

**UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID**

**ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE  
INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS**

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y MORFOLOGÍA DEL TERRENO



**MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE  
LICUABLES CON INYECCIONES DE  
COMPACTACIÓN**

**TESIS DOCTORAL**

**CARLOS IVÁN HENRÍQUEZ PANTALEÓN**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

MADRID, Enero de 2007

**UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID**

**ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE  
INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS**

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y MORFOLOGÍA DEL TERRENO

**MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE  
LICUABLES CON INYECCIONES DE  
COMPACTACIÓN**

**TESIS DOCTORAL**

**CARLOS IVÁN HENRÍQUEZ PANTALEÓN**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

**DIRECTORES DE TESIS:**

**D. CARLOS OTEO MAZO**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

**D. GUSTAVO ARMIJO PALACIO**  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

MADRID, Enero de 2007

# **TESIS DOCTORAL**

## **MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE LICUABLES CON INYECCIONES DE COMPACTACIÓN**

Por: CARLOS IVÁN HENRÍQUEZ PANTALEÓN

### **DIRECTORES DE TESIS:**

D<sub>r</sub> Ing. D. CARLOS OTEO MAZO

D<sub>r</sub> Ing. D. GUSTAVO ARMIJO PALACIO

### **TRIBUNAL CALIFICADOR.**

Presidente: D<sub>r</sub>. D.

Vocales: D<sub>r</sub>. D.

D<sub>r</sub>. D.

D<sub>r</sub>. D.

Vocal Secretario: D<sub>r</sub>. D.

Acuerda otorgarle la calificación de,

MADRID, de de 2007

**A mis padres Eduardo  
e Iris Josefina**

## **AGRADECIMIENTOS**

A Geotecnia y Cimientos S.A. (GEOCISA), por haber permitido iniciarme en el mundo de la geotecnia, en especial a D. Pedro Sola, por la confianza depositada y el apoyo brindado.

A mis Directores de Tesis: D. Carlos Oteo Mazo y D. Gustavo Armijo Palacio. Quiero expresar mi más profundo y sincero agradecimiento al Prof. Oteo, toda una referencia de la geotecnia española, por haber aceptado y llevado a cabo la dirección de esta tesis, por el asesoramiento científico y estímulo para crecer y seguir creciendo intelectualmente. Su disposición permanente e incondicional y además, sus substanciales sugerencias, han sido de gran valía para la realización de esta investigación. A Gustavo Armijo, por ser mi guía, maestro, tutor y orientador en cada paso de esta investigación. Por aportarme su experiencia, sus consejos prácticos y sobre todo su gran capacidad intelectual y calidad humana.

A mi familia, por todo el apoyo ofrecido. Gracias por haberme enseñado que aquel que persevera triunfa y que los sueños no son inalcanzables.

A las familias De La Torre (Juan, Leonor, Marta, Manuel y Leonor hija), Del Valle Mateos (Juan y Carmen) y Armijo Alba (Gustavo, Laura, Joaquín y Julián), por ser mis familias de acogida en España. Gracias a ustedes, he podido hacer fáciles aquellos momentos difíciles lejos de casa.

A mis amigos Alberto Arizmendi, Alberto Franco, Luís Mejías, Sergio Vos, Daniel Mazza, Hernán Patiño, José Francisco Gómez, Jorge Guevara y Pablo Martínez.

A mis compañeros de trabajo Ana de Díos y Antonio Notario, por su ayuda siempre eficiente y desinteresada.

Un agradecimiento muy especial a Laura Vila, por su tolerancia, comprensión, cariño y estímulo, vitales en la redacción y conclusión de esta investigación.

## **RESUMEN**

La licuación o licuefacción es uno de los más importantes, interesantes y controvertidos temas en la ingeniería geotécnica. Sus efectos devastadores provocaron la atención de los ingenieros geotécnicos desde los terremotos de Alaska (USA) y Niigata (Japón), ambos ocurridos en 1964 y con magnitudes superiores a 7.5.

El comportamiento de los suelos ante los efectos de sismos ha sido estudiado desde hace muchos años, debido a que se ha observado que los daños resultantes de la ocurrencia de terremotos pueden ser influenciados, de muchas maneras, por las características del terreno en una determinada área.

El mal comportamiento de los suelos flojos ante los sismos y, en especial, el fenómeno de licuación en los de tipo incoherente, ha ocasionado pérdidas de vidas humanas y económicas muy importantes en distintos lugares del mundo. Debido a esto, se han realizado esfuerzos notables para desarrollar métodos para evaluar la susceptibilidad a la licuación de los suelos y la forma de poder mitigar este fenómeno.

Pero la licuación de suelos es un tema muy complejo, donde intervienen muchas variables. Por lo que las condiciones bajo las cuales, los suelos granulares pierden parte significativa de su resistencia no han sido completamente comprendidas, representando un magnifico campo de investigación.

También cabe señalar, que a pesar de que en los últimos años no se han producido evidencia de casos de licuación en España, existen antecedentes históricos al respecto, por lo cual es aconsejable tomar en cuenta este fenómeno en diversos lugares de la península, donde se verifique la existencia de suelos arenolimosos sueltos por debajo del nivel freático unidos a

intensidades notables en los terremotos previsibles. Además, es un problema que siempre se debe tener presente en el ámbito de obras portuarias, con rellenos ganados al mar, compuestos por materiales granulares depositados con densidad baja a media.

Partiendo de las premisas expuestas, se entiende y se considera de mucho interés llevar a cabo un estudio sobre el comportamiento dinámico de los terrenos granulares finos, poniendo especial atención y énfasis en el fenómeno de licuación de suelos, factores que influyen en su ocurrencia, revisión y actualización tanto de los criterios para su predicción, así como los distintos métodos para su mitigación y dentro de ellos, aquellos que pueden ser aplicables a obras existentes.

Esta tesis tiene como objetivos fundamentales desarrollar:

- Un nuevo método de predicción del fenómeno de la licuación basado en ensayos de CPT.
- Un nuevo método de diseño que permita mitigar el potencial de licuación, tanto en terrenos sin edificar así como en los ya edificados.

Estos objetivos se han alcanzado a partir de:

- 1- Análisis del fenómeno de licuación de suelos y los factores que influyen en su ocurrencia.
- 2- Revisión de los diferentes métodos de predicción existentes para la evaluación del potencial de licuación, estudiando la manera en que tienen en cuenta las variables implicadas en el problema, con la finalidad de proponer un nuevo método de predicción basado en ensayos “in situ”.
- 3- Planteamiento de un nuevo método de predicción del potencial de licuación basado en los ensayos de CPT.

- 4- Estudio de los diferentes métodos de mejora del terreno para mitigar el potencial de licuación, orientando su aplicación a terrenos con obras ya existentes.
- 5- Estudio de las inyecciones de compactación como método de densificación y refuerzo del terreno, con el objetivo de mitigar el potencial de licuación inclusive en terrenos con obras existentes.
- 6- Estudio analítico de las inyecciones de compactación, con la finalidad de postular un método de diseño práctico para la mitigación del potencial de licuación.
- 7- Verificación del método comentado en el punto anterior tanto con un caso real, en el cual el autor de esta tesis estuvo involucrado, así como con otras obras llevadas a cabo en los Estados Unidos de América.

Entre los resultados y aportaciones originales más importantes obtenidas de esta tesis, se pueden señalar las siguientes:

- Con relación a los métodos existentes de evaluación del potencial de licuación, se ha visto la conveniencia de utilizar aquellos basados en correlaciones empíricas de las características de los suelos obtenidas mediante ensayos in-situ, con el comportamiento de los mismos observado en sismos anteriores y dentro de ellos los que se basan en el ensayo de CPT (**Figura 1**).
- Un método para evaluar la susceptibilidad a la licuación sustentada en la correlación directa entre la resistencia a la licuación y la forma en que varía con la profundidad, la resistencia a la penetración con el CPT (**Figura 2 y 3**).
- Un método de diseño de las inyecciones de compactación basado principalmente en la expansión de cavidades esféricas y aplicable a arenas con contenidos de finos (C.F.) inferiores al 20-30% ( $IP < 10\%$ ). Dicho método sigue una metodología práctica, combinando el estudio

del proceso de inyección (expansión de una cavidad esférica), con el de la relación volumen-presión en el bulbo inyectado (cavidad expandida) que provocaría la rotura del terreno, es decir, acoplando dos análisis en un solo modelo. Este método es aplicable tanto a obras nuevas, como a obras existentes e incluye unos ábacos de diseño que facilitan su aplicación (**Figuras 4, 5, 6 y 7**).

