 0 & \text{per } FSL(z) > 1 \end{cases} \quad [6.14]$$

y $w(z)$ es una función de la distancia del elemento de volumen del nivel natural del terreno, dada por:

$$w(z) = 10 - 0.5 \cdot z \quad [6.15]$$

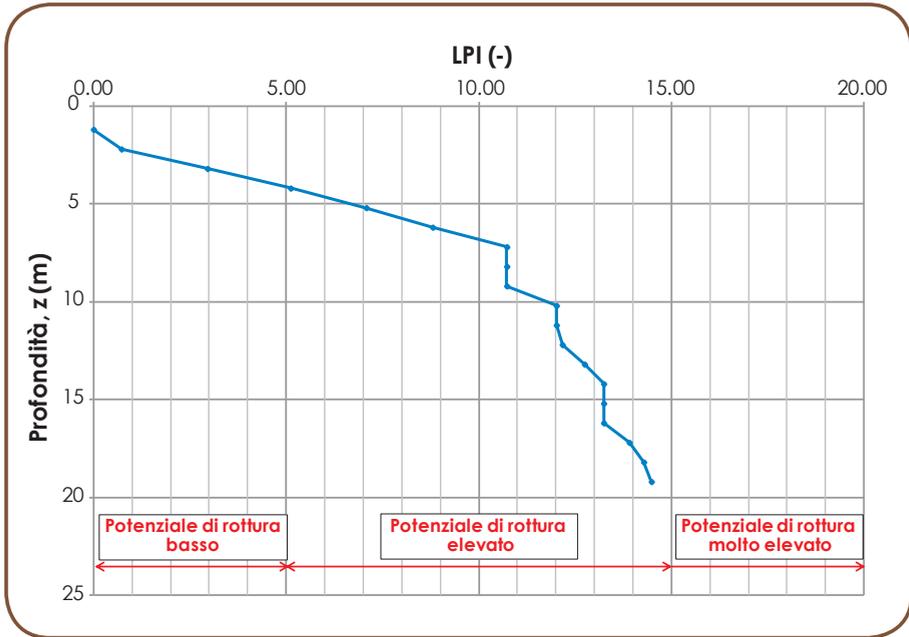
La integral [6.13] se calcula convencionalmente sobre un espesor total de 20 m. dado que raramente se han observado casos en los que el fenómeno de la licuefacción tenga lugar a profundidades mayores. El riesgo de efectos superficiales de licuefacción, en términos de hundimientos y posibles fenómenos de inestabilidad, aumenta al crecer el índice del potencial de licuefacción.

La valoración del riesgo asociado a la licuefacción puede basarse en las indicaciones dadas por Iwasaki et al. (1982) y resumidas en la **Tabla 6.7**, que están sustancialmente de acuerdo con los resultados del estudio de Toprak y Holzer (2003). Sobre la base de estas indicaciones, se puede comprobar la aparición de manifestaciones superficiales de licuefacción con valores de $LPI^3 \geq 5$, y la manifestación de fenómenos de expansión lateral con $LPI^3 \geq 12$ (Lai et al., 2009)

■ **Tabla 6.7.** Correlación entre índice del potencial de licuefacción LPI y potencial de rotura.

| LPI | Potenziale di rottura |
|------------|------------------------------|
| ≤ 5 | Basso |
| 5 - 15 | Elevato |
| ≥ 15 | Molto elevato |

En relación con el ejemplo señalado en el **Párrafo 6.2.2.1** (**Tabla 6.6**), utilizando la Ec. [6.13] se puede determinar el índice del potencial de licuefacción LPI : en el caso en estudio LPI resulta igual a 14.36 (ver la **Figura 6.7**) a lo que corresponde un potencial de rotura elevado.



■ **Figura 6.7.** Valoración del índice del potencial de licuefacción.

Las NTC08 (punto 7.11.3.4.2) establecen que puede omitirse la verificación de la licuefacción de un terreno de cimentación si se da, al menos, una de las siguientes situaciones:

1. Sucesos sísmicos esperados de magnitud M inferior a 5;
2. Aceleraciones máximas esperadas en el nivel natural del terreno en ausencia de construcciones (condiciones de campo libre) menores 0.1g;
3. Profundidad media estacional de la falda superior a 15 m del nivel natural del terreno, para terreno sub-horizontal y estructuras con cimientos superficiales;
4. Depósitos formados por arenas limpias con resistencia penetrométrica normalizada $(N_1)_{60} > 30$ o $q_{c1N} > 180$;
5. Distribución granulométrica externa en las zonas indicadas en la **Figura 6.8 (a)**, en el caso de terrenos con coeficiente de uniformidad $U_c < 3.5$, y en la **Figura 6.8 (b)**, en el caso de terrenos con coeficiente de uniformidad $U_c > 3.5$.

Si no se cumplen las condiciones 1 y 2 las NTC08 establecen que las investigaciones geotécnicas tienen que desarrollarse de manera que permitan, al menos, la verificación de las condiciones 3, 4 y 5.

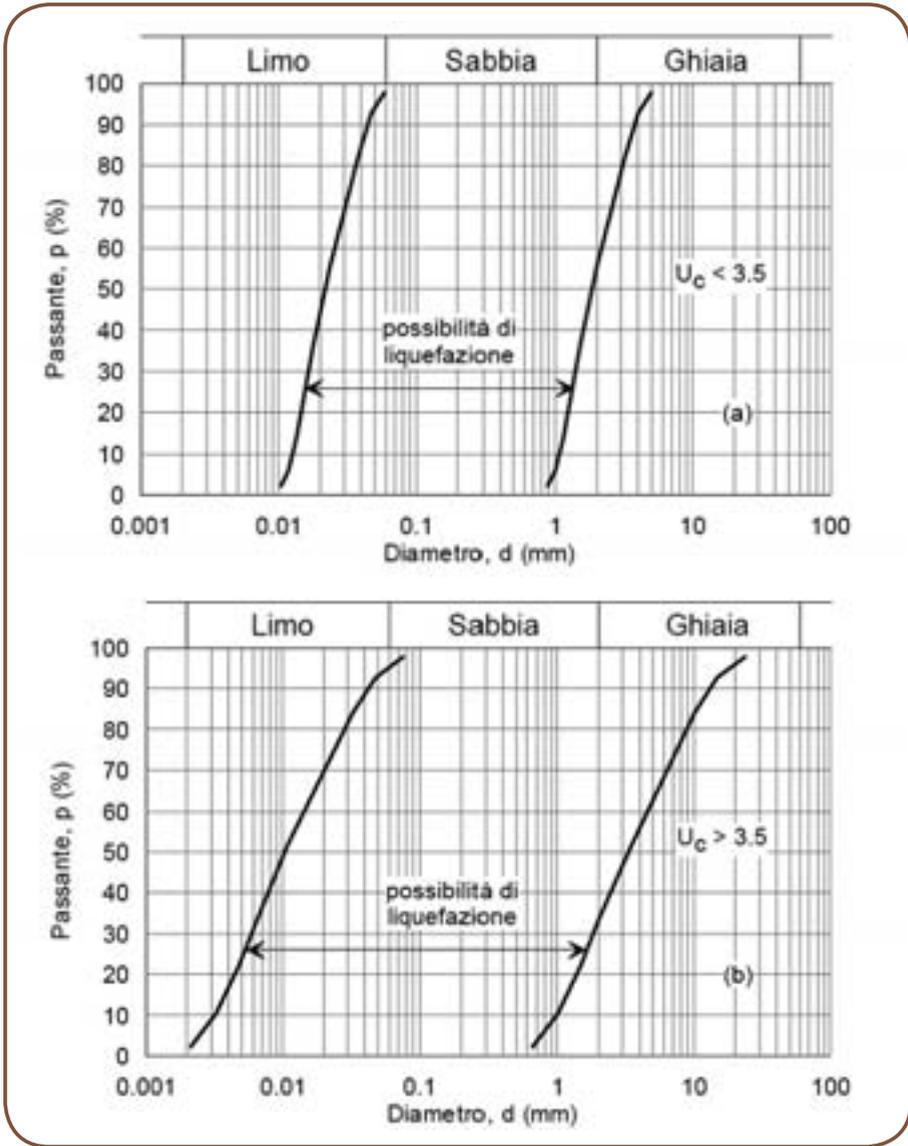
Los primeros dos criterios pueden ponerse en relación con los criterios históricos. El criterio 3, sobre la profundidad de la falda, deriva de las evidencias históricas que han mostrado como, en profundidades superiores a 15 m del nivel natural del terreno, las consecuencias sobre la superficie libre son, en general, de entidad limitada.

El criterio 4 se basa en la correlación empírica que permite excluir el riesgo de licuefacción en valores suficientemente elevados de los índices penetrométricos.

Finalmente, el punto 5 define la susceptibilidad a la licuefacción ligada a los criterios granulométricos, diferenciando los husos granulométricos de referencia en función del coeficiente de uniformidad del material definido como:

$$U_C = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad [6.16]$$

en el que D_{60} y D_{10} son los diámetros correspondientes a una superación, respectivamente, del 60% y del 10% en la curva granulométrica cumulativa (Lancellotta, 2004).



■ **Figura 6.8.** Huso granulométrico de los terrenos susceptibles de licuefacción: (a) coeficiente de uniformidad menor de 3.5; (b) coeficiente de uniformidad mayor de 3.5 (de NTC08).

Si no se cumple ninguna de las condiciones anteriores y el terreno de cimentación contiene estratos o lentes de arena suelta bajo falda, las NTC08 prescriben la necesidad de valorar el coeficiente de seguridad de la licuefacción a las profundidades correspondientes.

Si el terreno es susceptible de licuefacción y los efectos producidos influyen en las condiciones de estabilidad (de pendientes o construcciones), es necesario realizar intervenciones de consolidación del terreno y/o cambiar la carga a partes del terreno no susceptibles de licuefacción [punto 7.11.3.4.1 de las NTC08].

La elección óptima para mejorar los terrenos e inhibir la licuefacción depende de varios factores, entre los que se hallan:

- Ubicación, extensión, profundidad, y volumen de terreno afectado;
- Nivel de severidad del terremoto esperado;
- Tipología estructural de las construcciones potencialmente afectadas;
- Condiciones de accesibilidad del sitio.

De la descripción de los mecanismos que están en la base del fenómeno de la licuefacción, parece claro que, para impedir que ésta se produzca, o, al menos, limitar los daños que provoca, es necesario densificar el terreno y/o crear mecanismos de drenaje que disipen la sobrepresión intersticial antes de que se forme.

Otros métodos para reducir el riesgo de licuefacción consisten en la mejora de las propiedades mecánicas del depósito de terreno, mediante el relleno de vacíos intersticiales.

Las intervenciones de consolidación mediante inyecciones de resinas de poliuretano expansivas, van dirigidas a aumentar la densidad relativa, D_r , de los terrenos de grano grueso (i.e. arenas y gravas) saturadas y sueltas para limitar el riesgo de licuefacción.

Como es sabido, la densidad relativa es función del índice de vacíos, según la siguiente relación:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad [6.17]$$

donde e_{\min} y e_{\max} representan respectivamente el índice de vacíos mínimo y máximo del terreno en cuestión. El índice de vacíos está también relacionado con la deformación volumétrica ε_v mediante la siguiente relación:

$$\varepsilon_v = -\frac{de}{1 + e_0} \quad [6.18]$$

$$de = -(e_{\max} - e_{\min}) \cdot dD_r \quad [6.18]$$

$$dD_r = \frac{\varepsilon_v \cdot (1 + e_0)}{e_{\max} - e_{\min}} \quad [6.20]$$

donde e_0 representa el índice de vacíos inicial.

La deformación volumétrica se da, en condiciones de deformaciones planas, por la suma de la deformación radial ε_r y de la tangencial ε_θ :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_r + \varepsilon_\theta \quad [6.21]$$

en que

$$\varepsilon_r = -\frac{\partial u_r}{\partial r} \quad [6.22]$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{u_r}{r} = -\varepsilon_r \quad [6.23]$$

donde u_r representa el desplazamiento radial respecto al centro de la cavidad.

El desplazamiento radial u_r está en función de la distancia radial, r , del centro de la cavidad y de la presión de expansión, P , según la siguiente expresión:

$$u_r(r,P) = \begin{cases} \frac{-(P - P_0) \cdot r_a^2}{2G \cdot r} & P_0 \leq P < P_1 \\ -\varepsilon_R \cdot r \left[A \cdot \left(\frac{r_b(P)}{r} \right)^{1+\alpha} + B \cdot \left(\frac{r_b(P)}{r} \right)^{1-\beta} + C \right] & P > P_1 \cap r < r_b(P) \\ \frac{-P_0 \cdot \sin(\phi) \cdot r_b(P)^2}{2G \cdot r} & P > P_1 \cap r > r_b(P) \end{cases} \quad [6.24]$$

donde:

$r_b(P)$ radio plástico, valorable de la forma siguiente:

$$r_b(P) = \begin{cases} 0 & P < P_1 \\ r_a \cdot \left\{ \frac{P}{P_0 \cdot [1 + \sin(\phi)]} \right\}^{\frac{N}{N-1}} & P > P_1 \end{cases}$$

r_a radio inicial de la cavidad o del bulbo de terreno tratado;

P_0 presión inicial equivalente a la tensión geostática horizontal, en el caso de cavidad cilíndrica, y a la tensión media geostática, en el caso de cavidad esférica;

P_1 presión de primera plastificación, valorable con la siguiente expresión:

$$P_1 = \frac{m \cdot [Y + (N - 1) \cdot P_0]}{m + N} + P_0 \quad [6.25]$$

m coeficiente geométrico a asumir igual a 1, en el caso de cavidad cilíndrica, y a 2, en el caso de cavidad esférica;

$$Y = \frac{2 \cdot c' \cdot \cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \quad [6.26]$$

$$N = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \quad [6.27]$$

c' cohesión;

G módulo de corte, valorable como $G = \frac{E'}{2 \cdot (1 + \nu)}$

E' módulo de Young;

ν coeficiente de Poisson;

ε_R coeficiente expresable como

$$\varepsilon_R = \frac{N - 1}{N + 1} \cdot \frac{P_0}{2G} \quad [6.28]$$

A, B, C coeficientes valorables de la siguiente manera:

$$A = \frac{T}{1 + \alpha} \quad [6.29]$$

$$B = -\frac{Z}{1 - \beta} \quad [6.30]$$

$$C = 1 - A - B \quad [6.31]$$

en el que:

$$T = 2 \cdot \left(1 + \frac{\chi}{\alpha + \beta} \right) \quad [6.32]$$

$$Z = 2 \cdot \left(\frac{\chi}{\alpha + \beta} \right) \quad [6.33]$$

$$\alpha = \frac{1}{M} \quad [6.34]$$

$$\beta = \frac{1}{N} \quad [6.35]$$

$$N = \frac{1 + \operatorname{sen}\varphi}{1 - \operatorname{sen}\varphi} \quad [6.36]$$

$$M = \frac{1 + \operatorname{sen}\psi}{1 - \operatorname{sen}\psi} \quad [6.37]$$

$$\chi = \frac{[(1 - \nu) \cdot (1 + M \cdot N) - \nu \cdot (M + N)]}{M \cdot N} \quad [6.38]$$

Se obtiene, por tanto, que la deformación radial ε_r y la tangencial ε_θ puedan reformularse como:

$$\varepsilon_r(r, P) = \begin{cases} \frac{(P - P_0) \cdot r_0^2}{2G \cdot r^2} & P_0 \leq P < P_1 \\ -\varepsilon_R \cdot \left[A \cdot \left(\frac{r_b(P)}{r} \right)^{1+\alpha} \cdot (-\alpha) + B \cdot \left(\frac{r_b(P)}{r} \right)^{1-\beta} \cdot \beta + C \right] & P > P_1 \cap r < r_b(P) \\ \frac{P_0 \cdot \sin(\phi) \cdot r_b(P)^2}{2G \cdot r^2} & P > P_1 \cap r > r_b(P) \end{cases} \quad [6.39]$$

$$\varepsilon_\theta(r, P) = \begin{cases} \frac{-(P - P_0) \cdot r_0^2}{2G \cdot r^2} & P_0 \leq P < P_1 \\ -\varepsilon_R \cdot \left[A \cdot \left(\frac{r_b(P)}{r} \right)^{1+\alpha} + B \cdot \left(\frac{r_b(P)}{r} \right)^{1-\beta} \cdot \beta + C \right] & P > P_1 \cap r < r_b(P) \\ -\frac{P_0 \cdot \sin(\phi) \cdot r_b(P)^2}{2G \cdot r^2} & P > P_1 \cap r > r_b(P) \end{cases} \quad [6.40]$$

Se hace notar que, en presencia de terreno bajo falda, todas las relaciones señaladas van referidas a análisis en condiciones drenadas: por tanto, las tensiones indicadas tienen que entenderse como eficaces.

Con el procedimiento descrito, es también posible determinar la densidad relativa después de una inyección de resina de poliuretano expansiva como:

$$D_r = D_{r0} + dD_r = \frac{e_{\max} - e_0}{e_{\max} - e_{\min}} + \frac{\varepsilon_v \cdot (1 + e_0)}{e_{\max} - e_{\min}} \quad [6.41]$$

La densidad relativa final estará en función de la distancia del centro de la cavidad, r , y de la presión de expansión, P ; ésta dependerá, además, de los parámetros físicos y mecánicos del terreno, y, en particular, del ángulo de fricción, φ , y del ángulo de dilatación, ψ .

La presión de hinchamiento P , que durante el proceso de expansión tiende a igualar a la presión de confinamiento, a la profundidad correspondiente, se obtiene con el procedimiento descrito en el **Capítulo 4**.

La densidad relativa, D_r , y el valor $(N_1)_{60}$ están relacionados mediante la siguiente expresión propuesta por Skempton (1986):

$$D_r = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{60}} \quad [6.42]$$

En consecuencia, invirtiendo la Ec. [6.42] es posible obtener un nuevo valor de $(N_1)_{60}$, después del tratamiento con resinas, y, por tanto, un nuevo valor de N_{SPT} con el que repetir el procedimiento descrito en el **Párrafo 6.2**, para calcular el incremento del factor de seguridad a la licuefacción, FSL, y la reducción del índice del potencial de licuefacción, LPI. Se señala el hecho de que, en esta nueva fase de cálculo, a los valores de las tensiones geostáticas totales y eficaces se les suman los incrementos de tensiones verticales totales y eficaces, respectivamente $\Delta\sigma_v$ y $\Delta\sigma'_v$, que resultan coincidentes entre sí y que pueden ser valorados como:

$$\Delta\sigma_v = v(\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_\theta) \quad [6.43]$$

en el que $\Delta\sigma_r$ y $\Delta\sigma_\theta$ representan la variación de tensiones, respectivamente, radiales y tangenciales, para cuya determinación hay que dirigirse al **Capítulo 4**.

Supongamos que aplicamos a diversas profundidades (de 2.2 m a 7.2 m), en la arena del ejemplo señalado en el **Párrafo 6.2.2.1**, 6 inyecciones de resina de poliuretano: asumimos que la resina se expande cada vez según una cavidad cilíndrica de una altura $H = 1$ m, que el radio inicial del bulbo sea de $r_a = 0.1$ m, y que la altura del tratamiento resulte de 6 m. Los parámetros físicos y mecánicos de la arena en cuestión son:

- Peso de la unidad de volumen del terreno, $\gamma = 19$ kN/m³;
- Módulo elástico de Young, $E' = 10$ MPa;
- Coeficiente de Poisson, $\nu = 0.25$;
- Intercepto de cohesión, $c' = 0$ kPa;
- Ángulo de fricción, $\varphi = 35^\circ$;
- Ángulo de dilatación, $\psi = 0^\circ$;
- Grado de sobreconsolidación, $OCR = 1$;
- Índice de vacíos mínimo, $e_{\min} = 0.1$;
- Índice de vacíos máximo, $e_{\max} = 1$.

A cada profundidad de inyección se valora, a través de los resultados de la prueba pe-

netrométrica dinámica SPT, la densidad relativa inicial, D_{r0} , el índice de vacíos inicial, e_0 , y la porosidad inicial, n_0 ; además se calculan el coeficiente de empuje en reposo, K_0 , la presión horizontal inicial eficaz, P_0' , y la presión de primera plastificación, P_1 .

Utilizando el método descrito en el **Capítulo 4**, se calcula la presión de equilibrio, P_{eq} , que se obtiene cuando la presión de hinchamiento de la resina iguala a la tensión de confinamiento.

A través de las relaciones [6.39], [6.40], [6.20], poniendo que $r = r_a$ y $P = P_{eq}$, se determinan, respectivamente, la deformación radial, la deformación tangencial, y la deformación volumétrica, que se obtienen, en relación con el centro de inyección, en presencia de la presión de equilibrio. Utilizando, finalmente la Ec. [6.41] podemos determinar la densidad relativa final, $D_r(r_a, P_{eq})$, después de la intervención y compararla con el valor inicial hallado con la Ec. [6.42] de los valores de $(N_1)_{60}$. Los resultados obtenidos para los distintos puntos de inyección a las diferentes profundidades se señalan en la **Tabla 6.8**.

■ **Tabla 6.8.** Estimación de la densidad relativa final en relación con el punto de inyección

| z (m) | N_{SPT} | D_{r0} | e_0 | n_0 | P_0' (kPa) | P_{eq} (kPa) | $D_r(r_a, P_{eq})$ |
|-------|-----------|----------|-------|-------|--------------|----------------|--------------------|
| 2.2 | 5 | 0.41 | 0.63 | 0.39 | 14.90 | 246.1 | 0.44 |
| 3.2 | 5 | 0.38 | 0.65 | 0.40 | 18.82 | 287.1 | 0.42 |
| 4.2 | 6 | 0.40 | 0.64 | 0.39 | 22.73 | 322.9 | 0.44 |
| 5.2 | 7 | 0.42 | 0.63 | 0.39 | 26.65 | 356.0 | 0.46 |
| 6.2 | 8 | 0.43 | 0.61 | 0.38 | 30.57 | 383.4 | 0.47 |
| 7.2 | 8 | 0.42 | 0.62 | 0.38 | 34.49 | 419.0 | 0.46 |

A continuación, con los resultados obtenidos, es posible determinar, mediante la Ec. [6.42], los nuevos valores de $(N_1)_{60}$, y con estos, repetir el procedimiento descrito en el **Párrafo 6.2**, para estimar el nuevo factor de seguridad a la licuefacción, FSL, y el índice del potencial de licuefacción, LPI.

Los resultados del análisis se refieren en la **Tabla 6.9** y en la **Figura 6.9**, **Figura 6.10** y **Figura 6.11**. Como puede apreciarse por la **Figura 6.11**, las inyecciones de resina de poliuretano expansiva han producido una reducción del potencial de rotura en toda la profundidad en estudio.

■ **Tabla 6.9.** Comprobación de licuefacción post intervención

| z (m) | N_{SPT} | σ_{v0} (kPa) | σ'_{v0} (kPa) | $\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_v'$ (kPa) | C_N | $(N_1)_{60}$ | r_d | τ_{cyc} (kPa) | CSR | CRR | $\tau_{cyc,r}$ (kPa) | FSL |
|-------|-----------|---------------------|----------------------|--|-------|--------------|-------|--------------------|-------|-------|----------------------|------|
| 2.2 | 10 | 41.8 | 34.8 | 65.57 | 0.98 | 11.7 | 0.98 | 11.0 | 0.109 | 0.129 | 12.9 | 1.18 |
| 3.2 | 10 | 60.8 | 43.8 | 76.52 | 0.89 | 10.7 | 0.98 | 13.9 | 0.116 | 0.120 | 14.4 | 1.03 |
| 4.2 | 11 | 79.8 | 52.8 | 82.82 | 0.84 | 11.1 | 0.97 | 16.4 | 0.121 | 0.123 | 16.7 | 1.02 |
| 5.2 | 13 | 98.8 | 61.8 | 88.26 | 0.80 | 12.5 | 0.96 | 18.7 | 0.124 | 0.136 | 20.4 | 1.09 |
| 6.2 | 15 | 117.8 | 70.8 | 93.03 | 0.77 | 13.8 | 0.95 | 20.9 | 0.127 | 0.148 | 24.2 | 1.16 |
| 7.2 | 15 | 136.8 | 79.8 | 98.12 | 0.73 | 13.2 | 0.94 | 23.1 | 0.130 | 0.143 | 25.4 | 1.10 |

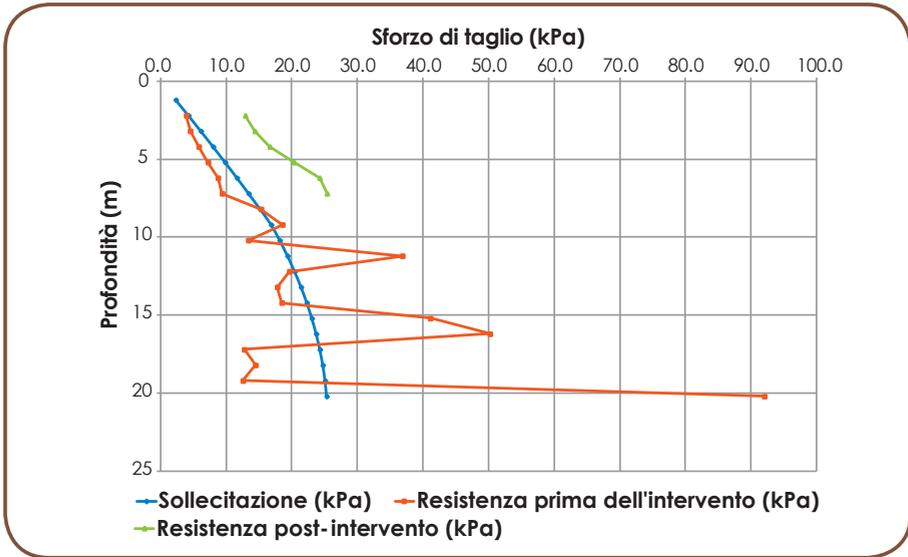


Figura 6.9. Comparación entre el esfuerzo cíclico de corte, τ_{cyc} producido por un sismo a 15 ciclos, y la resistencia cíclica con número de ciclos equivalentes a 15 y amplitud τ_c , y la resistencia cíclica de corte, $\tau_{cyc,r}$

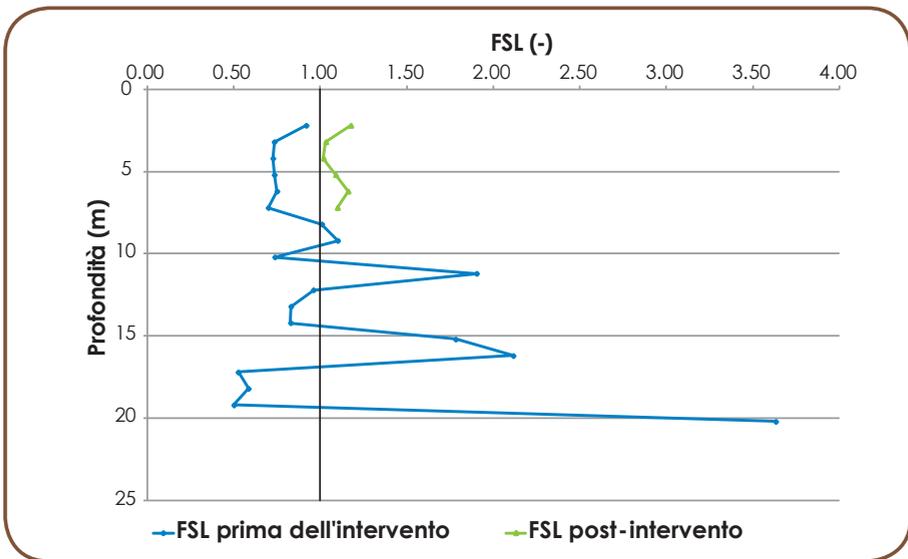
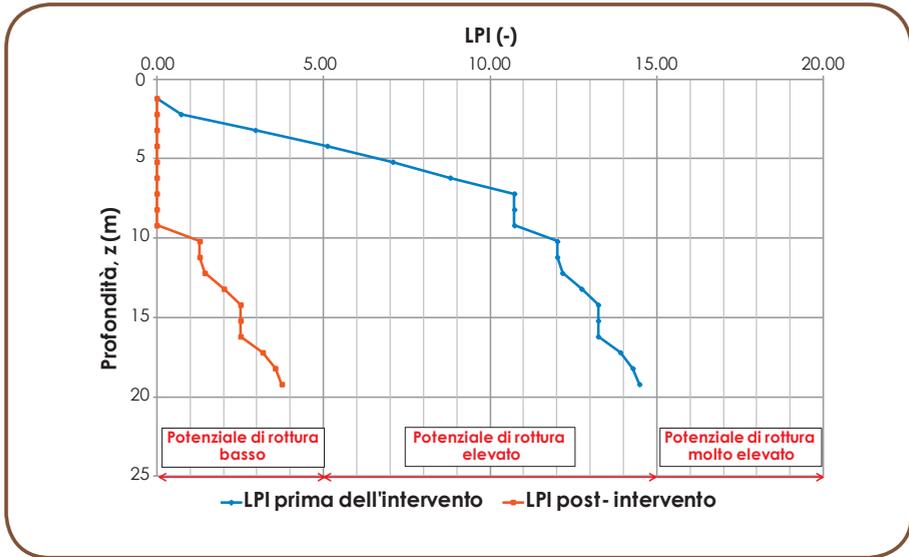


Figura 6.10. Valoración del FSL (-) en relación con la profundidad, z (m) – Comparación entre los valores del factor de seguridad a la licuefacción antes y después de la intervención.



■ **Figura 6.11.** Valoración del índice del potencial de licuefacción - Comparación entre los valores de LPI antes y después de la intervención.

Ejemplo de cálculo

7

7.1 Introducción

En el presente capítulo se ilustran dos ejemplos de proyecto de aplicación de inyecciones de resinas de poliuretano expansivas en el interior de terrenos de grano grueso y grano fino: como se muestra en los capítulos precedentes, de hecho, la aproximación del proyecto se diferencia en función de la granulometría del medio.

En los terrenos de grano grueso, después del efecto de permeación inicial debido a valores de permeabilidad elevada, las inyecciones producen la formación de un bulbo de terreno tratado, cuyo hinchamiento determina la compactación y densificación del terreno circundante. Además, el bulbo en sí mismo constituye un elemento de refuerzo que incrementa la resistencia al corte y la rigidez del terreno tratado.

Las condiciones no drenadas causan, en cambio, la formación de fracturas en terrenos de grano fino. La apertura de formaciones horizontales puede utilizarse para compensar los hundimientos absolutos y/o diferenciales de cimientos superficiales.

7.2 Inyecciones de resinas expansivas en terrenos de grano grueso

Se desea proyectar la aplicación de una serie de inyecciones de resina de poliuretano expansiva, del tipo Uretek Geoplus®, en el interior de una arena medio/gruesa, con objeto de densificar el material y mejorar las propiedades mecánicas.

Los parámetros físicos y mecánicos de la arena en cuestión son:

- Peso de la unidad de volumen del terreno, $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;
- Módulo elástico de Young, $E' = 10 \text{ MPa}$;
- Coeficiente de Poisson, $\nu = 0.25$;
- Intercepto de cohesión, $c' = 0 \text{ kPa}$;
- Ángulo de fricción, $\varphi = 35^\circ$;
- Ángulo de dilatación, $\psi = 0^\circ$;
- Grado de sobreconsolidación, $\text{OCR} = 1$;
- Índice de vacíos mínimo, $e_{\min} = 0.1$;
- Índice de vacíos máximo, $e_{\max} = 1$;
- Percentual final, $\text{FC} < 5\%$.

No hay presencia de falda ni sobrecarga ($q = 0 \text{ kPa}$). Desde el momento en que el terreno está normalmente consolidado, el coeficiente de empuje en reposo, K_0 , puede calcularse como $K_0 = 1 - \sin(\varphi)$, de lo que se deduce que $K_0 = 0.426$.

Se dispone además de los valores N_{SPT} (**Tabla 7.1**) de una prueba penetrométrica dinámica, cuya eficiencia energética es del 72 %.

Tabla 7.1. Resultados de la prueba penetrométrica dinámica.

| z (m) | N_{SPT} (colpi/piede) | z (m) | N_{SPT} (colpi/piede) |
|-------|--------------------------------|-------|--------------------------------|
| 1.2 | 8 | 11.2 | 24 |
| 2.2 | 5 | 12.2 | 14 |
| 3.2 | 4 | 13.2 | 12 |
| 4.2 | 4 | 14.2 | 12 |
| 5.2 | 7 | 15.2 | 25 |
| 6.2 | 11 | 16.2 | 28 |
| 7.2 | 13 | 17.2 | 6 |
| 8.2 | 13 | 18.2 | 7 |
| 9.2 | 15 | 19.2 | 5 |
| 10.2 | 10 | 20.2 | 39 |

Se desea aplicar, a distinta profundidad (de 2.2 m a 7.2 m), 6 inyecciones de resina Uretek: se parte de que la resina se expanda cada vez según una cavidad cilíndrica de una altura de $H = 1$ m, que el radio inicial del bulbo sea de $a_0 = 0.1$ m, y que la altura en conjunto del tratamiento resulte equivalente a 6 m.

Por los valores N_{SPT} se valora la densidad relativa de la arena a las distintas profundidades, como figura en el **Capítulo 6**: después de haber calculado la tensión vertical total y eficaz, se determina $(N_1)_{60}$, o sea, el valor de N_{SPT} normalizado respecto de la presión de confinamiento, y referido a una eficiencia energética del material de prueba del 60%, suponiendo que todos los coeficientes correctivos sean equivalentes a la unidad, a excepción de C_N ; a continuación, la densidad relativa inicial, D_{r0} , puede obtenerse del valor $(N_1)_{60}$ a través de la expresión [7.1] propuesta por Skempton (1986):

$$D_{r0} = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{60}} \quad [7.1]$$

Los resultados del procedimiento que acabamos de describir se ilustran en la **Tabla 7.2**.