- Un método de evaluación de la concentración de tensiones que se producen en los taladros inyectados (inclusiones rígidas), dentro del terreno reforzado con inyecciones de compactación, al actuar el sismo. Esto permite incrementar el factor de seguridad frente a la licuación, en las zonas donde no se haya alcanzado el valor mínimo requerido por la normativa. Además, este método incluye un procedimiento de evaluación del espesor máximo de terreno (con insuficiente mejora y aún susceptible de licuarse), en que los taladros inyectados con mortero puede actuar como inclusiones rígidas sin llegar a la rotura.
  
- Determinación de los coeficientes de fricción en las tuberías de acero y goma (comúnmente utilizadas en este tipo de tratamiento) al circular por su interior un mortero, con las características del empleado para las inyecciones de compactación, de tal forma, que se puedan evaluar las presiones realmente transmitidas en los puntos de inyección a partir de las presiones registradas en los puntos de control del tratamiento.

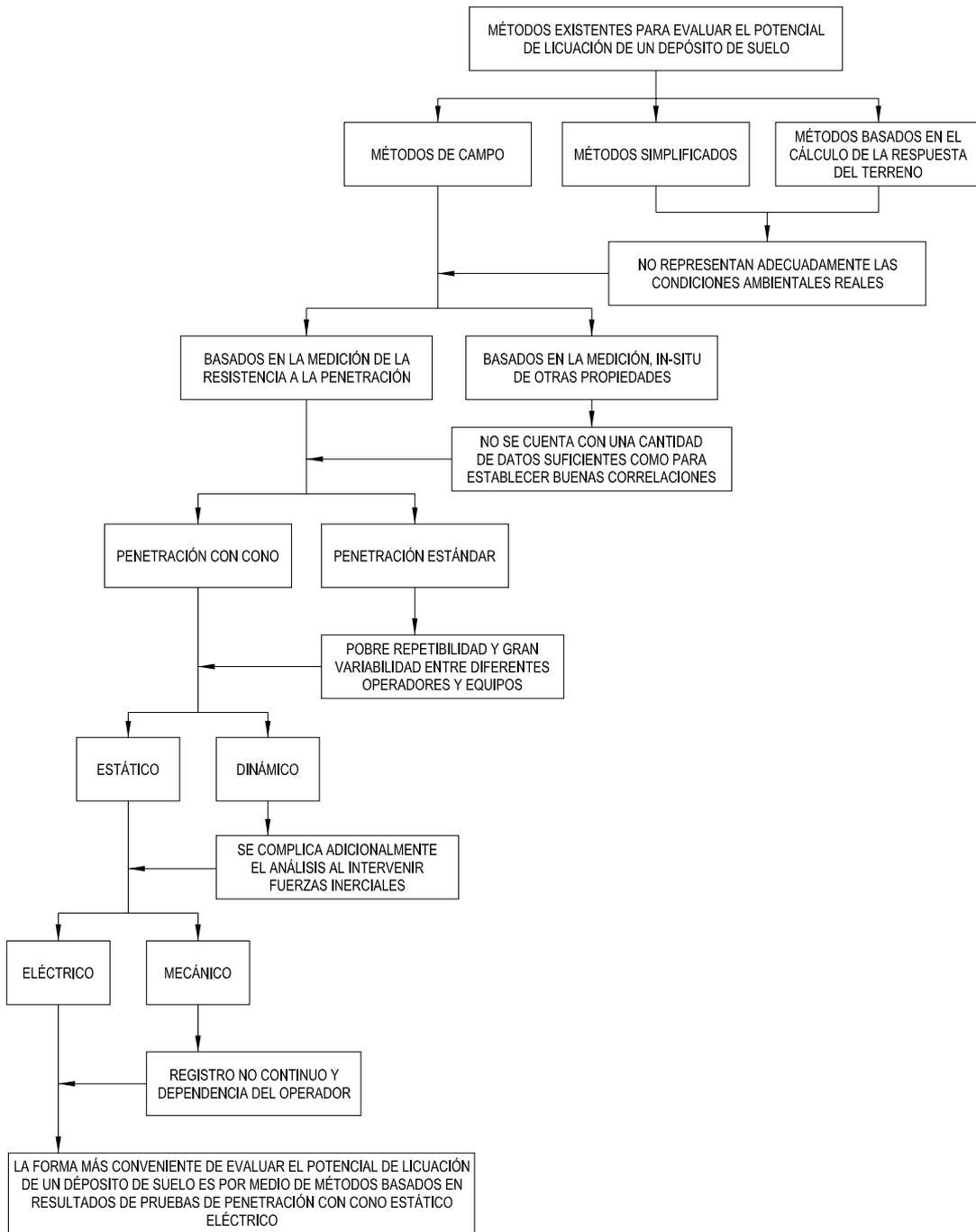
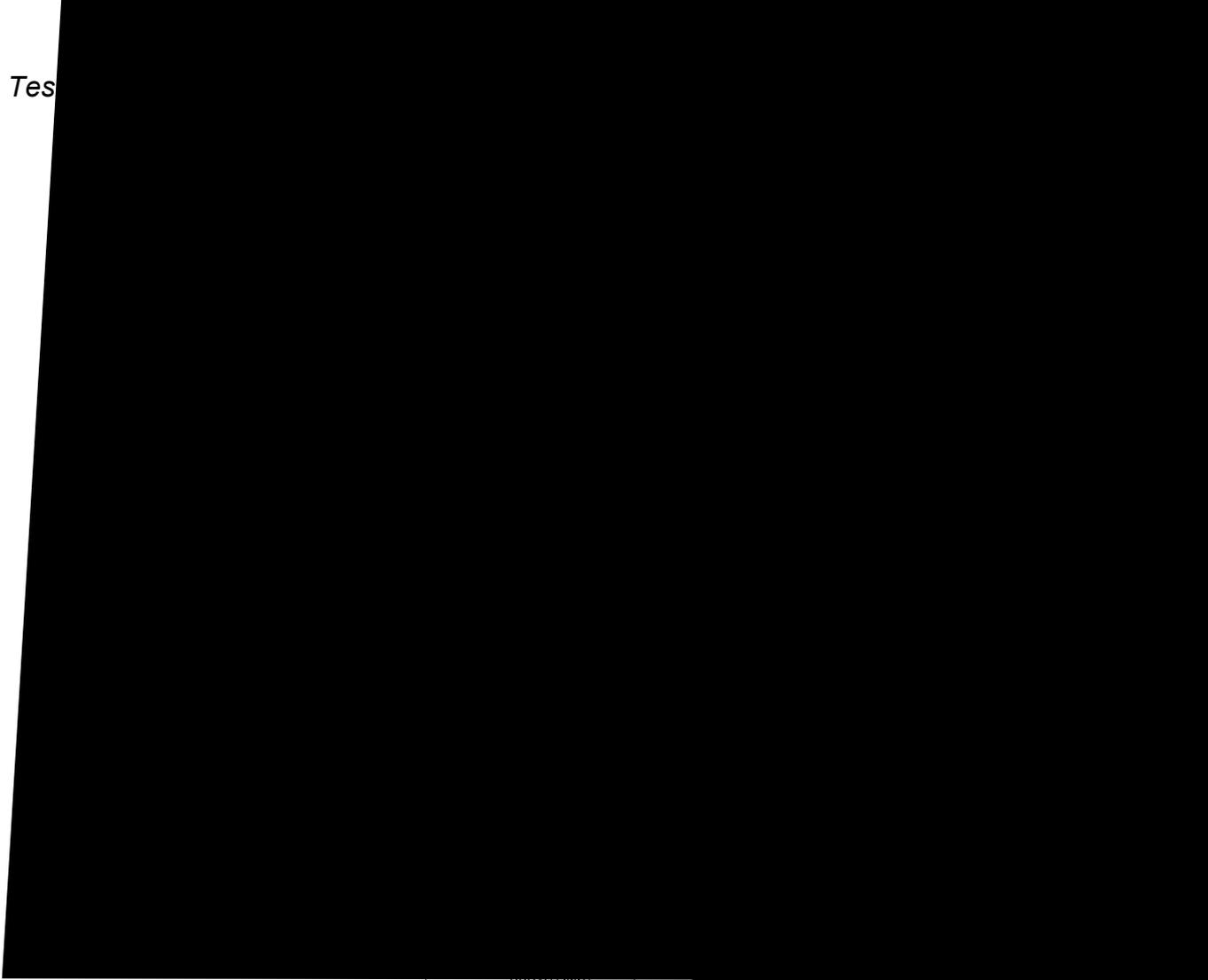
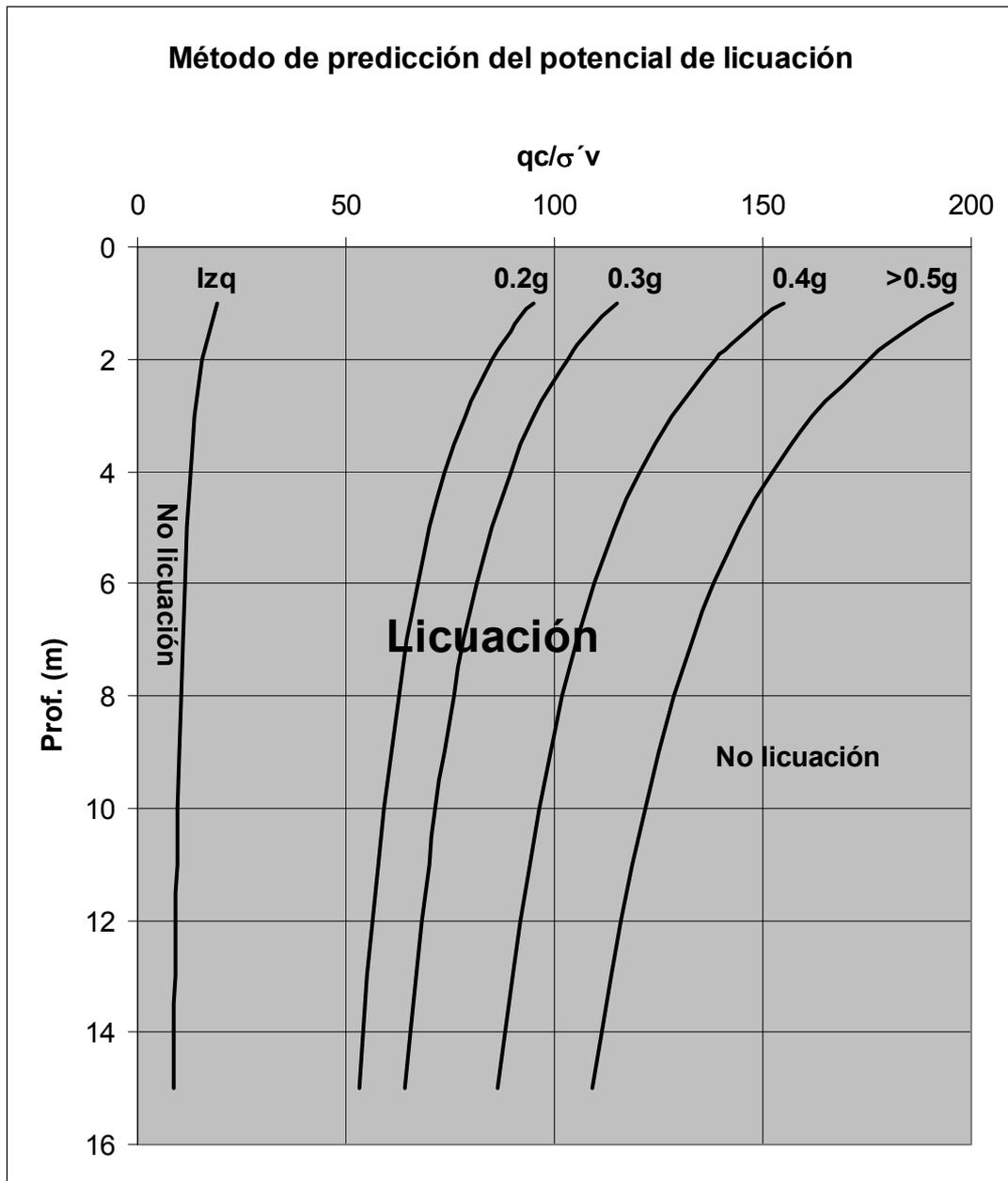