■ **Tabla 7.2.** Cálculo de la densidad relativa inicial, D_{r0} , a partir de valores de la prueba penetrométrica dinámica.

| z (m) | N_{SPT} | σ_{v0} (kPa) | σ_{v0}' (kPa) | C_N | $(N_1)_{60}$ | D_{r0} |
|-------|-----------|---------------------|----------------------|-------|--------------|----------|
| 2.2 | 5 | 41.8 | 41.8 | 1.52 | 9.1 | 0.39 |
| 3.2 | 4 | 60.8 | 60.8 | 1.26 | 6.0 | 0.32 |
| 4.2 | 4 | 79.8 | 79.8 | 1.10 | 5.3 | 0.30 |
| 5.2 | 7 | 98.8 | 98.8 | 0.99 | 8.3 | 0.37 |
| 6.2 | 11 | 117.8 | 117.8 | 0.90 | 11.9 | 0.45 |
| 7.2 | 13 | 136.8 | 136.8 | 0.84 | 13.1 | 0.47 |

A partir de la definición de densidad relativa

$$D_{r0} = \frac{e_{\max} - e_0}{e_{\max} - e_{\min}} \quad [7.2]$$

se obtiene el valor del índice de vacíos inicial, e_0 , y el de la porosidad inicial, n_0 , como se evidencia en la **Tabla 7.3**.

■ **Tabla 7.3.** Valores del índice de vacíos inicial y de la porosidad inicial

| z (m) | e ₀ | n ₀ |
|-------|----------------|----------------|
| 2.2 | 0.65 | 0.39 |
| 3.2 | 0.72 | 0.42 |
| 4.2 | 0.73 | 0.42 |
| 5.2 | 0.67 | 0.40 |
| 6.2 | 0.60 | 0.38 |
| 7.2 | 0.58 | 0.37 |

A continuación, se pasa al cálculo de la tensión inicial en el entorno de la cavidad antes de la expansión, P₀, que, en el caso de expansión de cavidad cilíndrica, equivale a la tensión horizontal inicial, σ_{h0}, obtenida multiplicando la tensión vertical inicial, σ_{v0}, por el coeficiente de empuje en reposo, K₀; y después, al cálculo de la tensión de primera plastificación, P₁, la cual resulta de:

$$P_1 = P_0 \cdot (1 + \sin\varphi) \quad [7.3]$$

■ **Tabla 7.4.** Valores de la tensión inicial y de la presión de primera plastificación

| z (m) | P ₀ (kPa) | P ₁ (kPa) |
|-------|----------------------|----------------------|
| 2.2 | 17.83 | 28.05 |
| 3.2 | 25.93 | 40.80 |
| 4.2 | 34.03 | 53.55 |
| 5.2 | 42.13 | 66.30 |
| 6.2 | 50.23 | 79.05 |
| 7.2 | 58.34 | 91.79 |

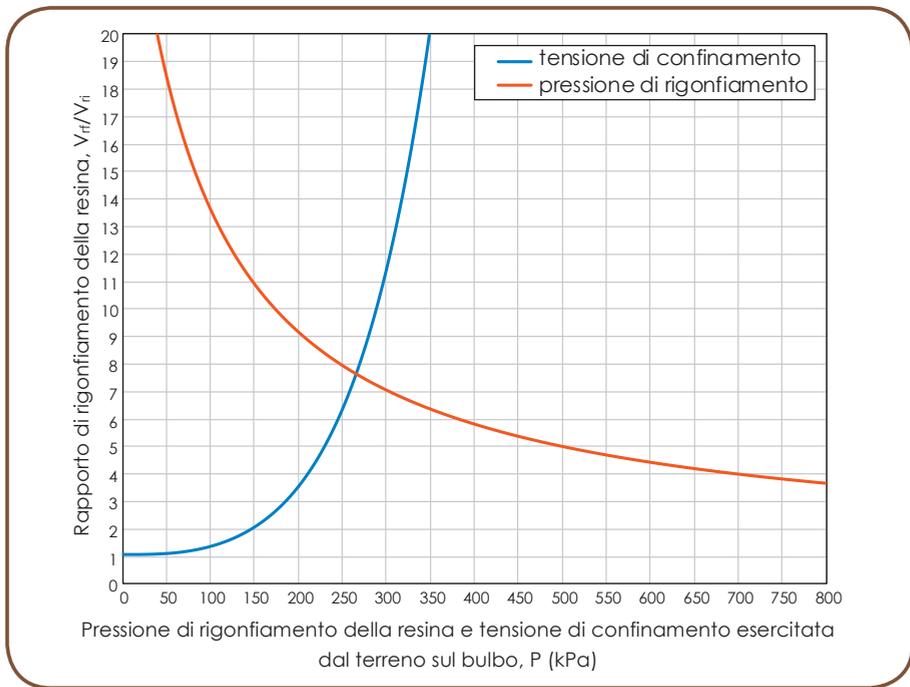
El volumen inicial, V_{bi}, del bulbo inyectado a distinta profundidad resulta siempre de 3.14·10⁻³ m³, mientras que el volumen de resina inicial, V_{ri}, se obtiene multiplicando V_{bi} por la porosidad inicial, n₀. Sabiendo que la densidad de la resina líquida, ρ_{ri}, es de 1070 kg/m³, es posible obtener la masa de resina inicial, M_{ri}, a inyectar a distinta profundidad:

■ **Tabla 7.5.** Valores de volumen de resina inicial y de la masa de resina inicial

| z (m) | V _{ri} (m ³) | M _{ri} (kg) |
|-------|-----------------------------------|----------------------|
| 2.2 | 1.24·10 ⁻² | 13.24 |
| 3.2 | 1.31·10 ⁻² | 14.01 |
| 4.2 | 1.33·10 ⁻² | 14.22 |
| 5.2 | 1.26·10 ⁻² | 13.43 |
| 6.2 | 1.18·10 ⁻² | 12.59 |
| 7.2 | 1.15·10 ⁻² | 12.34 |

El volumen final del bulbo, V_{bf} , puede determinarse, a partir del radio inicial de la cavidad, en función de la presión de confinamiento, P . Además, conocido V_{bi} , es posible determinar la variación de volumen sufrida por el bulbo en función de la presión P . Asumiendo que tal variación de volumen, ΔV_b , sea imputable a la expansión de volumen de la resina, es posible obtener el volumen de resina final, V_{rf} .

Conocido el volumen de resina inyectado se puede, por tanto, determinar la relación de hinchamiento de la resina V_{rf} / V_{ri} en función de la tensión de confinamiento del terreno, y compararlo con la ley reológica en función de la presión de hinchamiento de la resina: la intersección entre las dos curvas permite obtener el valor de equilibrio final, P^* , entre la tensión de confinamiento del terreno y la presión de hinchamiento de la resina, como se muestra en la **Figura 7.1**.



■ **Figura 7.1.** Relación de hinchamiento de la resina en función de la presión de hinchamiento de la resina (línea azul) y de la tensión de confinamiento del terreno (línea roja); valoración de la presión de equilibrio, P^* , a la profundidad de 2.2 m del nivel natural del terreno.

En la **Tabla 7.6** se refieren los valores de la presión de equilibrio, P^* , que se obtienen a distinta profundidad de inyección. Para esta presión es posible calcular también los valores del radio final, a , de la cavidad, del radio plástico, b , y del volumen final de resina, V_{rf} .

■ **Tabla 7.6.** Valores de la presión de equilibrio, P^* , del radio final de la cavidad, a , del radio plástico, b , y del volumen final de resina, V_{rf} , a distinta profundidad de inyección.

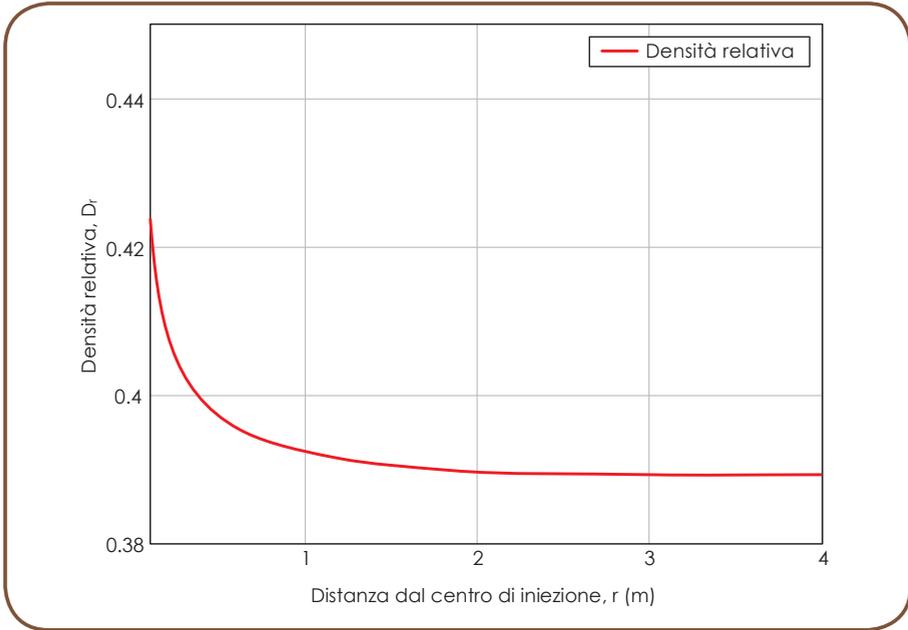
| z (m) | P^* (kPa) | a (cm) | b (m) | V_{rf} (m ³) |
|---------|-------------|----------|---------|----------------------------|
| 2.2 | 265.3 | 19.0 | 2.18 | 0.094 |
| 3.2 | 327.4 | 18.3 | 1.74 | 0.086 |
| 4.2 | 378.7 | 17.6 | 1.46 | 0.079 |
| 5.2 | 417.8 | 16.8 | 1.25 | 0.070 |
| 6.2 | 451.0 | 16.2 | 1.09 | 0.062 |
| 7.2 | 485.0 | 15.8 | 0.98 | 0.058 |

Con estos valores de presión de equilibrio, podemos valorar la evolución de la densidad relativa, D_r , en el entorno del orificio de inyección, a partir del cálculo de las deformaciones radiales y tangenciales, respectivamente ε_r y ε_θ , como se expone en el **Capítulo 6**.

Como puede apreciarse, por ejemplo, en el gráfico de la **Figura 7.2**, en el caso de inyección a 2.2 m del nivel natural del terreno, la densidad relativa manifiesta una evolución decreciente a partir del centro de inyección, y asume el valor inicial a una distancia superior al radio plástico, desde el momento en que las deformaciones volumétricas resultan nulas.

En la **Tabla 7.7** se señalan las estimaciones de los valores de densidad relativa final, D_r , que se obtienen, a distintas profundidades, en relación con la presión de equilibrio, a una distancia $r=a_0$ del punto de inyección; además, se señala que a tal distancia, como media, se pueden experimentar mejoras de la densidad relativa de, aproximadamente, el 10 % del valor inicial.

Tales valores de densidad relativa pueden transformarse a través de la relación empírica [7.1] propuesta por Skempton (1986), en valores de $(N_1)_{60}$, y, por consiguiente N_{SP1} (Figura 7.3) a confrontar con los resultados de otras pruebas penetrométricas dinámicas post-tratamiento de consolidación, con objeto de comparar y validar los resultados del procedimiento de cálculo descrito en este estudio.



■ **Figura 7.2.** Evolución de la densidad relativa del entorno del punto de inyección a una profundidad de 2.2 m del nivel natural del terreno.

■ **Tabla 7.7.** Estimación de los valores de la densidad relativa final, en función de la presión de equilibrio, a una distancia del eje de inyección equivalente al radio inicial de la cavidad, y los correspondientes valores de N_{SPT} .

| z (m) | P^* (kPa) | $D_r(r=a_0)$ | $D_r(r=a_0)/D_{r0}$ | N_{SPT} (colpi/piede) |
|---------|-------------|--------------|---------------------|-------------------------|
| 2.2 | 265.3 | 0.424 | 1.09 | 10 |
| 3.2 | 327.4 | 0.360 | 1.14 | 8 |
| 4.2 | 378.7 | 0.346 | 1.17 | 8 |
| 5.2 | 417.8 | 0.423 | 1.14 | 13 |
| 6.2 | 451.0 | 0.498 | 1.12 | 19 |
| 7.2 | 485.0 | 0.522 | 1.12 | 22 |

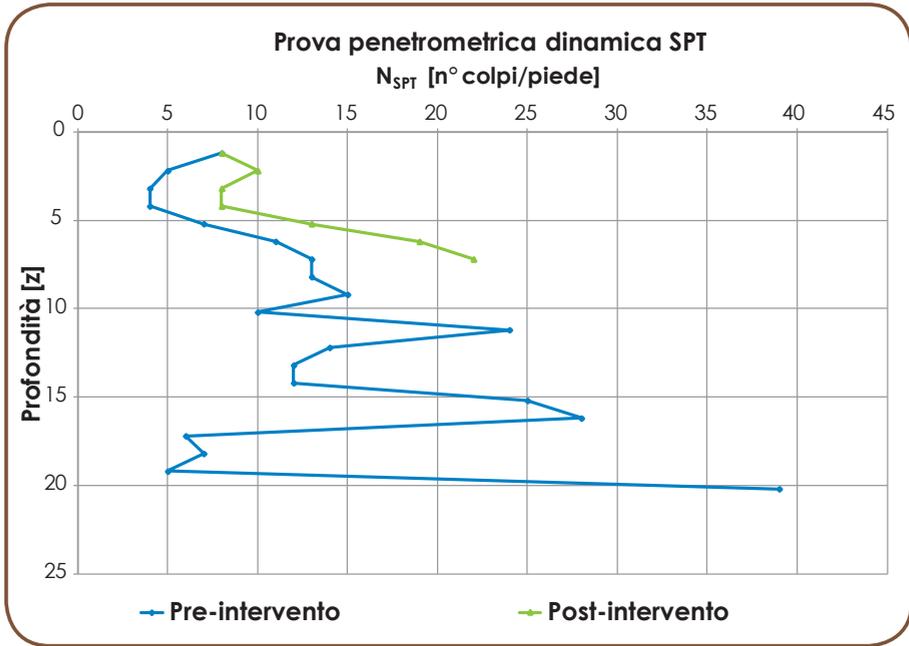


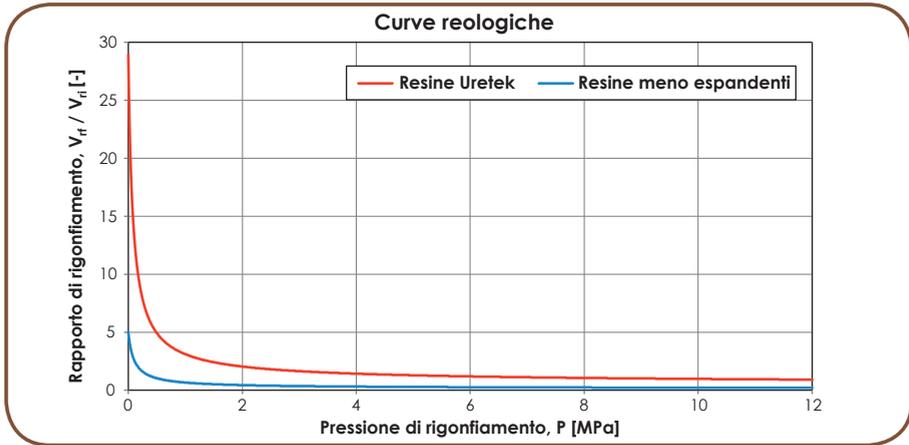
Figura 7.3. Comparación entre valores de NSPT a las profundidades de inyección, antes de la intervención y después de la intervención.

7.2.1 Inyecciones de resinas menos expansivas

Con objeto de evidenciar los efectos positivos del tratamiento de consolidación con inyecciones de resina de poliuretano expansiva, del tipo Uretek Geoplus®, se refieren a continuación los resultados del proyecto del mismo tipo de intervención con una resina caracterizada por una presión de hinchamiento máxima de aproximadamente 500 kPa y por la siguiente ley reológica:

$$\frac{V_{rf}}{V_{ri}} = \frac{10.5}{2.1 + \frac{1}{0.05} \ln[1 + P(\text{MPa})]} \quad [7.4]$$

Las diferencias entre la curva reológica de las resinas Uretek Geoplus® y la de las resinas menos expansivas se aprecia en la **Figura 7.4.**



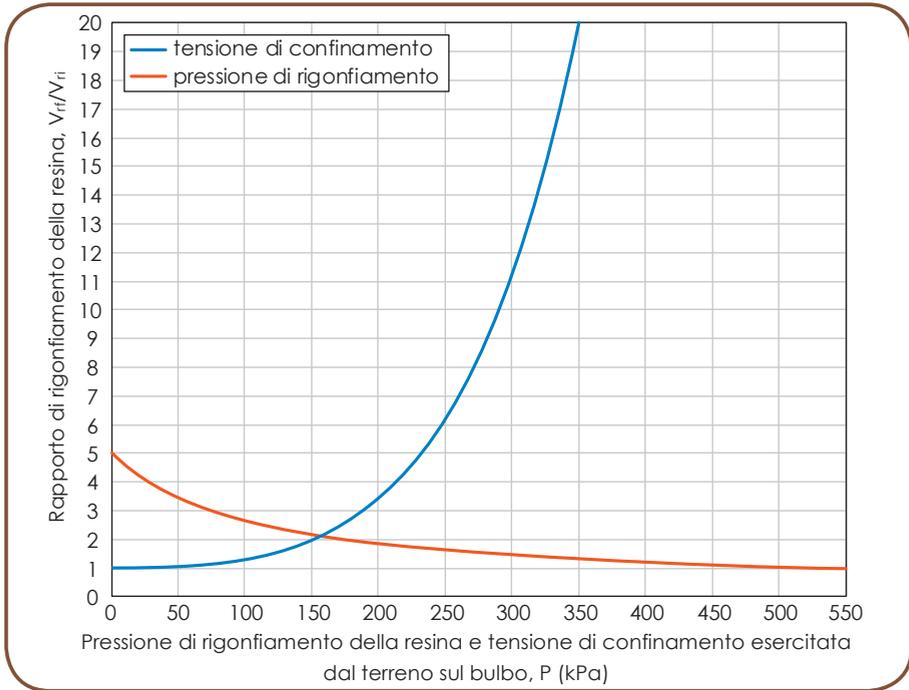
■ **Figura 7.4.** Curvas de evolución reológica relativas respectivamente, a resinas Urettek Geoplus® (rojo) y a resinas menos expansivas (azul), con una presión de expansión máxima aproximadamente igual a 500kPa.

También en este caso, conocido el volumen de resina inyectado, se puede determinar la relación de hinchamiento de la resina V_{rf} / V_{ri} en función de la tensión de confinamiento del terreno, y confrontarlo con la ley reológica [7.4] en función de la presión de hinchamiento de la resina: la intersección entre las dos curvas permite obtener el valor de equilibrio final, P^* , entre la tensión de confinamiento del terreno y la presión de hinchamiento de la resina, como se muestra en la **Figura 7.5**. Como puede apreciarse claramente, en este caso la presión de, P^* , resulta decididamente inferior respecto del supuesto de inyecciones con resina de poliuretano expansivas. En la **Tabla 7.8** se refieren los valores de la presión de equilibrio, P^* , que se obtienen a distinta profundidad de inyección. En tal presión, es posible calcular también los valores del radio final, a , de la cavidad, del radio plástico, b , y del volumen final de resina, V_{rf} .

■ **Figura 7.8.** Relación de hinchamiento de la resina en función de la presión de hinchamiento de la resina (línea roja) y de la tensión de confinamiento del terreno (línea azul); valoración de la presión de equilibrio, P^* , a la profundidad de 3.5 m del nivel natural del terreno, en la hipótesis de una semi-longitud de la fractura de 0.77 m.

| z (m) | P^* (kPa) | a (cm) | b (m) | V_{rf} (m ³) |
|-------|-------------|--------|-------|----------------------------|
| 2.2 | 154.7 | 12.0 | 1.04 | 0.026 |
| 3.2 | 187.0 | 11.7 | 0.81 | 0.025 |
| 4.2 | 213.0 | 11.5 | 0.67 | 0.023 |
| 5.2 | 231.0 | 11.3 | 0.55 | 0.021 |
| 6.2 | 246.0 | 11.1 | 0.48 | 0.019 |
| 7.2 | 261.0 | 11.0 | 0.42 | 0.018 |

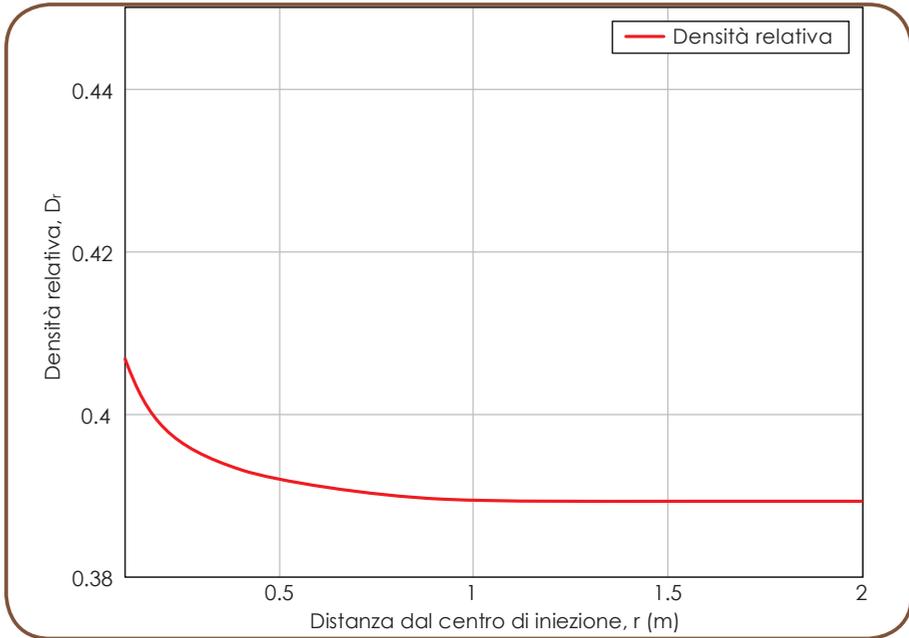
Conocidos los valores de presión de equilibrio, se valora la evolución de la densidad relativa, D_r , alrededor del orificio de inyección: como se puede observar, por ejemplo, en el gráfico de la **Figura 7.6**, en el caso de inyecciones a 2.2 m del nivel natural del terreno, también la densidad relativa manifiesta un comportamiento decreciente a partir del centro de inyección, y asume el valor inicial a una distancia superior al radio plástico, desde el momento en que las deformaciones volumétricas resultan nulas.



■ **Figura 7.5.** Relación de hinchamiento de la resina en función de la presión de hinchamiento de la resina (línea roja) y de la tensión de confinamiento del terreno (línea azul); valoración de la presión de, P^* , a la profundidad de 2.2 m del nivel natural del terreno.

En la **Tabla 7.9** se refiere la estimación de valores de densidad relativa final, D_r , que se obtienen, a distintas profundidades, en relación con la presión de equilibrio, a una distancia $r=a_0$ del punto de inyección; además, se hace notar que, a tal distancia, como media, la mejoría resulta inferior a la obtenida con inyecciones de resina Uretek.

Estos valores de densidad relativa pueden transformarse, a través de la correlación empírica [7.1] propuesta por Skempton (1986), en valores de $(N_1)_{60}$, y, por tanto N_{SPT} .



■ **Figura 7.6.** Comportamiento de la densidad relativa en el entorno del punto de inyección a una profundidad de 2.2.m del nivel natural del terreno.

Se señala, además, en el gráfico de la **Figura 7.7** la evolución de los valores de NSPT: como se puede notar, las inyecciones de resina Uretek producen una mayor densificación del terreno, unido a que alcanzan presiones de equilibrio, P^* , de un valor sensiblemente más elevado, y, por tanto, valores de NSPT superiores respecto al tratamiento con otro tipo de resina, caracterizada, en cambio, por una menor capacidad de hinchamiento.

■ **Tabla 7.9.** Estimación de los valores de la densidad relativa final, en función de la presión de equilibrio, a una distancia del eje de inyección igual al radio inicial de la cavidad y correspondientes valores de N_{SPT} .

| z (m) | P^* (kPa) | $D_r(r=a_0)$ | $D_r(r=a_0)/D_{r0}$ | N_{SPT} (colpi/piede) |
|-------|-------------|--------------|---------------------|-------------------------|
| 2.2 | 154.7 | 0.408 | 1.05 | 8 |
| 3.2 | 187.0 | 0.339 | 1.07 | 6 |
| 4.2 | 213.0 | 0.321 | 1.08 | 6 |
| 5.2 | 231.0 | 0.396 | 1.07 | 10 |
| 6.2 | 246.0 | 0.469 | 1.05 | 15 |
| 7.2 | 261.0 | 0.490 | 1.05 | 17 |

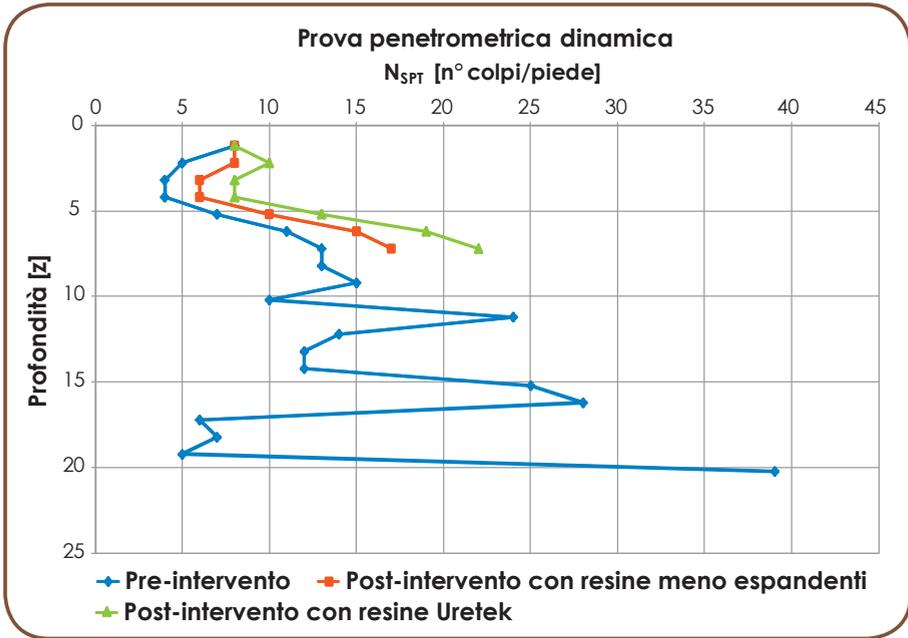


Figura 7.7. Comparación entre valores de NSPT a las profundidades de inyección, antes de la intervención y después de la intervención con los dos tipos de resina.

7.3 Inyecciones de resinas expansivas en los terrenos de grano fino

Se desea proyectar una intervención aplicando resinas expansivas Uretek en el interior de una arena fina, a una profundidad $z = 3.5$ m del nivel natural del terreno, con objeto de compensar el hundimiento de unos cimientos de superficie cuadrada de un lado de $L = 1.5$ m, sobre los que se impone una carga $q = 150$ kPa. La falda se encuentra a una profundidad de 0.5 m del nivel natural del terreno.

Los parámetros físicos y mecánicos de la arena en cuestión son :

- Peso de la unidad de volumen del terreno, $\gamma = 18.5$ kN/m³;
- Módulo elástico de Young, $E' = 1.17$ MPa; $E_u = 1.4$ MPa;
- Coeficiente de Poisson, $\nu' = 0.25$; $\nu_u = 0.5$;
- Ángulo de fricción, $\varphi = 25^\circ$;
- Grado de sobreconsolidación, $OCR = 1$.

Desde el momento en que el terreno está normalmente consolidado, el coeficiente de empuje en reposo, K_0 , puede calcularse como $K_0 = 1 - \sin(\varphi)$, de lo que se obtiene que $K_0 = 0.577$.

Para valorar el hundimiento, w , de los cimientos puede utilizarse la siguiente expresión:

$$w = q \cdot B_{eq} \cdot \left(\frac{1 - \nu'^2}{E'} \right) \quad [7.4]$$

En la que B_{eq} representa la base equivalente de los cimientos, que es igual al diámetro de unos cimientos circulares con un área equivalente, y es por ello calculable de la siguiente forma:

$$B_{eq} = \sqrt{\frac{4 \cdot L^2}{\pi}} \quad [7.5]$$

En el caso en estudio, el hundimiento w equivale a 20.3 cm.

La variación del estado tensional que actúa en la profundidad z , puede determinarse mediante las siguientes fórmulas:

$$\Delta\sigma_z = q \cdot \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{B_{eq}}{2 \cdot z} \right)^2} \right]^{\frac{3}{2}} \right\} \quad [7.6]$$

$$\Delta\sigma_h = \frac{q}{2} \cdot \left\{ (1+2\nu') - \frac{2 \cdot (1+\nu') \cdot z}{\left[z^2 + \left(\frac{B_{eq}}{2} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}} + \frac{z^3}{\left[z^2 + \left(\frac{B_{eq}}{2} \right)^2 \right]^{\frac{3}{2}}} \right\} \quad [7.7]$$

$$\Delta p_m = q \cdot \left\{ 1 - \frac{z}{\left[z^2 + \left(\frac{B_{eq}}{2 \cdot z} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}} \right\} \quad [7.8]$$

en las que $\Delta\sigma_z$, $\Delta\sigma_h$ y Δp_m representan, respectivamente, la diferencia de tensión vertical, de tensión horizontal, y de tensión media a la profundidad z .

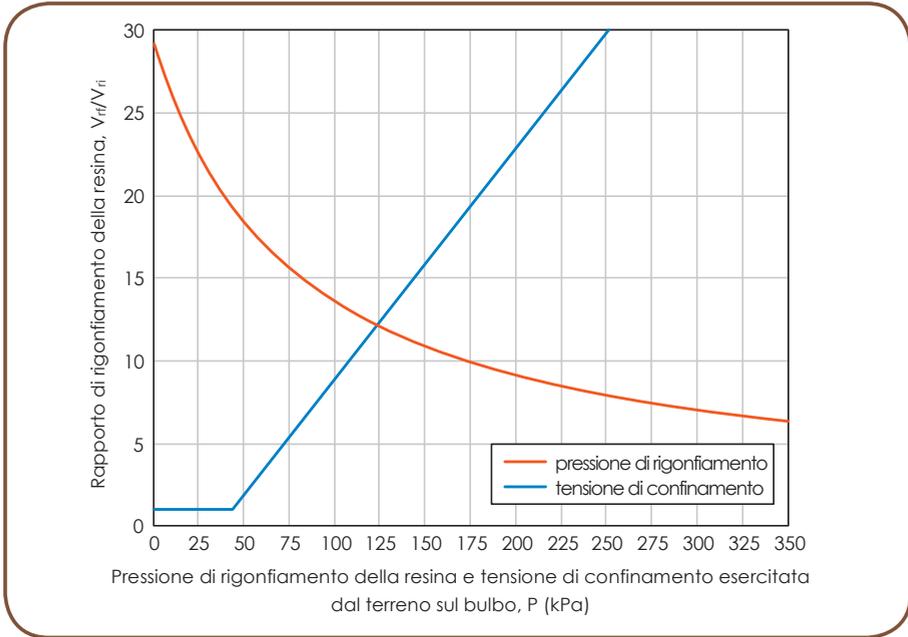
Para el caso en estudio, la variación de tensión vertical a la profundidad de 3.5 m equivale a 12.3 kPa, mientras que la variación de tensión horizontal equivale a -0.9 kPa. Por consiguiente, la tensión vertical total, σ_z equivale a 77.0 kPa, mientras que la horizontal total, σ_h resulta de 43.6 kPa.

Se desea inyectar inicialmente una masa de resina, $M_{ri} = 10$ kg: sabiendo que la densidad inicial de la resina es de 1070 kg/m^3 , y el volumen de resina inicial resulta ser $V_{ri} = 9.35 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$.

Como ya se ha indicado anteriormente, dado que el coeficiente de empuje en reposo es inferior a 1, puede esperarse de antemano la formación de una fractura sub-vertical en forma de moneda (penny-shaped crack).

En relación al procedimiento descrito en el **Capítulo 4**, estableciendo la hipótesis de una semi-longitud de la fractura $L = 0.77$ m, se llega a una presión de equilibrio de aproximadamente 123.5 kPa, como se muestra en el gráfico de la **Figura 7.8**. Además, en la hipótesis de una tenacidad a la fractura $K_{Ic} = 0.08 \text{ MPa}\cdot\sqrt{\text{m}}$, la presión crítica asociada a la semi-longitud de la fractura resulta de

$$P = \frac{K_{Ic}}{2} \cdot \sqrt{\frac{\pi}{L}} + \sigma_h = 124.4 \quad [7.9]$$



■ **Figura 7.8.** Relación de hinchamiento de la resina en función de la presión de hinchamiento de la resina (línea roja) y de la tensión de confinamiento del terreno (línea azul); valoración de la presión de equilibrio, P^* , a la profundidad de 3.5 m del nivel natural del terreno, en la hipótesis de una semi-longitud de la fractura de 0.77 m.

Se puede, por tanto, concluir que en la arena de estas características, asumiendo una tenacidad a la fractura $KIc = 0.08 \text{ MPa}\cdot\sqrt{\text{m}}$, la semi-longitud $L = 0.77 \text{ m}$ representa el valor exacto que da la congruencia entre la presión crítica derivada del criterio de Irwin y la presión de equilibrio.

La formación de la fractura sub-vertical y su consiguiente apertura produce, localmente, un incremento de la tensión horizontal del terreno igual a la presión de equilibrio neta y, por ello, una inversión de las tensiones principales: la presión de equilibrio neta en el caso en estudio es igual a la diferencia entre la presión crítica, valorada con el criterio de Irwin, y la tensión horizontal que actúa en la profundidad en estudio, y equivale a 80.8 kPa.

Una nueva inyección de 10 Kg de resina puede comportar la formación de una fractura sub-horizontal, cuya apertura permite levantar los cimientos y compensar parte del hundimiento.