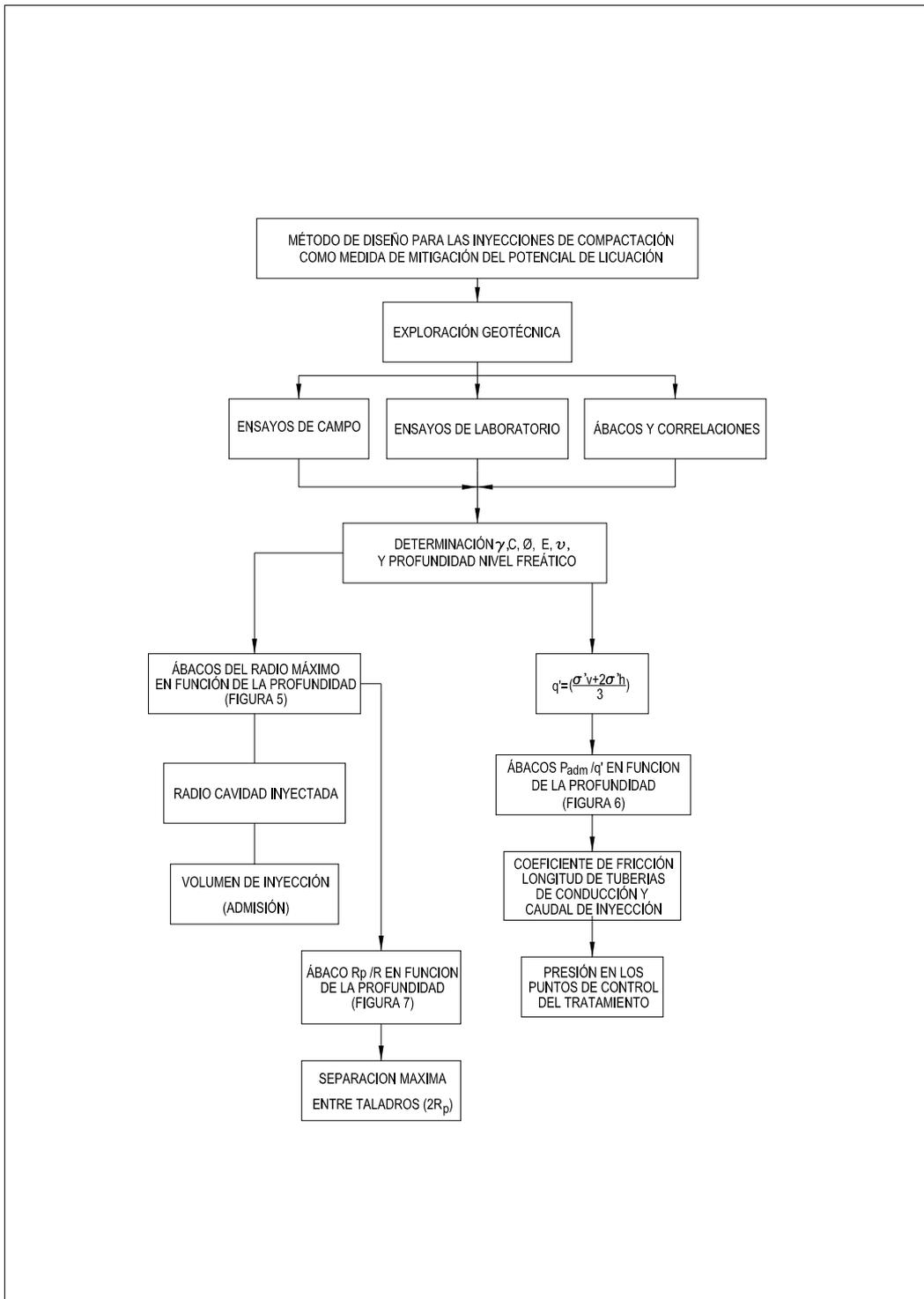
Figura 1 Métodos para evaluar el potencial de licuación.