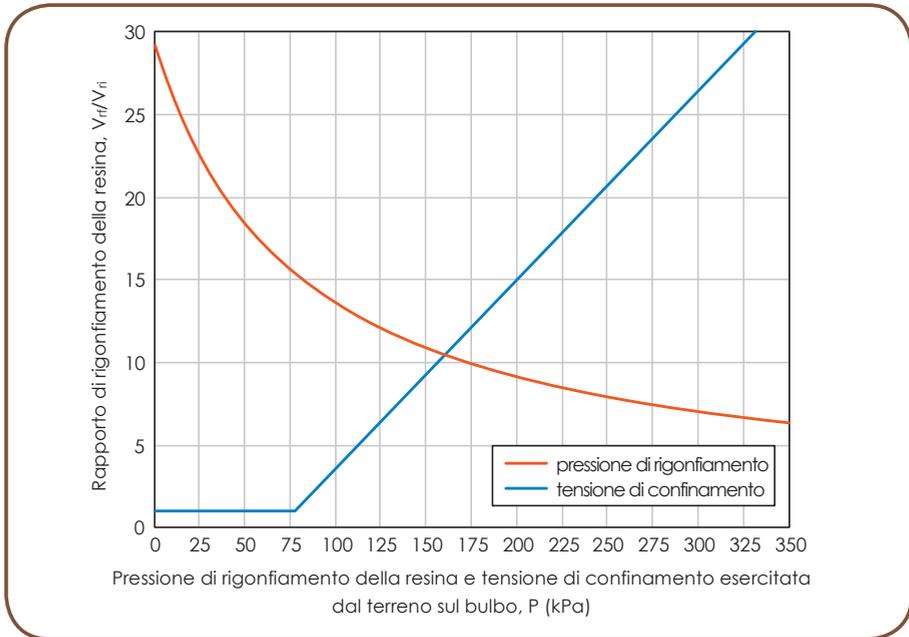
La previsión de la semi-longitud de la fractura horizontal puede realizarse mediante el mismo procedimiento ilustrado anteriormente, o bien buscando la condición de equilibrio entre la presión de hinchamiento de la resina y la tensión de confinamiento (en este caso vertical) generada en el terreno: en este

caso, estableciendo la hipótesis de una semi-longitud de la fractura de 0.72 m. se llega a una presión de equilibrio de 160 kPa, como se muestra en el gráfico de la **Figura 7.9**.

La entidad del levantamiento, w , puede valorarse, en primera instancia, omitiendo la comprensión del estrato de terreno sobre el punto de inyección, mediante la fórmula de Sneddon y Lowengrub (1969) para el cálculo de la apertura de la fractura:

$$w(x) = \frac{4 \cdot (1 - \nu_U^2) \cdot P \cdot \sqrt{L^2 - x^2}}{\pi \cdot E_U} \quad [7.10]$$

El levantamiento máximo está en relación con el eje del orificio de inyección, o sea, para una distancia $x = 0$, y para el caso en cuestión equivale a 7.3 cm.



■ **Figura 7.8.** Relación de hinchamiento de la resina en función de la presión de hinchamiento de la resina (línea roja) y de la tensión de confinamiento del terreno (línea azul); valoración de la presión de equilibrio, P^* , profundidad de 3.5 m del nivel natural del terreno, en la hipótesis de una semi-longitud de la fractura de 0.72 m.

Bibliografía

8

- Ambraseys, N.N., (1988). Engineering seismology, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 17, 1-105.
- ASTM6066-96, (2004). Standard Practice for Determining the Normalized Penetration Resistance of Sands for Evaluation of Liquefaction Potential, ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org.
- Bezuijen, A., te Grotenhuis, R., van Tol, A.F., Bosch, J.W., e Haasnoot, J.K., (2011). Analytical model for fracture grouting in sand, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 137, No. 6, 611-620.
- Bishop, R. F., Hill, R. & Mott, N. F., (1945). Theory of indentation and hardness tests, Proc. Phys. Soc., 57, 147.
- Buzzi, O., Fityus, S., e Sloan, S., (2010). Use of expanding polyurethane resin to remediate expansive soil foundations, Canadian Geotechnical Journal, 47, 623-634.
- Buzzi, O., Fityus, S., Sasaki, Y., e Sloan, S., (2008). Structure and properties of expanding polyurethane foam in the context of foundation remediation in expansive soil, Mechanics of Materials, 40, 1012-1021.
- Canteri, C., (1998). Method for increasing the bearing capacity of foundation soils for buildings. European Patent Specification, EP 0 851 064 B1.
- Carter, J.P., Booker, J.R., e Yeung, S.K., (1986). Cavity expansion in cohesive frictional soils, Géotechnique, 36, No. 3, 349-358.
- Chadwick, P., (1959). The quasi-static expansion of a spherical cavity in metals and ideal soils. Q.J. Mech. App. Math. Part 1, 12, 52-71.
- Davis, R.O., e Selvadurai, A.P.S., (2002). Geomechanics and plasticity. Cambridge University Press, Cambridge.
- Dei Svaldi, A., Favaretti, M., Pasquetto, A., e Vinco, G., (2005). Modelización

analítica de la mejora del terreno a través de inyecciones de resina a alta presión de expansión, 6th International Conference on Ground Improvement Techniques, Coimbra, Portugal, 18-19 Julio 2005.

EN 1998-1, (2005), Eurocodice 8 (EC8) “Proyecto de las estructuras para la resistencia sísmica. Parte 2: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para los edificios”, UNI EN 1998-1, Marzo 2005.

EN 1998-5, (2005), Eurocodice 8 (EC8) “Proyecto de las estructuras para la resistencia sísmica. Parte 5: Cimientos, estructuras de contenimiento y aspectos geotécnicos”, UNI EN 1998-5, Enero 2005.

Fang, H.-Y., (1994). Cracking and fracture behavior of soil, in Vallejo, L.E., e Liang, R.Y., (Eds.), *Fracture mechanics applied to geotechnical engineering*, American Society of Civil Engineers, New York.

Favaretti, M., Germanino, G., Paschetto, A., e Vinco, G., (2004), Intervenciones de consolidación en los terrenos de cimentación de un campanario con inyecciones de resina a alta presión de expansión, *Actas del XXII Congreso Nacional de Geotécnica*, Palermo, Italia, 22-24 Septiembre 2004. Asociación Geotécnica Italiana, Roma, 1-19.

Foti, S., e Manassero, M., (2009). Refuerzo y adecuación de los cimientos por elevación estática y dinámica, *Actas de las conferencias de Geotécnica de Turín, XXII Ciclo*, Turín, Italia, 18-19 Noviembre 2009.

Gabassi, M., (2011). Comunicación personal.

Gabassi, M., Paschetto A., Vinco, G., e Masella, A. (2011). Consolidación del terreno de cimentación del palacio de Punta della Dogana en Venecia, realizado con inyecciones de resina de poliuretano. *Actas del XXIV Congreso Nacional de Geotécnica*, Nápoles, Italia, 22-24 Junio 2011, Ediciones AGI, Roma, 457-463.

Griffith, A.A., (1920). *Philosophical Transactions*, Series A, Vol. 221, 163-198.

Harris, D. I., Mair, R. J., Love, J. P., Taylor, R. N., e Henderson, T.O., (1994). Observations of ground and structure movements for compensation grouting during tunnel construction at Waterloo Station. *Géotechnique*, Vol. 44, No. 4, 691-713.

Harris, D. I., Menkiti, C. O., Pooley, A. J., e Stephenson, J. A., (1996). Construction of low-level tunnels below Waterloo Station with compensation grouting for the Jubilee Line Extension. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Mair & Taylor (eds), 1996 Balkema, Rotterdam. ISBN 90 5410 856 8.

Harris, D., (2001). Protective measures, Chapter 11 in: *Building response to*

- tunnelling – case studies from construction of the Jubilee Line Extension, London, Vol.1 Projects and Methods. Thomas Telford, London, 135-176.
- Harris, D., (2001). The Big Ben Clock Tower and the Palace of Westminster, Chapter 28 in: Building response to tunnelling. Case studies from construction of the Jubilee Line Extension, London, Vol. 2 Case studies. Thomas Telford, London, 453-508.
- Hill, R., (1950). The mathematical theory of plasticity, 97-125. Oxford University Press, London.
- Irwin, G.R., (1948). Fracturing of metals, American Society for Metals, Cleveland.
- Ishihara, K., (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes, Géotechnique, 43, No. 3, 351-415.
- Iwasaki, T., Tokida, K., Tatsuoka, F., Watanabe, S., Yasuda, S., e Sato, H., (1982). Microzonation for soil liquefaction using simplified methods, Proceedings 3rd Int. Conf. on Microzonation, Seattle, 885-896.
- Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K., e Yasuda, S., (1978). A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various site in Japan, Proceedings 2nd Int. Conf. on Microzonation, San Francisco, 885-896.
- Jaworski, G.W., Duncan, J.M., e Seed, H.B., (1981). Laboratory study of hydraulic fracturing, Journal of ASCE Geotechnical Engineering Division, Vol. 107, No. GT6, 713-732.
- Kramer, S.L., (1996). Geotechnical earthquake engineering, Prentice Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics, New York.
- Lai, C.G., Foti, S., e Rota, M., (2009). Input sísmico y estabilidad geotécnica de los lugares de construcción, IUSS Press, Pavia.
- Lancellotta, R., (2004). Geotécnica – 3^o ed, Zanichelli, Bologna.
- Mair, R. J., (2008). Tunnelling and geotechnics: new horizons. 46th Rankine Lecture, Géotechnique 58, No, 9, 695-736.
- Mair, R.J., e Taylor, R. N., (1997). Bored tunnelling in the urban environment. State-of-the-art Report and Theme Lecture. Proceedings of 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Balkema, Vol. 4., 2353-2385.
- Mair, R. J., Harris, D. I., Love, J. P., Blakey, D., e Kettle, C., (1994). Com-

- pensation grouting to limit settlements during tunnelling at Waterloo Station. Proceedings of Conference Tunnelling '94, London, Institution of Mining and Metallurgy, 279-300, Chapman and Hall.
- Mair, R.J., Viggiani, G., e Menkiti, C.O., (2009). Reduction and control of surface settlement induced by shallow and deep excavations. actas de las Conferencias de Geotécnica de Turín, XXII Ciclo, Torino, Italy, 18-19 Noviembre 2009.
- Manassero, M., (1989). Stress-strain relationships from drained self-boring pressuremeter tests in sands. *Géotechnique* 39, No. 2, 293-307.
- Ménard, L., (1957). Mesure in situ des propriétés physiques des sols. *Annls Ponts Chauss*, No. 14, 357-377.
- Mitchell, J.K., e Soga, K., (2005). *Fundamentals of soil behavior*, Wiley, Hoboken, New Jersey.
- NTC08, (2008), “Normas técnicas para las construcciones”, Ministerio de Infraestructuras y de Transportes, Decreto Ministerial de 14 de enero de 2008, Suplemento ordinario en la G.U. n.29 de 4 de febrero de 2008.
- Panah, A.K., e Yanagisawa, E., (1989). Laboratory studies on hydraulic fracturing criteria in soil, *Soils and Foundations*, Vol. 129, No. 4, 14-22.
- Pasquetto, A., Gabassi, M., Vinco, G., e Guerra, C., (2008). Consolidación del terreno mediante la inyección de resinas de poliuretano para la atenuación del hinchamiento y del retraimiento de terrenos arcillosos. Proceedings of SEC 2008 – Symposium International Sécheresse et Constructions, Parigi, France, 1-7 Septiembre 2008.
- Pigorini, A., Iannotta, F., Mair, R. J. M., Harris, D. I., Menkiti, C. O., e Leoni, F., (2009). The application of compensation grouting to protect a railway viaduct from tunnelling induced movements. ITA–AITES World Tunnel Congress, Budapest, Hungary, May 23–28, 2009.
- Seed, H.B., e Idriss, I.M., (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential, *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, Vol. 97, No. SM9, 1249-1273.
- Seed, H.B., Idriss, I.M., Makdisi, F.I., e Banerjee, N.G., (1975). Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses, Report UCB/EERC-75/29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Skempton, A.W., (1986), Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and overconsolidation, *Géotechnique*, No. 3, 425-447.

- Skempton, A.W., e Bishop, A.W., (1954). Soils. In: M Reniner (Ed.), Building Materials, Their Elasticity and Inelasticity, North Holland, Amsterdam, 417-482.
- Sneddon, I.N., e Lowengrub, M., (1969). Crack problems in the classical theory of elasticity, Wiley, New York.
- Vésic A. S., (1972). Expansion of cavities in infinite soil mass. J. Soil Mech. Fdns Div. Am. Soc. Civ. Engrs 98, SM 3, 265-290.
- Vinson, T.S., e Mitchell, J.K., (1972). Polyurethane foamed plastics in soil grouting, Journal of the Soil Mechanics of the American Society of Civil Engineers, June, SM 6, 579-602.
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, A., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B., e Stokoe, K.H., (2001). Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, October 2001, 817-833.
- Yu, H. S., e Houlsby, G. T., (1991). Finite cavity expansion in dilatant soils: loading analysis, Géotechnique, 41, No. 2, 173-183.

9.1 Introducción y definición del problema

La teoría de la cavidad expandida constituye una referencia fundamental para el proyecto de intervenciones que requieren la aplicación de inyecciones de resinas de poliuretano expansivas en el terreno. Se han aportado diversas soluciones con materiales elasto-lineales - perfectamente plásticos por Bishop et al. (1945) para terrenos puramente cohesivos, y por Hill (1950), Ménard (1957), Chadwick (1959), Vésic (1972), Carter et al. (1986), Manassero (1989), Yu y Houlsby (1991) para terrenos de fricción y cohesión.

Esta teoría analiza en detalle el problema relativo a la expansión de una cavidad cilíndrica o esférica en el interior de un medio infinitamente extendido, caracterizado por una ley constitutiva de tipo elasto-plástico perfecto y por un criterio de rotura a lo Mohr-Coulomb con ley de flujo plástico no asociado.

En el caso particular de cavidad cilíndrica, (i.e. tratamientos columnares), podemos hacer referencia al esquema señalado en la **Figura A. 1**, que ilustra el medio infinitamente extendido, atravesado por una cavidad cilíndrica de radio a_0 , en un sistema de coordenadas de tipo polar, con origen coincidente con el centro del orificio.

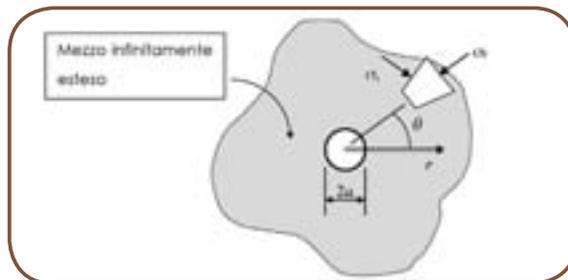


Figura A.1. Problema de la cavidad cilíndrica expandida en un medio elasto-plástico perfecto infinitamente extendido.

Las hipótesis iniciales prevén condiciones de deformación planas (deformaciones nulas en dirección paralela al eje del orificio (eje z)).

Teniendo en cuenta el medio infinitamente extendido y homogéneo, el estado tensional en el entorno de la cavidad antes de la expansión puede considerarse isótropo, y calcularlo como sigue:

$$P_0 = \sigma_r = \sigma_\theta = \sigma_z = \frac{\sigma_{v0} + 2 \cdot \sigma_{h0}}{3} \quad [A .1]$$

donde:

σ_r tensión que actúa en dirección radial respecto del centro de la cavidad;

σ_θ tensión tangencial;

σ_z tensión eficaz que actúa en dirección vertical;

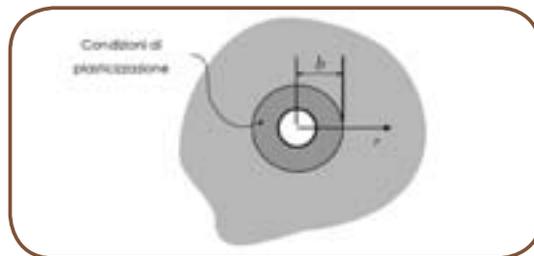
σ_{v0} tensión geostática vertical;

σ_{h0} tensión geostática horizontal.

En el análisis se asumirá que la presión inicial que actúa en las paredes de la cavidad sea igual a P_0 y que, posteriormente, ésta se incremente hasta un valor genérico P . Las condiciones de simetría del esquema de cálculo adoptado implican que tal incremento de presión produce desplazamientos únicamente en dirección radial (u_r).

En la fase inicial, el incremento de presión en la cavidad produce deformaciones del terreno circundante en condiciones puramente elásticas. En correspondencia con un determinado valor de P (P_1), el material que se encuentra alrededor de las paredes de la cavidad alcanza las condiciones de plastificación, las cuales se extienden progresivamente en el terreno circundante con el aumento de P (**Figura A. 2**).

En los párrafos siguientes se refieren en detalle los procedimientos de cálculo que permiten determinar, en condiciones elásticas y en condiciones de plastificación, el estado tensional y deformativo del material que circunda la cavidad en expansión.



■ **Figura A.2.** Condiciones de plastificación alrededor de la cavidad debidas al incremento de P .

Se hace notar que todas las referencias señaladas a continuación han sido obtenidas en relación a análisis en condiciones drenadas, y con la hipótesis de que el tiempo que se necesita para la consolidación del terreno que circunda la cavidad sea poco significativo respecto al de aplicación de las cargas. Por tanto, las tensiones indicadas hay que considerarlas como eficaces. En particular, también la presión P en el interior de la cavidad hay que considerarla eficaz.