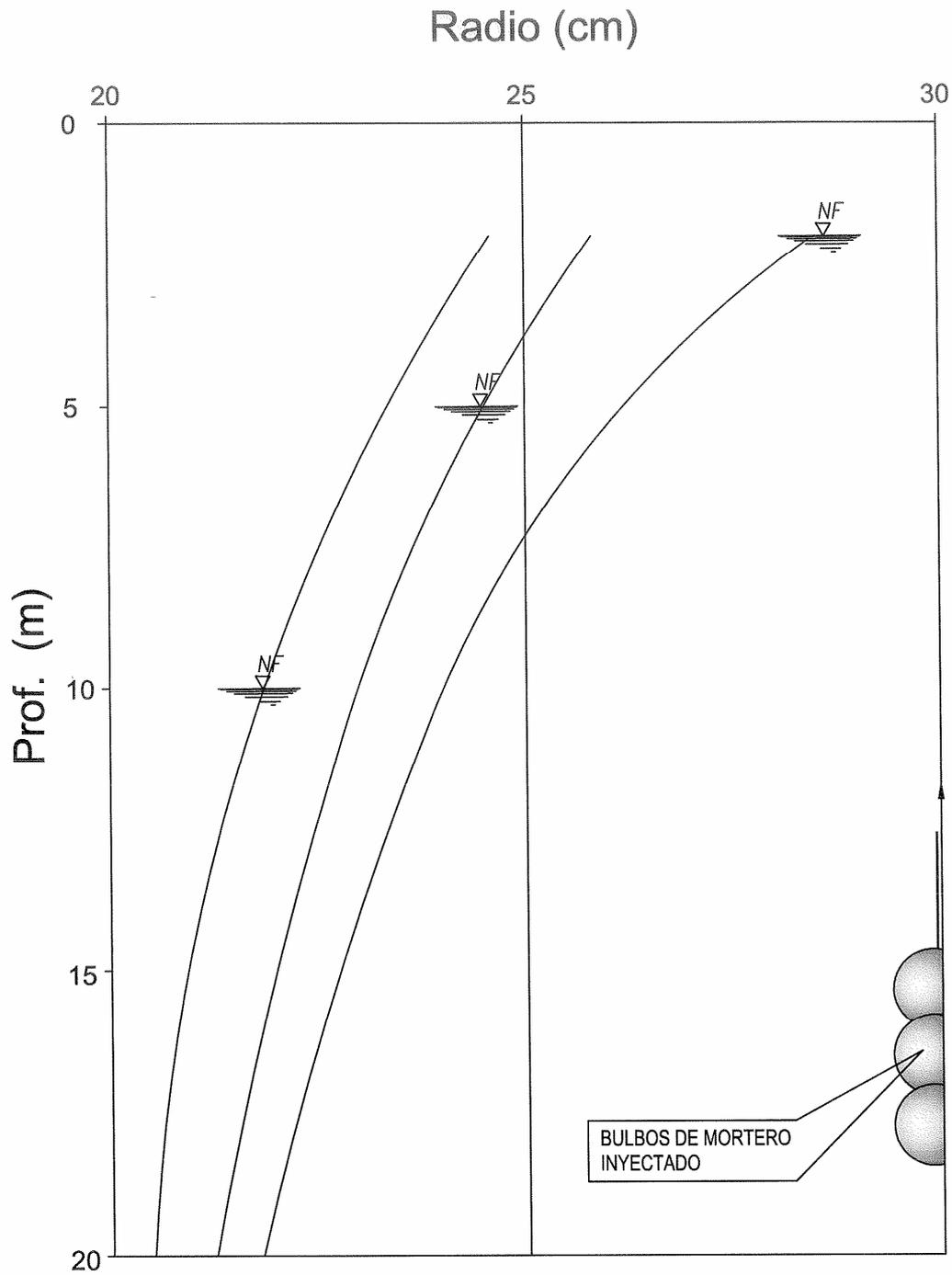
CONTENIDO



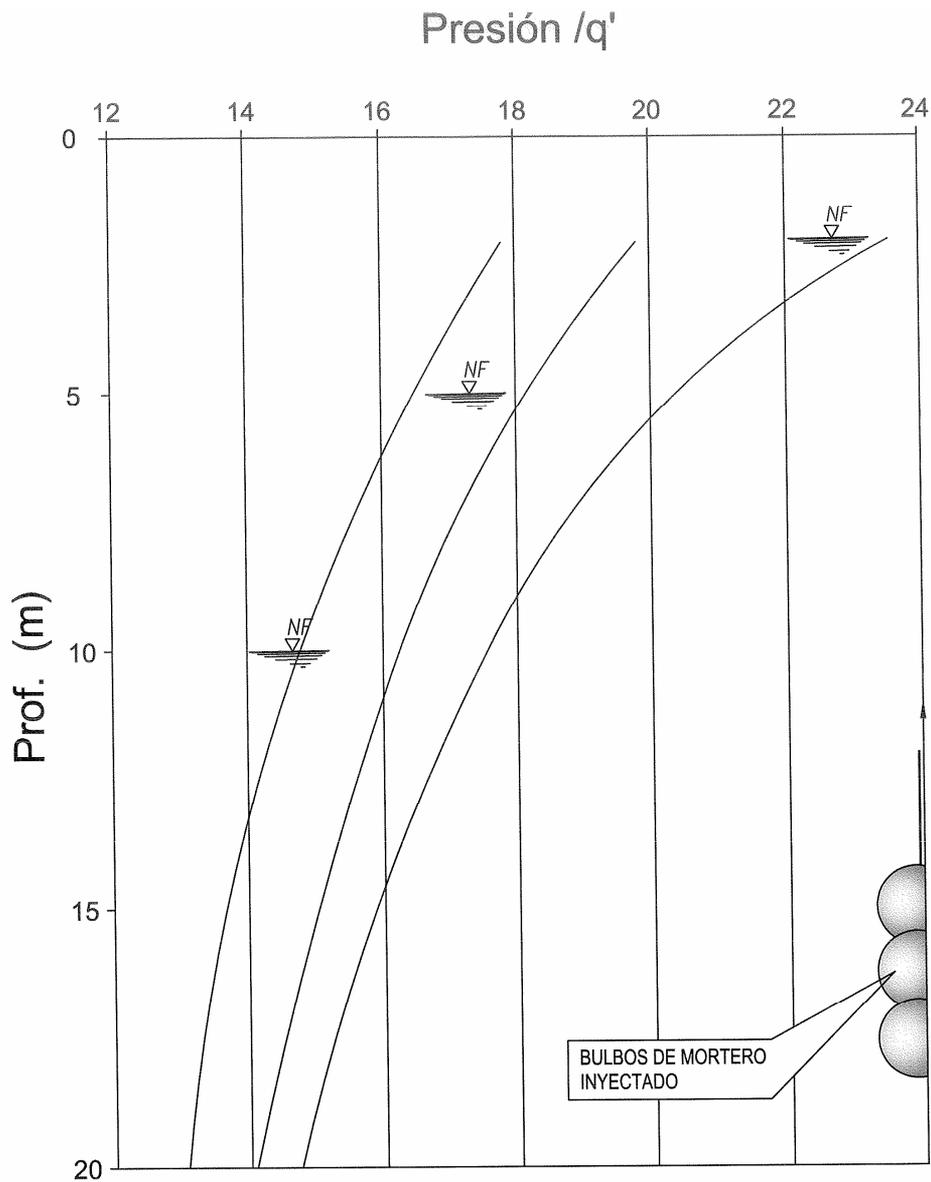
**Figura 3** Ábaco del nuevo método de predicción del potencial de licuación.



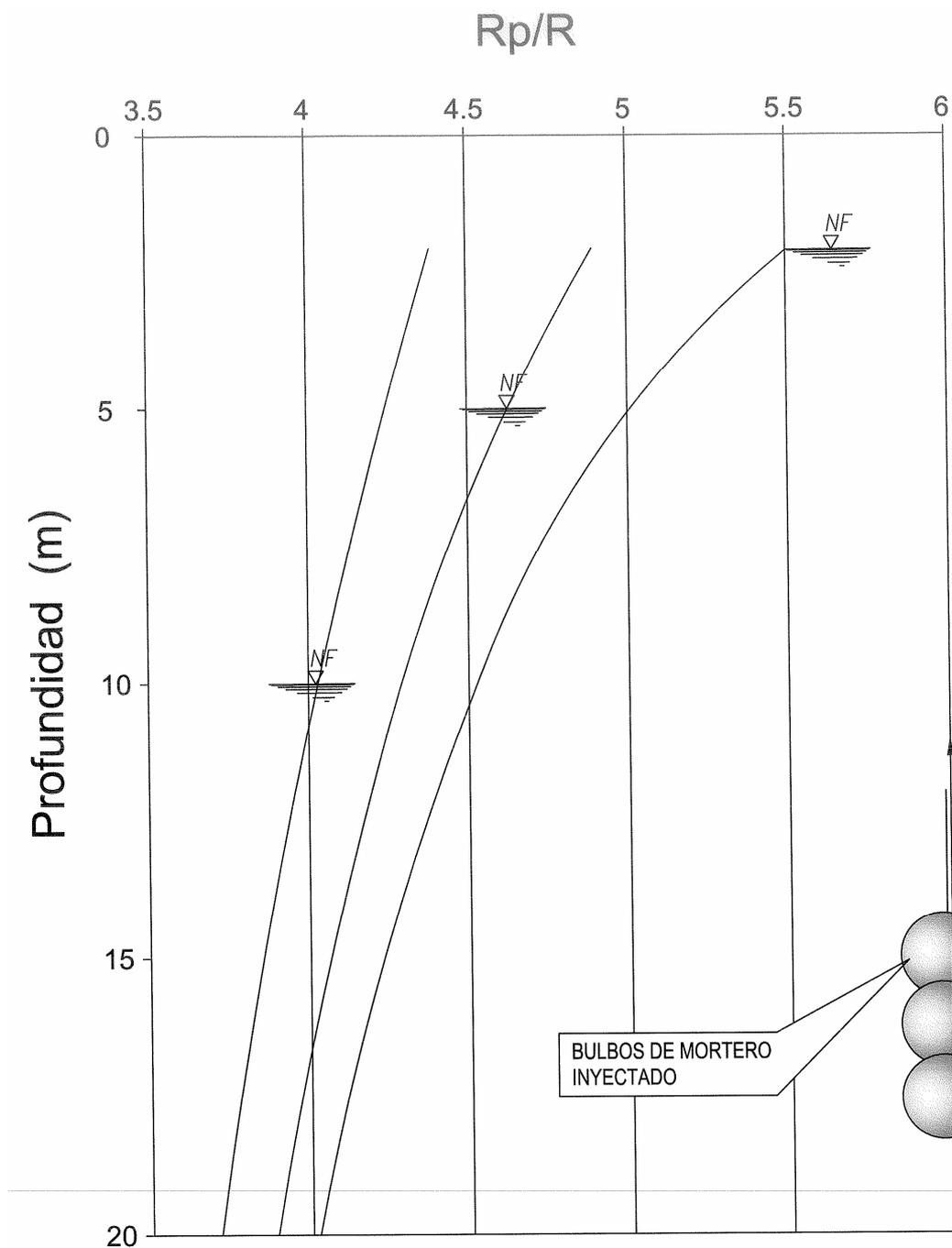
**Figura 4** Esquema de la aplicación del método de diseño para las inyecciones de compactación desarrollado en esta investigación.



**Figura 5** Tamaño máximo del bulbo inyectado en función de la profundidad, dependiendo de la localización del nivel freático, para arenas con C.F. inferiores al 20-30% ( $IP < 10\%$ ) y sin sobrecarga superficial.



**Figura 6** Presión máxima en el bulbo inyectado en función del esfuerzo efectivo medio inicial  $q' \left( \frac{\sigma'_v + 2.\sigma'_h}{3} \right)$  y la profundidad, dependiendo de la localización del nivel freático, para arenas con C.F. inferiores al 20-30% ( $IP < 10\%$ ), homogéneas e isótropas y sin sobrecarga superficial.



**Figura 7** Radio de influencia máximo por taladro en función del radio del bulbo inyectado (Figura 5) y la profundidad, dependiendo de la localización del nivel freático y para arenas con C.F. inferiores al 20-30% ( $IP < 10\%$ ) y sin sobrecarga superficial.

## **ABSTRACT**

The phenomenon of liquefaction is one of the most important, interesting, and controversial subjects in the earthquake geotechnical engineering. Its devastating effects attracted the worldwide attention of the geotechnical engineering community when in 1964 the large Alaskan earthquake was followed by Niigata earthquake in Japan, both over 7.5 degree of Richter magnitude.

The behavior of soils, when an earthquake occurs, has been studied for many years, because the damage produced by a given magnitude of earthquake can be directly influence by the characteristics of the soil.

The inadequate behaviour of loose soils under earthquake conditions, especially, the phenomena of liquefaction in cohesionless material, has produced big economic losses and loss of lives around the world. For this reason, a lot of investigation work has been undertaken to develop liquefaction assessment methods and the design of mitigation methods.

However, the liquefaction phenomenon is very complex and many variables are involved, hence, the conditions under which a loose cohesionless soil experiences a rapid reduction in strength are not completely understood, representing an excellent field of investigation.

Additionally, is very important to emphasize that almost all of the investigation programs carried out up till now, have been focused on free field conditions, without taking into account any existing structure or surcharge on the ground surface.

Despite the fact, that in the recent years there has not been any episode of liquefaction in Spain, a historic record of this phenomena does exists. For this

reason is advisable to take it into account at many locations places in the Iberian peninsula, where the conditions of loose sands and silty sands under the phreatic level could be combined with the occurrence of considerable earthquakes.

Considering the aforementioned facts is evident that it's necessary to carry out an investigation program, related to the dynamic behaviour of cohesionless soils, paying special attention and emphasis to the phenomena of liquefaction phenomena, factors that could influences it's occurrence, the review and updating of the assessment criteria for it's prediction, and the soil improvement methods for it's mitigation, principally those that could be performed under existing structures.

The main target of this thesis is to develop a method to mitigate the liquefaction potential of soils, using the following philosophy:

- 1- Review of Liquefaction assessment methods based on in situ testing.
- 2- The develop of a new liquefaction assessment method based on the CPT.
- 3- Study of the different soil improvement methods available to mitigate the liquefaction potential of a soil, with emphasis on their applicability on free field conditions and under existing structures.
- 4- The study of compaction grouting as an in situ improvement and reinforcement method, to mitigate the liquefaction potential including it's applicability under existing structures.
- 5- A study of compaction grouting based on an analytical analysis.
- 6- The development of a new compaction grouting design method, based on the aforementioned analytical analysis.
- 7- Finally, the conclusions obtain from the new design method developed are compare with data from real compaction grouting treatment.

# ÍNDICE DE CAPÍTULOS

- I. INTRODUCCIÓN**
- II. LICUACIÓN DE SUELOS**
- III. MÉTODOS DE MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE LICUABLES**
- IV. INYECCIONES DE COMPACTACIÓN**
- V. MÉTODO DE DISEÑO PARA LA INYECCIÓN DE COMPACTACIÓN COMO MÉTODO DE MITIGACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN**
- VI. ENSAYOS DE VERIFICACIÓN**
- VII. VERIFICACIÓN CON DATOS DE OBRAS LLEVADAS A CABO EN ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA**
- VIII. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN**
- IX. BIBLIOGRAFÍA**
- X. ANEJOS**