En el caso de que haya que efectuar un análisis referido a condiciones no drenadas, el terreno puede asimilarse a un medio monofase. En este supuesto, el análisis debe hacer referencia únicamente a las tensiones totales, adoptando, en campo elástico, el módulo de rigidez no drenado y un valor del coeficiente de Poisson de 0.5, y, en campo plástico, un criterio de rotura puramente cohesivo. En las fórmulas señaladas a continuación para el medio cohesivo - de fricción se puede establecer $\varphi = 1^\circ$ para evitar problemas de naturaleza numérica.

Finalmente, se señala que las correlaciones que se exponen a continuación hacen referencia a las convenciones de signo propias de la geotécnica tradicional, por lo que se consideran de signo positivo los esfuerzos que producen una compresión de la zona de terreno examinado.

9.2 Estado tensional y deformativo en condiciones puramente elásticas

9.2.1 Cavidad cilíndrica

Inicialmente, el incremento de presión en el interior de la cavidad cilíndrica determina el surgimiento de deformaciones en el terreno circundante de tipo puramente elástico.

Las condiciones de simetría radial del esquema de cálculo adoptado permiten explicar el estado tensional de la zona genérica del terreno mediante una única ecuación de equilibrio:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad [\text{A.2}]$$

Se suponen las siguientes condiciones en el entorno:

- Condición límite válida en las paredes laterales de la cavidad cilíndrica

$$\sigma_r(a_0) = P \quad [\text{A.3}]$$

- Condición límite válida a distancia infinita de la cavidad cilíndrica

$$\sigma_r(\infty) = \sigma_\theta(\infty) = P_0 \quad [\text{A.4}]$$

por lo que respecta al estado deformativo, es posible establecer las siguientes equivalencias:

$$\varepsilon_r = \frac{du_r}{dr} \quad \varepsilon_\theta = \frac{u_r}{r} \quad [\text{A.5}]$$

donde:

ε_r deformación en dirección radial respecto al centro de la cavidad cilíndrica;

ε_θ deformación tangencial.

Finalmente, estando en condiciones puramente elásticas, la correlación entre el estado tensional y el deformativo se demuestra en las leyes de Hooke:

$$\sigma_r = \Lambda \cdot e + 2 \cdot G \cdot \varepsilon_r + P_0 \quad [\text{A.6}]$$

$$\sigma_\theta = \Lambda \cdot e + 2 \cdot G \cdot \varepsilon_\theta + P_0 \quad [\text{A.7}]$$

en las que:

Λ operador de Lamè:

$$\Lambda = \frac{\nu \cdot E'}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad [A.8]$$

con:

E' módulo de Young del terreno;

ν coeficiente de Poisson del terreno.

e deformación volumétrica;

G módulo de elasticidad tangencial del terreno.

Combinando la ecuación de equilibrio [A. 2] con la [A. 6] y considerando la correlación entre las deformaciones y los desplazamientos [A. 5], obtenemos la siguiente ecuación diferencial de segundo grado expresada en función del desplazamiento en dirección radial u_r :

$$\frac{d^2 u_r}{dr^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{du_r}{dr} - \frac{u_r}{r^2} = 0 \quad [A.9]$$

de la que se obtiene:

$$u_r = C_1 \cdot r + \frac{C_2}{r} \quad [A.10]$$

con:

C_1, C_2 constantes de integración.

Imponiendo a la [A. 10] la condición en el entorno [A. 4] si obtiene:

$$C_1 = 0 \quad [A.11]$$

de lo que:

$$u_r = \frac{C_2}{r} \quad [A.12]$$

Sustituyendo la [A. 12] en la [A. 5] es posible obtener la deformación radial ϵ_r a incluir en la ecuación [A.6]. De este modo, se obtiene una expresión de la tensión radial σ_r que, imponiendo la condición al entorno [A. 3], permite determinar el valor de la constante de integración C_2 .

En conclusión, a la luz de las consideraciones anteriormente efectuadas, el estado tensional y deformativo del material que circunda la cavidad cilíndrica en condiciones puramente elásticas puede definirse mediante las siguientes ecuaciones:

$$U_r = -\frac{(P - P_0) \cdot a_0^2}{2 \cdot G \cdot r} \quad [A.13]$$

$$\varepsilon_r = \frac{(P - P_0) \cdot a_0^2}{2 \cdot G \cdot r^2} = -\varepsilon_\theta \quad [A.14]$$

$$\sigma_r = \frac{(P - P_0) \cdot a_0^2}{r^2} + P_0 \quad [A.15]$$

$$\sigma_\theta = -\frac{(P - P_0) \cdot a_0^2}{r^2} + P_0 \quad [A.16]$$

Para el cálculo del incremento de tensión en dirección vertical ($\Delta\sigma_z$) producido por la expansión de la cavidad, se puede hacer referencia a la relación derivada de la teoría de la elasticidad:

$$\Delta\sigma_z = \nu \cdot (\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_\theta) \quad [A.17]$$

La [A. 17] es válida en la hipótesis de que sean nulas las deformaciones en dirección vertical y que la tensión principal vertical, σ_z tenga un valor comprendido entre los de la tensión principal radial σ_r y la tensión principal tangencial σ_θ ($\sigma_r \geq \sigma_z \geq \sigma_\theta$). Ambas condiciones son generalmente respetadas adoptando los valores típicos de los parámetros geotécnicos característicos de los terrenos naturales.

9.2.2 Cavidad cilíndrica o esférica

Yu y Houlsby (1991) han extendido las consideraciones efectuadas en el Párrafo precedente también al caso de la cavidad esférica

En el específico, adoptando un esquema de referencia análogo al señalado en la **Figura A. 1**, se han establecido las siguientes ecuaciones:

$$U_r = -\frac{(P - P_0)}{2 \cdot m \cdot G} \cdot \left(\frac{a_0}{r}\right)^{m+1} \cdot r \quad [A.18]$$

$$\sigma_r = (P - P_0) \cdot \left(\frac{a_0}{r}\right)^{m+1} + P_0 \quad [A.19]$$

$$\sigma_{\theta} = -(P - P_0) \cdot \left(\frac{a_0}{r} \right)^{m+1} + P_0 \quad [\text{A.20}]$$

donde:

- m valor numérico a asumir igual a 1 en el caso de cavidad cilíndrica, igual a 2 en el caso de cavidad esférica;
- a_0 radio inicial de la cavidad;
- G módulo de elasticidad tangencial del terreno.

También en este caso, el cálculo del incremento de tensión en dirección vertical ($\Delta\sigma_z$) producido por la expansión de la cavidad puede efectuarse con referencia a la [A. 17].

9.3 Estado tensional y deformativo en condiciones elastoplásticas

En el caso en que la presión interna en la cavidad (P) iguale al valor de la “presión de primera plastificación” (P_1), el material que forma las paredes de la misma alcanza las condiciones de rotura:

a) *Criterio de rotura a lo Mohr-Coulomb en material puramente friccionante*

$$f = \sigma_r - N \cdot \sigma_\theta = 0 \quad [A.21]$$

con:

$$N = \frac{1 + \operatorname{sen}\varphi}{1 - \operatorname{sen}\varphi} \quad [A.22]$$

en que:

φ ángulo de resistencia al corte del terreno.

b) *Criterio de rotura a lo Mohr-Coulomb en material de fricción y cohesivo*

$$f = \sigma_r - N \cdot \sigma_\theta - Y = 0 \quad [A.23]$$

con:

N ver [A. 22];

$$Y = \frac{2 \cdot c' \cdot \operatorname{cos}\varphi}{1 - \operatorname{sen}\varphi} \quad [A.24]$$

en que:

φ ángulo de resistencia al corte del terreno;

c' intercepto de cohesión del terreno.

En el caso de que se produzca un incremento posterior de P ($P > P_1$), se observa la formación de una “zona de plastificación”, que se extiende desde el radio de la cavidad (a) hasta una distancia genérica b ($a < r < b$), función de la entidad de P (**Figura A. 2**).

En el exterior de esta zona ($r > b$), el material continúa manteniendo un comportamiento puramente elástico.

En el interior de la zona de plastificación, en cambio, el material se encuentra en dominio plástico, por lo que su estado tenso-deformativo está subordinado al criterio de rotura y a la ley de flujo plástico que lo caracterizan.

Es importante señalar que la presión P puede aumentar solo hasta alcanzar un valor límite (P_{LIM}), a partir del cual la cavidad tiende idealmente a expandirse indefinidamente en el terreno.

En los párrafos siguientes se refiere en detalle el análisis del comportamiento del material después de alcanzar la presión de primera plastificación (P_1), tanto en relación con el dominio elástico, como con referencia al dominio plástico, hasta alcanzar la P_{LIM} .

Se hace notar que la resolución de tal problema puede efectuarse según dos aproximaciones distintas:

1. Aproximación al “Análisis de las pequeñas deformaciones”
2. Aproximación al “Análisis de las grandes deformaciones”

La aproximación 1 se basa en asumir que, después de alcanzar P_1 , las deformaciones que se derivan del continuo incremento de P son de pequeña entidad, no solo en el dominio puramente elástico, sino también en la zona de plastificación. Esta idea nos lleva a una simplificación notable del problema, pero, en el caso más común en el que las deformaciones en campo plástico no sean efectivamente pequeñas, produce una menor precisión en los resultados obtenidos, sobre todo en lo que concierne al cálculo de la presión límite (P_{LIM}).

La aproximación 2, en cambio, encuentra su fundamento en la hipótesis de que las deformaciones que afectan al material en el interior de la zona de plastificación sean tan elevadas que estén relacionadas con los desplazamientos correspondientes, mediante relación de tipo logarítmico:

$$\varepsilon_r = \ln\left(\frac{dr}{dr_0}\right) \quad [A.25]$$

$$\varepsilon_\theta = \ln\left(\frac{r}{r_0}\right) \quad [A.26]$$

en que:

r distancia genérica del centro de la cavidad después del proceso de expansión;

r_0 distancia genérica del centro de la cavidad inicial antes del proceso de expansión;

9.3.1 Estimación de la presión de primera plastificación

A la luz de las consideraciones anteriormente efectuadas, es necesario en primer lugar calcular la presión en el interior de la cavidad con objeto de producir la plastificación del material que forma las paredes de la misma (presión de primera plastificación (P_1)).

9.3.1.1 Cavidad cilíndrica, terreno puramente friccionante

En el caso concreto de cavidad cilíndrica y terreno puramente friccionante, la presión de primera plastificación (P_1) puede obtenerse imponiendo las condiciones de rotura [A. 21] a las tensiones calculadas mediante [A. 15], [A. 16] en relación con las paredes de la cavidad ($r = a_0$).

De este modo se obtiene la siguiente equivalencia:

$$P_1 = P_0 \cdot \left(\frac{2 \cdot N}{N+1} \right) = P_0 \cdot (1 + \operatorname{sen} \varphi) \quad [\text{A.27}]$$

donde:

N ver [A. 22];

9.3.1.2 Cavidad cilíndrica o esférica, terreno friccionante y cohesivo

Con objeto de extender las consideraciones señaladas en el Párrafo precedente, a la cavidad esférica y a los terrenos caracterizados por un comportamiento friccionante y cohesivo, Yu y Houlsby (1991) han propuesto la siguiente relación para el cálculo de la presión de primera plastificación (P_1):

$$P_1 = \frac{m \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0]}{m + N} + P_0 \quad [\text{A.28}]$$

donde:

m valor numérico a asumir igual a 1, en el caso de cavidad cilíndrica, igual a 2, en el caso de cavidad esférica;

N ver [A. 22];

Y ver [A. 24].

9.3.2 Aproximación al análisis de las pequeñas deformaciones”

9.3.2.1 Estado tenso-deformativo del terreno en el dominio elástico

En el presente Párrafo se señala el análisis relativo a la definición del estado tenso-deformativo del material que circunda la cavidad en expansión en el dominio elástico ($r > b$), después de alcanzar la presión de primera plastificación (P_1).

9.3.2.1.1 Cavidad cilíndrica, terreno puramente friccionante

En el caso concreto de cavidad cilíndrica y terreno puramente friccionante, Davis y Selvadurai (2002) han elaborado un procedimiento para la valoración del estado tenso-deformativo del material que circunda la cavidad en expansión en el dominio elástico ($r > b$), después de alcanzar la presión de primera plastificación (P_1).

En primer lugar, es posible afirmar que, a la interfaz entre el dominio puramente elástico y la zona de plastificación ($r = b$), la tensión radial puede ser igual a la presión de primera plastificación [A. 27]:

$$\sigma_r(b) = P_1 = P_0 \cdot (1 + \text{sen}\varphi) \quad [\text{A.29}]$$

Además, estando en el dominio elástico, pueden considerarse válidas las [A. 13] – [A. 16], las cuales, sustituyendo los términos a_0 y P , respectivamente, por b y $\sigma_r(b)$, permiten definir los desplazamientos, las deformaciones, y las tensiones del material que se encuentra en el dominio elástico ($r > b$):

$$u_r = -\frac{P_0 \cdot \text{sen}\varphi \cdot b^2}{2 \cdot G \cdot r} \quad [\text{A.30}]$$

$$\varepsilon_r = \frac{P_0 \cdot \text{sen}\varphi \cdot b^2}{2 \cdot G \cdot r^2} = -\varepsilon_\theta \quad [\text{A.31}]$$

$$\sigma_r = \frac{P_0 \cdot \text{sen}\varphi \cdot b^2}{r^2} + P_0 \quad [\text{A.32}]$$

$$\sigma_\theta = -\frac{P_0 \cdot \text{sen}\varphi \cdot b^2}{r^2} + P_0 \quad [\text{A.33}]$$

El cálculo del incremento de tensión en dirección vertical ($\Delta\sigma_z$) producido por la expansión de la cavidad puede efectuarse en relación con la [A. 17].

9.3.2.1.2 Cavidad cilíndrica o esférica, terreno friccionante y cohesivo

Yu y Houlsby (1991) han extendido las consideraciones efectuadas en el Párrafo precedente también al caso de la cavidad esférica, teniendo en cuenta un material circundante a la misma de tipo friccionante y cohesivo.

A la luz de lo que se ha referido anteriormente, las deformaciones y las tensiones del material que se encuentra en el dominio elástico ($r \geq b$) pueden calcularse mediante las siguientes ecuaciones:

$$u_r = -\left(\frac{Y + (N-1) \cdot P_0}{2 \cdot (m+N) \cdot G}\right) \cdot \left(\frac{b}{r}\right)^{1+m} \cdot r \quad [\text{A.34}]$$

$$\sigma_r = P_0 + \left\{ \frac{m \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0]}{m+N} \right\} \cdot b^{1+m} \cdot r^{-(1+m)} \quad [\text{A.35}]$$

$$\sigma_\theta = P_0 - \frac{1}{m} \cdot \left\{ \frac{m \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0]}{m+N} \right\} \cdot b^{1+m} \cdot r^{-(1+m)} \quad [\text{A.36}]$$

donde:

m valor numérico a asumir igual a 1, en el caso de cavidad cilíndrica, igual a 2, en el caso de cavidad esférica;

N ver [A. 22];

Y ver [A. 24].

El cálculo del incremento de tensión en dirección vertical ($\Delta\sigma_z$) producido por la expansión de la cavidad puede efectuarse con referencia a la [A. 17].

9.3.2.2 Estado tenso-deformativo del terreno en la zona de plastificación

En el presente Párrafo se señala el análisis relativo a la definición del estado tenso-deformativo del material que circunda la cavidad en expansión en la zona de plastificación ($a < r < b$), formada después de alcanzar y superar la presión de primera plastificación (P_1).

9.3.2.2.1 Cavidad cilíndrica, terreno puramente friccionante

En el caso concreto de cavidad cilíndrica y terreno puramente friccionante, Davis y Selvadurai (2002) han elaborado un procedimiento para valorar el estado tenso-deformativo del material que circunda la cavidad en expansión

en la zona de plastificación ($a < r < b$), con referencia a la aproximación simplificada del “Análisis de las pequeñas deformaciones”.

En condiciones de plastificación, el estado deformativo del terreno depende de la ley de flujo plástico que caracteriza al propio terreno. En términos generales, considerando una ley de flujo plástico no asociado (material dilatante), sirve, por tanto la siguiente equivalencia:

$$g = \sigma_r - M \cdot \sigma_\theta \tag{A.37}$$

donde:

$$M = \frac{1 + \text{sen}\psi}{1 - \text{sen}\psi} \tag{A.38}$$

en que:

ψ ángulo de dilatación del terreno.

Imponiendo las condiciones de plastificación [A. 21] en la [A. 2], se puede definir la ecuación de equilibrio válida en la zona de plastificación:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r}{r} \cdot \left(\frac{N-1}{N} \right) = 0 \tag{A.39}$$

donde:

N ver [A. 22].

La solución de la [A. 39], en consideración a cuanto se ha referido en las [A. 32], [A. 33] en la hipótesis de $r = b$, permite definir el estado tensional del terreno que circunda la cavidad cilíndrica en la zona de plastificación:

$$\sigma_r = P_0 \cdot (1 + \text{sen}\varphi) \cdot \left(\frac{b}{r} \right)^{\frac{(N-1)}{N}} \tag{A.40}$$

$$\sigma_\theta = P_0 \cdot (1 - \text{sen}\varphi) \cdot \left(\frac{b}{r} \right)^{\frac{(N-1)}{N}} \tag{A.41}$$

en que:

N ver [A. 22].