# ÍNDICE

## CAPITULO I INTRODUCCIÓN

**I-1- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

**I- 2- ESTADO ACTUAL DEL PROBLEMA**

**I- 2-1 Estado actual del estudio del potencial de licuación**

**I- 2-2 Estado actual del estudio de las inyecciones de compactación**

**I- 3- OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN**

**I- 4- ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN**

**I- 5- METODOLOGÍA PROPUESTA**

## CAPITULO II. LICUACION DE SUELOS

**II- INTRODUCCIÓN**

**II-1- FENOMENOS INDUCIDOS POR LOS SISMOS EN LOS  
SUELOS GRANULARES FINOS**

**II-1-1 Cambios de volumen (densificación-asientos)**

**II-1-2 Reducción de la resistencia al esfuerzo cortante (aumento  
de la presión de poro-licuación)**

**II-2- LICUACIÓN DE SUELOS**

**II-2-1 Descripción del fenómeno**

**II-2-2 Factores que directamente influyen en la ocurrencia del  
fenómeno de la licuación**

**II-2-2-1 Propiedades índice y de estado de los suelos**

**II-2-2-2 Condiciones iniciales de esfuerzo y de deformación**

**II-2-2-3 Características de la sollicitación**

**II-2-3 Factores que indirectamente afectan la ocurrencia de licuación**

**II-2-4 RECAPITULACIÓN**

**II-3- ESTUDIOS EXPERIMENTALES DE LICUACION DE SUELOS**

**II-3-1 Observaciones experimentales en pruebas drenadas**

**II-3-2 Observaciones experimentales bajo condiciones no drenadas**

**II-3-3 Diagramas de estado**

**II-3-4 Comportamiento durante la aplicación de cargas cíclicas**

**II-3-5 Estudios de licuación de suelos mediante técnicas de laboratorio**

**II-3-5-1 Ensayos triaxiales cíclicos**

**II-3-5-2 Ensayos de corte simple cíclico**

**II-3-5-3 Ensayos de mesa vibratoria**

**II-3-5-4 Ensayos centrífugos**

**II-3-6 Análisis comparativo de los diferentes ensayos**

**II-3-6-1 Ensayo triaxial cíclico**

**II-3-6-2 Ensayo de corte simple cíclico**

**II-3-6-3 Ensayo de mesa vibratoria**

**II-3-6-4 Ensayo Centrífugo**

**II-3-7 Limitaciones de las técnicas de laboratorio**

**II-3-7-1 Obtención de muestras "inalteradas"**

**II-3-7-2 Simulación de condiciones de esfuerzo y de frontera reales**

**II-3-8 RECAPITULACIÓN**

**II-4- MÉTODOS PARA EVALUAR LA SUSCEPTIBILIDAD A LA  
LICUACION EN SUELOS GRANULARES FINOS**

**II-4-1 MÉTODOS BASADOS EN EL COMPORTAMIENTO OBSERVADO  
EN TERREMOTOS ANTERIORES**

**II-4-2 MÉTODOS BASADOS EN EL NÚMERO DE GOLPES DEL SPT**

**II-4-2-1 Método de Kishida y Ohsaki (1969 y 1970)**

**II-4-2-2 Método de Seed y Otros (1983 y 1985)**

**II-4-2-3 Método de Tokimatsu y Yoshimi (1983)**

**II-4-2-4 Método de Taiping y otros (1984)**

**II-4-2-5 Método de Ambraseys (1988)**

**II-4-3 MÉTODOS BASADOS EN LA RESISTENCIA POR PUNTA ( $q_c$ ) DEL CPT**

- II-4-3-1 Método de Zhou (1980)**
- II-4-3-2 Método de Seed y de Alba (1986)**
- II-4-3-3 Método de Robertson y Campanella (1985)**
- II-4-3-4 Método de Teparaksa (1991)**
- II-4-3-5 Método de Armijo (1995)**
- II-4-3-6 Método propuesto por “National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER)” (1996)**
- II-4-4 MÉTODOS BASADOS EN LA VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE LAS ONDAS DE CORTE**
- II-4-4-1 Método de Seed y otros (1983)**
- II-4-4-2 Método de Robertson (1990)**
- II-4-5 MÉTODOS BASADOS EN LAS PROPIEDADES DE LA FRACCIÓN FINA DEL SUELO**
- II-4-5-1 Método Chino (1979) y Método Chino modificado (1991 y 1994)**
- II-4-5-2 Método de Seed, Cetin y otros (2003)**
- II-4-6 MÉTODOS BASADOS EN LA TEORÍA DE LAS PROBABILIDADES**
- II-4-7 MÉTODOS BASADOS EN OTROS ENSAYOS DE CAMPO**
- II-4-8 RECAPITULACIÓN**
- II-4-8-1 Métodos de predicción**
- II-4-8-2 Análisis de las variables que intervienen**
- II-5- FACTORES QUE AFECTAN LA RELACIÓN CÍCLICA DE ESFUERZOS QUE CAUSAN EL FENÓMENO DE LA LICUACIÓN**
- II-5-1 Efecto de la existencia de tensiones tangenciales estáticas**
- II-5-2 Efecto del incremento de la tensión efectiva vertical**
- II-5-3 Efecto de la razón de sobreconsolidación**
- II-5-4 RACAPITULACIÓN**
- II-6- EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION EN SUELOS GRANULARES FINOS MEDIANTE CPT**
- II-6-1 PRUEBA DE PENETRACIÓN CON CONO**
- II-6-2 Tipos de pruebas de penetración con cono**
- II-6-3 Pruebas de penetración con cono estático**
- II-6-4 Estandarización de los conos estáticos**

- II-6-5 Comparación entre los resultados obtenidos con cono estático mecánico y eléctrico**
- II-6-6 Ventajas y desventajas de los conos estáticos mecánicos y eléctricos**
- II-7 CORRELACIONES ENTRE  $q_c$  Y LAS CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO**
- II-7-1 Expresiones que relacionan a  $q_c$  con las características del terreno**
- II-7-2 Análisis de las teorías existentes**
- II-7-3 Análisis de las correlaciones empíricas existentes**
- II-7-4 Elección de una expresión empírica**
- II-7-5 Limitaciones de la expresión elegida**
- II-7-6 El uso de  $f_s$  con carácter de apoyo de la correlación elegida**
- II-8 OBTENCIÓN DE UNA CORRELACIÓN ENTRE LOS RESULTADOS DE CPT Y EL POTENCIAL DE LICUACION**
- II-8-1 Condiciones y limitaciones de aplicación**
- II-8-2 RECAPITULACIÓN**

### **CAPITULO III**

## **METODOS DE MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE LICUABLES**

### **III INTRODUCCIÓN**

- III-1 MÉTODOS DE MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE LICUABLES**
- III-2 MÉTODOS ORIENTADOS A OBRAS NUEVAS**
- III-2-1 Vibroflotación**
- III-2-2 Vibrosustitución**
- III-2-3 Compactación dinámica clásica (CDC)**
- III-2-4 Compactación rápida por impactos o compactación dinámica rápida (CDR)**
- III-2-5 Deep Mixing**
- III-2-6 Reemplazo**

**III-2-7 Método de premezclado**

**III-2-8 Rebajamiento del nivel freático**

**III-2-9 Disipación inmediata del exceso de presión intersticial**

**III-2-10 Explosivos**

**III-2-11 Inclusiones rígidas hincadas**

**III-2-12 Refuerzo de las estructuras**

**III-3 MÉTODOS ORIENTADOS A OBRAS EJECUTADAS**

**III-3-1 Recalce con micropilotes**

**III-3-2 Inyecciones de impregnación**

**III-3-3 Inyecciones de fracturación**

**III-3-4 Jet Grouting**

**III-3-5 Inyecciones de compactación**

**III-3-6 Otros métodos**

**III-4 RECAPITULACIÓN Y CONCLUSIÓN**

## **CAPITULO IV**

### **INYECCIONES DE COMPACTACIÓN**

**IV-1 RESEÑA HISTORICA DE LAS INYECCIONES DE COMPACTACIÓN**

**IV-2 DEFINICIÓN DE INYECCIÓN DE COMPACTACIÓN**

**IV-3 APLICACIONES DE LAS INYECCIONES DE COMPACTACIÓN**

**IV-4 TERRENOS A LOS CUALES LAS INYECCIONES DE COMPACTACIÓN  
SON APLICABLES**

**IV-5 RELACIÓN ENTRE EL TIPO DE SUELO, PRESIÓN Y VOLUMEN  
NECESARIO DE MORTERO, Y CONSISTENCIA DEL MISMO, EN LOS  
TRATAMIENTOS CON INYECCIONES DE COMPACTACIÓN**

**IV-6 DISEÑO DE INYECCIONES DE COMPACTACIÓN**

**IV-6-1 Métodos de diseño basados en la relación entre la presión de  
inyección y el volumen inyectado**

**IV-6-2 Método basado en la compactación por desplazamiento**

**IV-7 MÉTODOS DE INYECCIÓN**

**IV-8 DISPOSICIÓN DE LOS TALADROS DE INYECCIÓN**

**IV-8-1 Malla de taladros primaria y secundaria**

**IV-9 EJECUCIÓN EN INYECCIONES DE COMPACTACIÓN**

**IV-9-1 Perforación**

**IV-9-2 Dosificación del mortero seco**

**IV-9-3 Mezclado**

**IV-9-4 Bombeo**

**IV-9-5 Inyección**

**IV-10 CRITERIOS DE CESE DE INYECCIÓN**

**IV-11 CONTROL DE EJECUCIÓN EN LOS TRATAMIENTOS  
CON INYECCIONES DE COMPACTACIÓN**

**IV-12 CONTROL DE RESULTADOS DE LOS TRATAMIENTOS  
CON INYECCIONES DE COMPACTACIÓN**

**IV-13 EFECTOS DE LAS CONDICIONES DEL SUELO EN LA  
EFECTIVIDAD DE LAS INYECCIONES DE COMPACTACIÓN**

**IV-14 VENTAJAS DE LA TECNICA DE INYECCIÓN DE COMPACTACIÓN**

**IV-15 DESVENTAJAS DE LA TECNICA DE INYECCIÓN DE  
COMPACTACIÓN**

**IV-16 APLICACIONES DE LAS INYECCIONES DE COMPACTACIÓN PARA  
LA DENSIFICACIÓN DE TERRENOS GRANULARES BAJO OBRAS  
EXISTENTES**