El cálculo del incremento de tensión en dirección vertical ($\Delta\sigma_z$) producido por la expansión de la cavidad puede efectuarse con referencia a la [A. 17].

Por lo que respecta al estado deformativo en la zona de plastificación, es necesario señalar que, en la hipótesis de que el terreno que circunda la cavidad se caracterice por una ley de flujo plástico no asociado [A. 37], la relación que une las tensiones a las deformaciones es la siguiente:

$$\begin{bmatrix} \dot{\sigma}_\theta \\ \dot{\sigma}_r \end{bmatrix} = \frac{2 \cdot G}{(1-\nu) \cdot (1+M \cdot N) - \nu \cdot (M+N)} \cdot \begin{bmatrix} 1 & M \\ N & M \cdot N \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \dot{\epsilon}_\theta \\ \dot{\epsilon}_r \end{bmatrix} \quad [A.42]$$

donde:

G módulo de elasticidad tangencial del terreno;

ν coeficiente de Poisson del terreno;

N ver [A. 22];

M ver [A. 38].

El sistema [A. 42] incluye una única ecuación linealmente independiente, la cual explícitada en función de la incógnita $\dot{\sigma}_r$ y a la luz de la [A. 5], puede expresarse como sigue:

$$M \cdot \frac{d\dot{u}_r}{dr} + \frac{\dot{u}_r}{r} = \frac{(1-\nu) \cdot (1+M \cdot N) - \nu \cdot (M+N)}{N} \cdot \frac{\dot{\sigma}_r}{2 \cdot G} \quad [A.43]$$

Derivando respecto a la variable b la [A. 40] se obtiene:

$$\dot{\sigma}_r = P_0 \cdot (1 + \text{sen}\phi) \cdot \left(\frac{N-1}{N}\right) \cdot \left(\frac{b}{r}\right)^{\frac{(N-1)}{N}} \cdot \left(\frac{\dot{b}}{b}\right) \quad [A.44]$$

Sustituyendo la [A. 44] a la [A. 43], se obtiene la siguiente ecuación diferencial:

$$M \cdot \frac{d\dot{u}_r}{dr} + \frac{\dot{u}_r}{r} - \frac{[(1-\nu) \cdot (1+M \cdot N) - \nu \cdot (M+N)] \cdot P_0 \cdot \text{sen}\phi}{G} \cdot \left(\frac{b}{r}\right)^{\frac{(N-1)}{N}} \cdot \left(\frac{\dot{b}}{b}\right) = 0 \quad [A.45]$$

cuya solución, calculada imponiendo la condición al entorno derivada de la

[A. 30]:

$$u_r(b) = -\frac{P_0 \cdot \text{sen}\phi \cdot b}{2 \cdot G} \quad [A.46]$$

permite calcular el desplazamiento en dirección radial en la zona de plastificación:

$$u_r = -\frac{P_0 \cdot \text{sen}\phi \cdot b}{2 \cdot G} \cdot \left\{ \left(\frac{r}{b}\right) + \frac{B \cdot N}{N-1} \cdot \left[\left(\frac{r}{b}\right) - \left(\frac{r}{b}\right)^{\frac{1}{N}} \right] - \frac{A \cdot M}{M+1} \cdot \left[\left(\frac{r}{b}\right) - \left(\frac{b}{r}\right)^{\frac{1}{M}} \right] \right\} \quad [A.47]$$

en que:

$$B = \frac{2 \cdot [(1-\nu) \cdot (1+M \cdot N) - \nu \cdot (M+N)]}{M+N} \quad [A.48]$$

$$A = 2 + B \quad [A.49]$$

9.3.2.2 Cavidad cilíndrica o esférica, terreno friccionante y cohesivo

Yu y Houlsby (1991), con referencia a lo obtenido por Carter et al. (1986), han extendido los análisis efectuados en el Párrafo anterior también al caso de la cavidad esférica, tomando en consideración un material circundante a la misma de tipo friccionante y cohesivo.

En este caso, el estado tensional del material en la zona de plastificación puede calcularse mediante las siguientes:

$$\sigma_r = -\frac{Y}{N-1} + \frac{(1+m) \cdot N \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0]}{(N-1) \cdot (m+N)} \cdot b^{\frac{[m(N-1)]}{N}} \cdot r^{-\frac{[m(N-1)]}{N}} \quad [A.50]$$

$$\sigma_\theta = -\frac{Y}{N-1} + \frac{(1+m) \cdot N \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0]}{(N-1) \cdot (m+N)} \cdot b^{\frac{[m(N-1)]}{N}} \cdot r^{-\frac{[m(N-1)]}{N}} \quad [A.51]$$

con:

m valor numérico a asumir igual a 1, en el caso de cavidad cilíndrica, igual a 2, en el caso de cavidad esférica;

N ver [A. 22];

Y ver [A. 24].

El cálculo del incremento de tensión en dirección vertical ($\Delta\sigma_z$) producido por la expansión de la cavidad puede realizarse con referencia a la [A. 17].

Por lo que respecta a la estimación del desplazamiento radial en la zona de plastificación, es posible referirse a la relación:

$$u_r = -\left[\frac{Y + (N-1) \cdot P_0}{2 \cdot (m+N) \cdot G} + \frac{N \cdot M \cdot \xi}{m \cdot (N+M) + N \cdot M \cdot (1-m)} - \frac{M \cdot \ln \eta}{M+m} \right] \cdot \left(\frac{b}{r} \right)^{\frac{m}{N}} \cdot b + \left[-\frac{M \cdot \ln \eta}{M+m} \cdot r - \frac{N \cdot M \cdot \xi}{m \cdot (N+M) + N \cdot M \cdot (1-m)} \right] \cdot \left(\frac{b}{r} \right)^{\frac{[m(N-1)]}{N}} \cdot r \quad [A.52]$$

donde:

$$\xi = \frac{[1 - \nu^2 \cdot (2 - m)] \cdot (1 + m) \cdot \frac{Y + (N-1) \cdot P_0}{2 \cdot (m+N) \cdot G}}{(1 + \nu) \cdot (N-1) \cdot M} \times \quad [A.53]$$

$$\times \left[N \cdot M + m \cdot (1 - 2 \cdot \nu) + 2 \cdot \nu - \frac{m \cdot \nu \cdot (N+M)}{1 - \nu \cdot (2 - m)} \right]$$

$$\eta = \exp \left\{ \frac{(M+m) \cdot (1-2 \cdot \nu) \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0] \cdot [1 + (2-m) \cdot \nu]}{E \cdot (N-1) \cdot M} \right\} \quad [A.54]$$

con:

m valor numérico a asumir igual a 1, en el caso de cavidad cilíndrica, igual a 2, en el caso de cavidad esférica;

Y ver [A. 24];

N ver [A. 22];

M ver [A. 38];

E módulo de Young del terreno;

G módulo de elasticidad tangencial del terreno;

v coeficiente de Poisson del terreno.

9.3.2.3 Cálculo de la extensión de la zona de plastificación

Con objeto de completar las consideraciones efectuadas en los Párrafos precedentes para valorar el estado tensional y deformativo del material que se encuentra en la zona de plastificación, se exponen a continuación algunas relaciones para calcular el parámetro b.

9.3.2.3.1 Cavidad cilíndrica, terreno puramente friccionante

Analizando el caso de la expansión de una cavidad cilíndrica en un medio puramente friccionante, el valor de b puede calcularse mediante la relación obtenida a partir de [A. 40], estableciendo la hipótesis de que, por lo que respecta a las paredes de la cavidad ($r = a_0$), la tensión radial (σ_r) es igual al valor de la presión P:

$$P = P_0 \cdot (1 + \operatorname{sen}\varphi) \cdot \left(\frac{b}{a_0}\right)^{\frac{(N-1)}{N}} \quad [\text{A.55}]$$

de lo que se obtiene:

$$\left(\frac{b}{a_0}\right) = \left[\frac{P}{P_0 \cdot (1 + \operatorname{sen}\varphi)}\right]^{\frac{N}{(N-1)}} \quad [\text{A.56}]$$

con:

N ver [A. 22];

φ ángulo de resistencia al corte del terreno.

9.3.2.3.2 Cavidad cilíndrica o esférica, terreno friccionante y cohesivo

Yu y Houlsby (1991) han extendido los análisis efectuados en el Párrafo anterior también al caso de la cavidad esférica, tomando en consideración un material que circunda a la misma de tipo friccionante y cohesivo.

En este caso, el parámetro b puede calcularse mediante la siguiente ecuación:

$$\left(\frac{b}{a_0}\right) = R^{\frac{N}{m(N-1)}} \quad [A.57]$$

donde:

$$R = \frac{(m + N) \cdot [Y + (N - 1) \cdot P]}{N \cdot (1 + m) \cdot [Y + (N - 1) \cdot P_0]} \quad [A.58]$$

en que:

m valor numérico a asumir igual a 1, en el caso de cavidad cilíndrica, igual a 2, en el caso de cavidad esférica;

Y ver [A. 24];

N ver [A. 22].

9.3.3 Aproximación al “análisis de las grandes deformaciones”

En el caso en que no sea posible simplificar el problema de la cavidad expandida utilizando la aproximación al análisis de las pequeñas deformaciones, Yu y Houlsby (1991) han elaborado una serie de relaciones que permiten definir el estado tenso-deformativo del material que circunda la cavidad en presencia de “grandes deformaciones” en la zona de plastificación.

Uno de los aspectos que diferencia mayormente esta aproximación respecto a lo tratado en el Capítulo anterior, está en la hipótesis de que, superada la presión de primera plastificación (P_1), el incremento de P determina un aumento considerable de la dimensión de la cavidad, cuyo radio pasa del valor a_0 a un valor genérico a .

En los Párrafos siguientes se ilustrarán las relaciones fundamentales que permiten calcular las tensiones y las deformaciones en el terreno circundante a la cavidad después de alcanzar y superar la presión de primera plastificación (P_1), en relación al caso genérico de cavidad cilíndrica o esférica, y material caracterizado por un comportamiento friccionante y cohesivo.

9.3.3.1 Estado tenso-deformativo del terreno en el dominio elástico

Podemos efectuar la valoración del estado tenso-deformativo del material que circunda la cavidad en expansión en el dominio elástico ($r > b$) después de alcanzar la presión de primera plastificación (P_1), asumiendo las relaciones [A.34], [A.35], [A.36] y [A.17].

En este caso concreto, la única variación respecto a lo señalado en el **Párrafo 9.3.2** está en la valoración de la extensión de la zona de plastificación (parámetro b) (**Párrafo 9.3.3.3**).

9.3.3.2 Estado tenso-deformativo del terreno en la región de plastificación

Después de alcanzar y superar la presión de primera plastificación (P_1), el estado tensional del material que circunda la cavidad en la zona de plastificación ($a < r < b$) puede calcularse mediante las relaciones [A. 50], [A. 51] y [A. 17].

También en este caso, la diferencia respecto a lo señalado en el **Párrafo 9.3.2** está en la valoración de la extensión de la zona de plastificación (parámetro b) (**Párrafo 9.3.3.3**).

Por lo que respecta al estado deformativo del terreno en la zona de plastificación, podemos hacer referencia a la equivalencia:

$$\frac{\alpha}{\alpha_0} = \left\{ \frac{R^{\frac{N(M+m)}{m(N-1)M}}}{\left[1 - \frac{Y + (N-1) \cdot P_0}{2 \cdot (m+N) \cdot G} \right]^{\frac{(M+m)}{M}} - \frac{N \cdot (M+m)}{[m \cdot (N-1) \cdot M] \cdot \eta} \cdot \Lambda_1(R, \xi)} \right\}^{\frac{M}{(M+m)}} \quad [A.59]$$

en que:

$$\Lambda_1(x, y) = \sum_{n=0}^{\infty} A_n^1 \quad [A.60]$$

$$A_n^1 = \begin{cases} \frac{y^n}{n!} \cdot \ln x & \text{se } n = \frac{N \cdot (M+m)}{m \cdot (N-1) \cdot M} \\ \frac{y^n}{n! \left(n - \frac{N \cdot (M+m)}{m \cdot (N-1) \cdot M} \right)} \cdot \left[x^{\frac{n - \frac{N \cdot (M+m)}{m \cdot (N-1) \cdot M}}{m \cdot (N-1) \cdot M}} - 1 \right] & \text{se } n \neq \frac{N \cdot (M+m)}{m \cdot (N-1) \cdot M} \end{cases} \quad [A.61]$$

- m valor numérico a asumir igual a 1, en el caso de cavidad cilíndrica, igual a 2, en el caso de cavidad esférica;
- Y ver [A. 24];
- N ver [A. 22];
- M ver [A. 38];
- η ver [A. 54];
- ξ ver [A. 53];
- G módulo de elasticidad tangencial del terreno;
- R ver [A. 58].

Es posible demostrar que la serie numérica [A. 60] converge rápidamente para cualquier valor de N y M atribuido al terreno. En general, puede afirmarse que las primeras 10 interacciones son suficientes para garantizar una precisión aceptable a los fines del análisis.

Después de haber calculado mediante la [A. 59] el valor de a, podemos calcular el desplazamiento radial y la deformación tangencial en relación con las paredes de la cavidad:

$$u_r(\alpha_0) = \alpha - \alpha_0 \tag{A.62}$$

$$\epsilon_\theta(\alpha_0) = \ln\left(\frac{\alpha}{\alpha_0}\right) \tag{A.63}$$

donde:

α_0 radio inicial de la cavidad.

9.3.3.3 Cálculo de la extensión de la zona de plastificación

Calculado el radio final de la cavidad (a), después de la expansión producida por la presión P [A. 59], es posible obtener el radio de la zona de plastificación (b) mediante la ecuación:

$$\left(\frac{b}{a}\right) = R^{\frac{N}{m(N-1)}} \tag{A.64}$$

- m valor numérico a asumir igual a 1, en el caso de cavidad cilíndrica, igual a 2, en el caso de cavidad esférica;
- N ver [A. 22];
- R ver [A. 58].

9.3.3.4 Cálculo de la presión límite (P_{LIM})

Mediante la aproximación a las grandes deformaciones es posible obtener una relación que permita calcular el valor de la presión límite (P_{LIM}).

Como ya se ha anticipado en la introducción al **Párrafo 9.3**, ésta última representa el límite más allá del cual la presión en el interior de la cavidad no puede ya experimentar incrementos, en cuanto que, al producirse esta condición, la zona de plastificación tiende a expandirse indefinidamente en el material que circunda a la propia cavidad.

En el caso que nos ocupa, aplicando a la [A. 59] la condición:

$$\lim_{\alpha \rightarrow \infty} \left(\frac{\alpha}{\alpha_0} \right) \quad [A.65]$$

Obtenemos la relación:

$$\Lambda_1(R_\infty, \xi) = \left(\frac{\eta \cdot m \cdot (N-1) \cdot M}{N \cdot (M+m)} \right) \cdot \left(1 - \frac{Y + (N-1) \cdot P_0}{2 \cdot (m+N) \cdot G} \right)^{\frac{M+m}{M}} \quad [A.66]$$

m valor numérico a asumir igual a 1, en el caso de cavidad cilíndrica, igual a 2, en el caso de cavidad esférica;

N ver [A. 22];

Y ver [A. 24];

M ver [A. 38];

η ver [A. 54];

ξ ver [A. 53];

G módulo de elasticidad tangencial del terreno;

obtenida poniendo el denominador del segundo miembro de la [A. 58] igual a 0.

Mediante la [A. 66] obtenemos el valor de $\Lambda_1(R_\infty, \xi)$.

Sucesivamente, mediante la [A. 60] y la [A. 61], obtenemos el parámetro R_∞ , definido por la relación:

$$R_\infty = \frac{(m+N) \cdot [Y + (N-1) \cdot P_{LIM}]}{N \cdot (1+m) \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0]} \quad [A.67]$$

Finalmente, invirtiendo la [A. 67], obtenemos el valor de la presión límite (P_{LIM}):

$$P_{LIM} = \frac{\left\{ \frac{R_\infty \cdot N \cdot (1+m) \cdot [Y + (N-1) \cdot P_0]}{(m+N)} - Y \right\}}{(N-1)} \quad [A.68]$$

10.1 Introducción y definición del problema

La inyección de resinas expansivas en el terreno puede causar la formación de fracturas que producen una notable ampliación del radio de influencia del tratamiento efectuado, respecto del previsto mediante la teoría de la cavidad expandida.

Por este motivo, en los Párrafos siguientes se ilustrarán algunos de los aspectos más importantes relacionados con la mecánica de la fractura aplicada a los terrenos.

En el caso que nos ocupa, hay que señalar que esta teoría permite definir las condiciones necesarias para la formación de fracturas en el terreno, en condiciones drenadas y no drenadas después de inyectar un fluido a presión.

Decididamente más complejo resulta el problema de la propagación de las fracturas en el terreno, por lo que únicamente se han formulado consideraciones de tipo cualitativo derivadas de observaciones experimentales “in situ” y en laboratorio.

10.2 Fracturación del terreno en condiciones no drenadas

La formación de fracturas en un terreno depende esencialmente de la resistencia a la tracción del mismo (σ_t).

En los materiales naturales, es lógico asumir que ésta última tenga magnitudes muy pequeñas o próximas a 0 kPa, a excepción de las situaciones en que se hayan podido comprobar procesos de cementación del esqueleto sólido.

En el caso que nos ocupa, podemos observar que el terreno se fractura en el momento en que la tensión principal eficaz menor (σ'_3) iguala al valor de la resistencia a la tracción propia del material en estudio:

$$\sigma'_3 = 0 \quad \text{Material no cementado} \quad [\text{B. 1}]$$

$$\sigma'_3 = -\sigma'_t \quad \text{Material cementado} \quad [\text{B. 2}]$$

Hay que señalar que las correlaciones mencionadas hacen referencia a las convenciones de signo propias de la geotécnica tradicional, por lo que se consideran de signo positivo los esfuerzos que producen una compresión de la parte del terreno examinada. Además en [B. 2] la resistencia a la tracción (σ'_t) se asume con signo positivo.

En un medio saturado, y en el caso general de terreno cementado, la aplicación de una fuerza de tracción en la dirección en que actúa la tensión principal menor, determina el que se produzca un mecanismo de rotura al corte en condiciones no drenadas y la fracturación se produce en el momento en que se cumple la [B. 2], que puede reescribirse en la forma:

$$\sigma_3 = u_0 + \Delta u - \sigma'_t \quad [\text{B.3}]$$

donde:

- σ_3 tensión principal total menor;
- u_0 presión intersticial inicial en condiciones hidrostáticas;
- Δu sobrepresión intersticial generada durante el mecanismo de rotura al corte que lleva a la fracturación del terreno.

Las sobrepresiones intersticiales pueden estimarse mediante la relación propuesta por Skempton (1954):

$$\Delta U = B \cdot [\Delta\sigma_3 + A \cdot (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad [B.4]$$

en que:

$\Delta\sigma_1$ variación de la tensión principal total mayor;

$\Delta\sigma_3$ variación de la tensión principal total menor;

A, B parámetros de Skempton.

En el caso de terreno saturado ($B = 1$), sustituyendo la [B. 4] a la [B. 3] se obtiene:

$$\sigma_3 = u_0 + [\Delta\sigma_3 + A \cdot (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] - \sigma'_t \quad [B.5]$$

La [B. 5] puede expresarse como:

$$\Delta\sigma_3 = -\frac{1}{A} \cdot (\sigma'_{3i} + \sigma'_t) + \Delta\sigma_1 \quad [B.6]$$

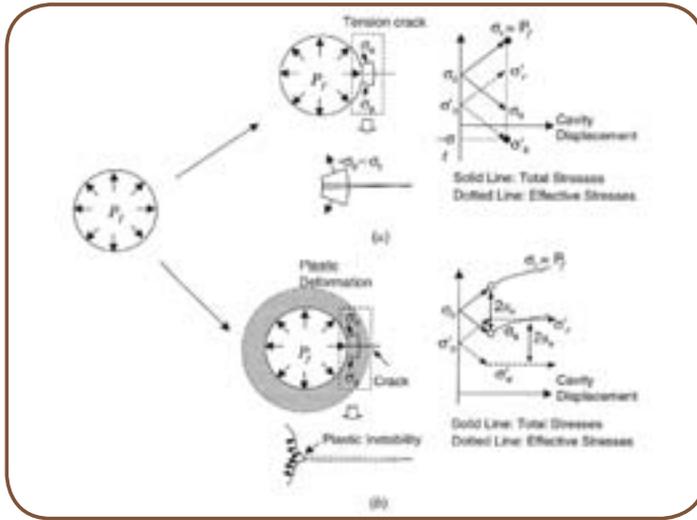
con:

σ'_{3i} tensión principal eficaz menor antes de aplicar la fuerza de tracción:

$$\sigma'_{3i} = \sigma_3 - \Delta\sigma_3 - u_0 \quad [B.7]$$

En un terreno cohesivo (ej. arcilla), la inyección de resinas expansivas puede causar la fracturación del material.

De acuerdo con la teoría de la cavidad expandida (**Apendice A**), en la hipótesis de que esquematicemos el comportamiento del terreno con una ley constitutiva de tipo lineal elástico - plástico perfecto, puede demostrarse que, en condiciones puramente elásticas, el aumento de la presión que actúa en el interior de la cavidad determina tanto un incremento de la tensión total radial ($\Delta\sigma_r$), como un decremento de la tensión total tangencial ($\Delta\sigma_\theta$) (**Figura B. 1 (a)**).



■ **Figura B.1.** Fracturación del terreno producida por la inyección de un fluido a presión en una cavidad (a) rotura a la tracción en condiciones no drenadas, y (b) rotura debida a alcanzar la resistencia al corte en condiciones no drenadas (por Mitchell e Soga, 2005).

Tras estas magnitudes vale la relación:

$$\Delta\sigma_r = -\Delta\sigma_\theta \quad [B.8]$$

poniendo:

$$\Delta\sigma_r = \Delta\sigma_1 \quad [B.9]$$

y

$$\Delta\sigma_\theta = \Delta\sigma_3 \quad [B.10]$$

en condiciones de deformación planas (deformaciones en dirección vertical nulas) ($A \cong 0.5$), la [B. 6] puede reescribirse como:

$$\Delta\sigma_r = \sigma'_{3i} + \sigma'_t \quad [B.11]$$

Dado que $\Delta\sigma_r$ puede también expresarse como:

$$\Delta\sigma_r = P_f - \sigma_{3i} \quad [B.12]$$

donde:

σ_{3i} tensión principal total menor antes del aumento de presión en el interior de la cavidad (igual a P_0 que figura en la teoría de la cavidad expandida, Apéndice A);

P_f presión en el interior de la cavidad que induce a la fracturación del terreno.

sustituyendo la [B. 12] en la [B. 11] se obtiene:

$$P_f = 2 \cdot \sigma_{3i} - u_0 + \sigma'_t \quad [B.13]$$

Mediante la [B. 13], es posible estimar la presión en el interior de la cavidad que produce la fracturación del terreno en condiciones de deformación puramente elásticas.

Es importante señalar que la [B. 13] se ha obtenido estableciendo la hipótesis de una expansión uniforme de la cavidad, al aumentar la presión que actúa en las paredes de la misma (teoría de la cavidad expandida), y de una ley constitutiva del terreno de tipo lineal elástico. En realidad, las deformaciones de la cavidad no son uniformes y la fracturación del terreno puede producirse en zonas localizadas a una presión inferior respecto de la calculada mediante la [B. 13].

Como alternativa a lo expuesto, puede suceder que el incremento de presión en el interior de la cavidad provoque que se alcancen las condiciones de plastificación en las paredes de la cavidad antes de que la tensión eficaz tangencial se reduzca hasta igualar a la resistencia a la tracción del material (**Figura B. 1 (b)**). Tal situación tiene lugar si:

$$\sigma_r - \sigma_\theta = 2 \cdot c_u \quad [B.14]$$

con:

σ_r tensión radial total en el entorno de la cavidad;

σ_θ tensión tangencial total en el entorno de la cavidad;

c_u resistencia al corte no drenada del material.

y:

$$\sigma'_\theta > -\sigma'_t \quad [B.15]$$

En relación a la teoría de la cavidad expandida (Apéndice A), se puede afirmar que la [B. 14] se cumple en el momento en que en el interior de la cavidad se alcanza la presión de primera plastificación (P_1) que, en condiciones no drenadas, puede estimarse como sigue:

$$P_1 = \frac{2 \cdot m \cdot c_u}{m+1} + \sigma_{3i} \quad [\text{B.16}]$$

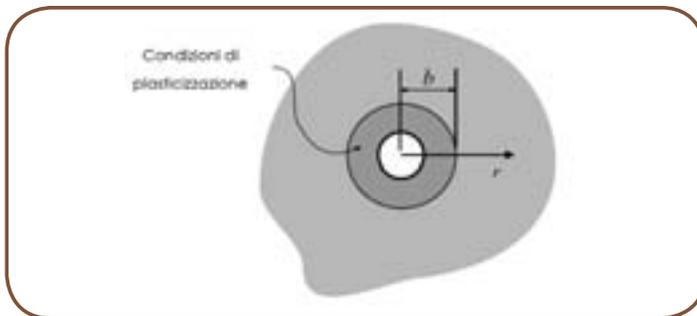
con:

- m valor numérico a asumir igual a 1, en el caso de cavidad cilíndrica, igual a 2, en el caso de cavidad esférica;
- σ_{3i} tensión principal total menor, antes del aumento de presión en el interior de la cavidad (igual a P_0 , que figura en la teoría de la cavidad expandida, Apéndice A);
- c_u resistencia al corte no drenada del material.

En el caso de que se produzca un incremento posterior de presión en el interior de la cavidad ($P > P_1$), se observa la formación de una “zona de plastificación”, que se extiende desde el radio de la cavidad hasta una distancia genérica b , función de la entidad de P (**Figura B. 2**).

En el exterior de esta zona ($r > b$), el material continúa manteniendo un comportamiento elástico.

En el interior de la zona de plastificación, en cambio, el material se encuentra en dominio plástico, por tanto, su estado tenso-deformativo está subordinado al criterio de rotura y a la ley de flujo plástico que lo caracterizan.



■ **Figura B.2.** Condiciones de plastificación en el entorno de la cavidad debidas al incremento de P .

En la zona de plastificación es posible que, localmente, haya una concentración de deformaciones de corte y, consiguientemente, surjan microfrazas en el material. En tales condiciones, es lógico suponer que las inyecciones de resina de poliuretano expansivas produzcan la apertura de las microfrazas y favorezcan su propagación en el interior del terreno tratado.

A la luz de las consideraciones efectuadas, es posible concluir que la [B. 13] permite estimar la presión en el interior de la cavidad que produce la fracturación del terreno en condiciones de deformación puramente elásticas, mientras que, en condiciones de plastificación del material, habrá que hacer referencia a la [B. 16].

Es importante señalar que la expansión de la zona de plastificación antes de la fracturación del terreno, o el incremento de la resistencia al corte no drenada del material, debido al aumento de la presión de confinamiento, implican un incremento de la presión de (P_f) respecto a la calculada mediante la [B. 16]. Por tanto, numerosos autores (Jaworski et al., 1981; Yanagisawa y Panah, 1989) han propuesto una serie de relaciones empíricas alternativas a la [B. 16] para el cálculo de la P_f , las cuales pueden resumirse mediante la siguiente ecuación:

$$P_f = m \cdot \sigma_{3i} + n \quad [B.17]$$

en que:

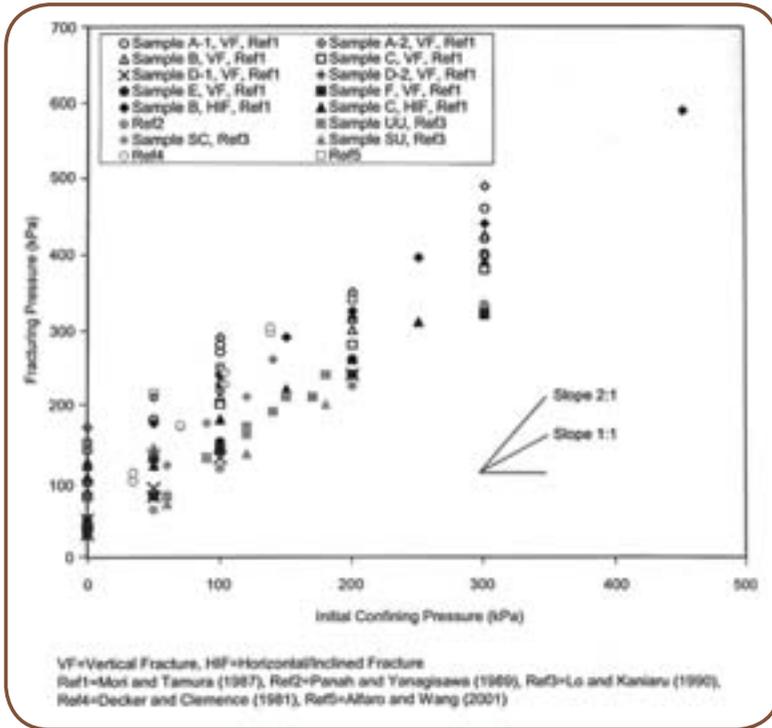
σ_{3i} tensión principal total menor, antes del aumento de presión en el interior de la cavidad, (igual a P_0 que aparece en la teoría de la cavidad expandida, Apéndice A);

m, n constantes multiplicativas propias del terreno tratado.

Por lo que respecta al índice de variación de los valores de m , Jaworski et al. (1981) señalan valores comprendidos entre 1.5 y 1.8, mientras que Panah y Yanagisawa (1989) indican $m = 1.050 \div 1.085$.

En la **Figura B. 3** se señalan los valores de P_f obtenidos para diversos tipos de terreno en función de la presión de confinamiento inicial (σ_{3i}).

Del gráfico se desprende que la correlación que une a las dos magnitudes en los distintos tipos de material está siempre comprendida entre la [B. 13] y la [B. 16], que pueden, consiguientemente, considerarse como un límite superior e inferior a utilizar para el cálculo de la P_f .



■ **Figura B.3.** Presión de fracturación (P_f) en función de la presión inicial de confinamiento para diversos tipos de terreno (por Mitchell e Soga, 2005).

10.3 Fracturación del terreno en condiciones drenadas

En condiciones drenadas, análogamente a lo afirmado en el Capítulo precedente, podemos observar que el terreno se fractura en el momento en que la tensión principal eficaz (σ'_3) iguala al valor de la resistencia a la tracción propia del material en estudio ([B. 1] y [B. 2]).

En relación con la teoría de la cavidad expandida (Apéndice A), en la hipótesis de que esquematicemos el comportamiento del terreno con una ley constitutiva de tipo lineal elástico - plástico perfecto, se puede demostrar que, en condiciones puramente elásticas, el aumento de la presión que actúa en el interior de la cavidad, determina el que surjan una tensión radial y una tensión tangencial en el material circundante, que coinciden, respectivamente, con la tensión principal mayor y menor, y pueden calcularse como sigue:

$$\sigma'_r = (P - P_0) \cdot \left(\frac{a_0}{r}\right)^{m+1} + P'_0 \quad [B.18]$$

$$\sigma'_\theta = -(P - P_0) \cdot \left(\frac{a_0}{r}\right)^{m+1} + P'_0 \quad [B.19]$$

donde:

m valor numérico a asumir igual a 1, en el caso de cavidad cilíndrica e igual a 2, en el caso de cavidad esférica;

P'_0 Estado tensional eficaz isótropo del terreno en el entorno de la cavidad antes de la expansión:

$$P'_0 = \sigma'_r = \sigma'_\theta = \sigma'_z = \frac{\sigma'_{v0} + 2 \cdot \sigma'_{h0}}{3} \quad [B.20]$$

en que:

σ'_{v0} tensión geostática vertical eficaz;

σ'_{h0} tensión geostática horizontal eficaz;

P_0 estado tensional total isótropo del terreno en el entorno de la cavidad antes de la expansión:

$$P_0 = P'_0 + U_0 \quad [B.21]$$

con:

- u_0 presiones intersticiales iniciales en condiciones hidrostáticas;
- P presión en el interior de la cavidad, que produce la expansión de la misma. Estando en condiciones drenadas, en la hipótesis de que el tiempo necesario para la consolidación del terreno que circunda la cavidad sea insignificante respecto al de aplicación de las cargas, toda la diferencia de presión $P - P_0$ actúa sobre el esqueleto sólido, sin generar sobrepresiones intersticiales. En el caso de que tal presupuesto no se cumpla, es necesario hacer referencia al análisis en condiciones no drenadas;
- a_0 radio inicial de la cavidad;
- r distancia genérica en dirección radial respecto a la cavidad.

En relación con las paredes de la cavidad ($r = a_0$), sustituyendo la [B. 19] a la condición [B. 2], se obtiene:

$$P_f = 2 \cdot P_0 - u_0 + \sigma'_t \quad [B.22]$$

con:

- P_f presión que determina la fracturación del terreno que circunda la cavidad en condiciones puramente elásticas;
- σ'_t resistencia a la tracción del material.

Aún en condiciones drenadas, el terreno que circunda a la cavidad puede alcanzar las condiciones de plastificación antes de sufrir la fracturación en campo puramente elástico.

En relación a la teoría de la cavidad expandida aplicada a un material cohesivo y friccionante (Apéndice A), es posible calcular la presión capaz de producir la plastificación del material de alrededor de las paredes de la cavidad, mediante la relación:

$$P_1 = \frac{m \cdot [\gamma + (N-1) \cdot P'_0]}{m+N} + P_0 \quad [B.23]$$

donde:

$$N = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} \quad [B.24]$$

$$\gamma = \frac{2 \cdot c' \cdot \operatorname{cos} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} \quad [B.25]$$

en que:

- φ ángulo de resistencia al corte del terreno;
- c' intercepto de cohesión del terreno;
- m valor numérico a asumir igual a 1, en el caso de cavidad cilíndrica, igual a 2, en el caso de cavidad esférica;
- P_0 ver [B. 21].

En conclusión, en analogía a lo expuesto en el Capítulo 10.2, se puede afirmar que la [B. 22] y la [B. 23] permiten definir el índice de variación de la presión que actúa en las paredes de la cavidad en expansión hasta provocar la fracturación del terreno que circunda al punto de inyección, en condiciones drenadas.