**IV-17 CONCLUSIONES**

**CAPITULO V**  
**MÉTODO DE DISEÑO PARA LA INYECCIÓN DE**  
**COMPACTACIÓN COMO MÉTODO DE MITIGACIÓN DEL**  
**POTENCIAL DE LICUACIÓN**

**V-1 INTRODUCCIÓN**

**V-2 HERRAMIENTAS EXISTENTES PARA EL DESARROLLO DE UN**  
**MÉTODO DE DISEÑO PARA LAS INYECCIONES DE COMPACTACIÓN**

**V-3 EXPANSIÓN DE CAVIDADES EN UNA MASA INFINITA DE TERRENO**

**V-4 PLANTEAMIENTO TEÓRICO DEL NUEVO MODELO**

**V-5 ANÁLISIS DEL PROCESO DE INYECCIÓN**

**V-5-1 Expansión de una cavidad esférica**

**V-5-2 Expansión de una cavidad cilíndrica**

**V-5-3 Comparación entre la expansión de cavidades esféricas**  
**y las cilíndricas para el estudio de las inyecciones de**  
**compactación**

**V-6 ANÁLISIS DE LA RELACIÓN PRESIÓN – VOLUMEN DE LA**  
**CAVIDAD EN ROTURA DEL TERRENO**

**V-7 PLANTEAMIENTO PRÁCTICO DEL NUEVO MÉTODO DE DISEÑO**  
**PARA LAS INYECCIONES DE COMPACTACIÓN**

**V-8 RESULTADOS OBTENIDOS AL APLICAR EL MÉTODO DE DISEÑO EN**  
**SIMULACIONES CON SUELOS POTENCIALMENTE LICUABLES EN**  
**TERRENOS SIN EDIFICAR Y EN TERRENOS LOCALIZADOS BAJO**  
**EDIFICACIONES EXISTENTES**

**V-9 ÁBACOS DE DISEÑO**

**V-10 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA EFICACIA DEL VOLUMEN DE**  
**INYECCIÓN EN RELACIÓN A LA MEJORA DEL TERRENO ESPERADA**

**V-11 PERDIDAS POR FRICCIÓN GENERADAS EN LAS TUBERÍAS**  
**DURANTE EL PROCESO DE INYECCIÓN**

**V-12 COLUMNAS O INCLUSIONES DE MORTERO COMO REFUERZO DEL**  
**TERRENO**

**V-13 CONCLUSIONES**

**CAPÍTULO VI  
ENSAYOS DE VERIFICACIÓN**

**VI-1 INTRODUCCIÓN**

**VI-2 CAMPO DE PRUEBAS**

**VI-3 PRUEBAS DE CAMPO EN EL PROYECTO “RECONFIGURACIÓN DE  
LA REFINERÍA GENERAL LÁZARO CÁRDENAS” EN MINATITLÁN,  
VERACRUZ MÉXICO**

**VI-3-1 Ensayos de pérdida de carga en las tuberías durante el proceso de  
inyección**

**VI-3-2 Ejecución, excavación y extracción de taladros de prueba**

**VI-3-3 Campo de pruebas**

**VI-3-4 Tratamiento global en la Unidad Hidrodesulfuradora de  
Diesel (HDS)**

**VI-4 CONCLUSIONES**

**CAPÍTULO VII  
VERIFICACIÓN CON DATOS DE OBRAS LLEVADAS A CABO  
EN ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA**

**VII-1 INTRODUCCIÓN**

**VII-2 CAMPO DE PRUEBA EN “SANTA CRUZ METROPOLITAN TRANSIT  
DISTRICT, MAINTENANCE AND OPERATION FACILITY” EN  
WATSONVILLE CALIFORNIA, ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA**

**VII-2-2 Características del terreno**

**VII-2-3 Campo de prueba**

**VII-2-4 Evaluación de la mejora inducida al terreno**

**VII-2-5 Análisis de los resultados obtenidos con el ensayo de penetración estática (CPT)**

**VII-2-6 Análisis de los resultados obtenidos con el ensayo de penetración estándar (SPT)**

**VII-2-7 Análisis del factor de seguridad**

**VII-2-8 Resistencia al esfuerzo cortante en la zona tratada**

**VII-2-9 Conclusiones**

**VII-3 ACTUACIONES CON INYECCIONES DE COMPACTACIÓN PARA MITIGAR EL POTENCIAL DE LICUACIÓN EN OTRAS OBRAS EN LOS ESTADOS UNIDOS AMÉRICA**

**VII-3-1 Revisión de las obras más relevantes tratadas con inyecciones de compactación, como medida de mitigación del potencial de licuación, en Estados Unidos de América**

**VII-3-2 Análisis de los casos anteriores**

**VII-3-3 Comparativa con los criterios de diseño establecidos en esta investigación**

**VII-4 CONCLUSIONES**

## **CAPÍTULO VIII**

### **CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN**

**VIII-1. CONCLUSIONES**

**VIII-1-1 Sobre el fenómeno de licuación**

**VIII-1-2 Sobre los métodos de predicción del fenómeno de Licuación**

**VIII-1-3 Sobre el nuevo método de evaluación del potencial de licuación basado en el ensayo de penetración de cono (CPT), desarrollado en este trabajo de investigación**

**VIII-1-4 Sobre los métodos de mejora del terreno para mitigar el potencial de licuación**

**VIII-1-5 Sobre las inyecciones de compactación**

**VIII-1-6 Sobre el nuevo método de diseño para inyecciones de compactación, propuesto en esta investigación**

**VIII-1-7 Sobre la verificación del método de diseño propuesto**

**VIII-1-8 Sobre la comparativa con otros casos reales**

**VIII-1-9 Sobre los objetivos de esta tesis**

**VIII-2 FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN**

## **CAPÍTULO IX**

**BIBLIOGRAFÍA**

## **CAPÍTULO X**

**ANEJOS CAPÍTULO II**

**ANEJOS CAPÍTULO V**

**ANEJOS CAPÍTULO VI**

## **LISTADO DE FIGURAS**

- Figura II-1 Efecto de la intensidad de la aceleración vertical sobre la densificación de arenas en pruebas de mesa vibratoria (D'Appolonia y D'Appolonia, 1967).
- Figura II-2 Efectos de la intensidad de la aceleración vertical y esfuerzo de confinamiento sobre la densificación de arena seca de Ottawa en pruebas de mesa vibratoria (Whitman y Ortigosa, 1968)
- Figura II-3 Efectos de la intensidad de la aceleración y esfuerzo de confinamiento sobre la relación de vacíos de arena seca de Ottawa en pruebas de vibración cortante (Youd, 1970)
- Figura II-4 Compactación vs. Historia esfuerzo-deformación en una prueba drenada de esfuerzo cortante cíclico sobre arena de Ottawa C-119 (Youd, 1972).
- Figura II-5 Asiento de arena seca bajo movimiento unidireccional y multidireccional (Seed, Pyke y Martin, 1975)
- Figura II-6 Granulometría de algunos suelos que han licuado (Armijo, 1995)
- Figura II-7 Concepto de compacidad relativa (Armijo, 1995)
- Figura II-8 Efecto de la historia sísmica sobre las características de licuación de una arena (Armijo, 1995).
- Figura II-9 Comportamiento de arenas, ensayadas en pruebas triaxiales consolidadas drenadas (Ovando, 1996).
- Figura II-10 Línea de relación de vacíos crítica (Ovando, 1996).
- Figura II-11 Comportamiento no drenado de arenas en compresión triaxial (Ovando, 1996).
- Figura II-12 Comportamiento no drenado de una muestra suelta en la que se presenta el estado cuasi-estable (Ovando, 1996).
- Figura II-13 Comportamiento de muestras de arena ensayadas bajo condiciones drenadas y no drenadas para a) tensión de confinamiento en escala aritmética y b) tensión de confinamiento en escala logarítmica (Kramer, 1996).
- Figura II-14 Parámetros de estado de Been y Jefferies (1985).

- Figura II-15 Comportamiento bajo cargas cíclicas de tres muestra de arenas con diferente compacidad relativa (Kramer, 1996).
- Figura II-16 Esquema de un equipo triaxial cíclico con tensión
- Figura II-17 Cámara triaxial cíclica.
- Figura II-18 Condición de esfuerzos para un elemento de suelo sujeto a un sismo.
- Figura II-19 Circulo de Mohr, en función de esfuerzos totales, de un ensayo triaxial cíclico para un espécimen isotrópicamente consolidado.
- Figura II-20 Prueba de carga cíclica típica en arena suelta (Seed y Lee, 1966)
- Figura II-21 Disposición en alzado y en planta de un aparato de corte cíclico.
- Figura II-22 Representación de resultados de ensayos de corte simple cíclico.
- Figura II-23 Prueba típica de corte simple en arena compacta (Peacock y Seed, 1968).
- Figura II-24 Comportamiento de arena suelta en corte simple y en prueba triaxial cíclica (Peacock y Seed, 1968).
- Figura II-25 Recipiente para probar arenas en mesa vibradora (Yoshimi, 1967).
- Figura II-26 Corte del modelo de arena de 18" de ancho en el recipiente (Finn et al, 1970).
- Figura II-27 Corte transversal del aparato mostrado en el límite de su carrera (Díaz, Weckman e Iturbe, 1973).
- Figura II-28 Esquema del ensayo centrífugo.
- Figura II-29 Efectos de la alteración de las muestras en la resistencia a la licuación de arenas densas y medias (Tokimatsu, 1988).
- Figura II-30 Relación entre la posibilidad de licuación y los valores de  $N_{SPT}$  para diferentes profundidades  $Z$  (m).
- Figura II-31 Relaciones de esfuerzo cíclicos que causan licuación en función de  $(N_1)_{60}$ , para arenas limpias y sismo  $M= 7.5$  (Seed y otros).
- Figura II-32 Rango de valores de  $r_d$  para diferentes tipos de suelo (Seed e Idriss, 1982).
- Figura II-33 Curva de valores de  $C_N$  y  $C_{qc}$  (Seed e Idriss, 1982).

- Figura II-34 Relaciones de esfuerzos cíclicos que causan licuación en función de  $(N_1)_{60}$  y de  $V_s$  para arenas limpias y sismos de magnitudes diferentes (Seed y otros, 1983).
- Figura II-35 Relaciones de esfuerzos cíclicos que causan la licuación en función de  $(N_1)_{60}$ , para arenas limosas y sismos de magnitud  $M=7.5$  (Seed y otros, 1985).
- Figura II-36 Influencia del dispositivo para levantar y soltar la pesa, sobre la energía aplicada al tomamuestras.
- Figura II-37a Correlación de campo entre la relación de esfuerzos cíclicos,  $\tau_d/\sigma'_v$ , y el valor de  $N_{SPT}$  corregido,  $N_1$ , para arenas limpias (Tokimatsu y Yoshimi, 1983).
- Figura II-37b Correlación de campo entre la relación de esfuerzos cíclicos,  $\tau_d/\sigma'_v$ , y el valor de  $N_{SPT}$  corregido,  $N_1$ , para arenas con más del 10% de fino (Tokimatsu y Yoshimi, 1983).
- Figura II-38 Relación de esfuerzos cíclicos que causan licuación en función de  $(N_1)_{60}$ , para arenas limpias, según las ecuaciones 16 y 17 (Ambraseys, 1988).
- Figura II-39 Relación entre la máxima distancia al epicentro para sitios con licuación,  $R_e$ , y la magnitud del sismo  $M$ .
- Figura II-40 Variación de la relación  $q_c/N_{60}$  con el tamaño medio del grano  $D_{50}$  (Seed y de Alba, 1986).
- Figura II-41 Relaciones de esfuerzos cíclicos que causan licuación en función de  $q_c$ , para arenas limpias y limosas (Seed y de Alba, 1986)
- Figura II-42 Correlación entre la relación de esfuerzos cíclicos ( $\tau/\sigma'_v$ ) y la compacidad relativa ( $C_r$ ) basada en datos de Christian y Swinger, 1975 (Robertson y Campanella, 1985).
- Figura II-43 Correlación entre la resistencia a la licuación y  $q_c$  obtenida a partir de la Figura 41 y de las correlaciones entre  $q_c$  y  $C_r$  establecidas por Balde y otros, 1982 (Robertson y Campanella, 1985).
- Figura II-44 Variación de la relación  $q_c/N$  con el tamaño medio del grano ( $D_{50}$ ) (Robertson y otros, 1983).

- Figura II-45 Resumen de las características entre la resistencia a la licuación y  $q_{c1}$  para arenas limpias (Robertson y Campanella, 1985)
- Figura II-46 Correlaciones entre la resistencia a la licuación y  $q_{c1}$  para arenas limpias y para arenas limosas (Robertson y Campanella, 1985).
- Figura II-47 Carta de clasificación de suelos, con base en CPT, mostrando la zona de suelos licuables propuesta (Robertson y Campanella, 1985).
- Figura II-48 Curvas límite promedio por la izquierda y por la derecha (para  $a_{max} = 0.6g$ ) obtenidas con base en datos del Valle de Mexicali (Armijo, 1995)
- Figura II-49 Curvas límite por derecha para valores de  $a_{max}$  variables entre 0.2 y 0.8 g obtenidas en base a datos de los Valles de Mexicali e Imperial (Armijo, 1995).
- Figura II-50 Gráfica para determinar el peligro de licuación mediante el ensayo CPT (Robertson y Wride, 1996).
- Figura II-51 Características de los suelos en función de la resistencia a la penetración por punta del CPT (Robertson, 1990).
- Figura II-52 Índice de tipo de suelo  $I_c$  vs. El contenido aparente de finos para suelos normalmente consolidados (Robertson y Wride, 1996).
- Figura II-53 Factor de corrección por el contenido de finos, para determinar la resistencia equivalente del CPT en arenas limpias (Robertson y Wride, 1996).
- Figura II-54 Factor de corrección  $K_H$ , para determinar la resistencia a la penetración por punta del CPT en un estrato de poco espesor, localizado entre dos estratos blandos de gran espesor (Robertson y Fear, 1995).
- Figura II-55 Relaciones de esfuerzos cíclicos que causan licuación en función de la velocidad de ondas de corte corregida,  $V_{s1}$  (Robertson, 1990).
- Figura II-56 Método Chino modificado (Finn et al. 1994)
- Figura II-57 Gráfica método de Seed, Cetin y otros (2003)

- Figura II-58 Métodos probabilísticos para la evaluación del potencial de licuación (CSRN = relación cíclica de esfuerzo normalizada).
- Figura II-59 Rangos de variación del factor de reducción  $r_d$ .
- Figura II-60a Variación del factor de corrección  $C_N$  con relación a tensión vertical efectiva.
- Figura II-60b Variación de los factores de corrección  $C_N$  y  $C_{qc}$ , con la tensión efectiva vertical.
- Figura II-61 Variación del factor  $C_N$  con la tensión vertical efectiva y la densidad relativa (Boulanger e Idriss, 2004)
- Figura II-62 Relación aproximada entre el valor de  $q_c$  medido con cono eléctrico y mecánico (Schmertman 1978-a)
- Figura II-63 Magnitud ( $M_W$ ) Vs. factores de corrección.
- Figura II-64 Relación cíclica de esfuerzos versus relación inicial estática de esfuerzos para producir licuación o una deformación específica después de 10 ciclos en: **a)** arena densa; y **b)** arena suelta (Seed et al, 1988).
- Figura II-65 Relación estática inicial de esfuerzos versus el factor de corrección  $K_\alpha$  en arenas, para una compacidad relativa del 55% y 35% (Seed et al. 1988).
- Figura II-66 Variación del factor de corrección  $K_\alpha$  con la relación inicial estática de esfuerzos (Seed y Harder, 1990).
- Figura II-67 Tensión efectiva vertical efectiva vs.  $K_\sigma$  (Boulanger e Idriss, 2004).
- Figura II-68 Razón de sobreconsolidación versus factor de corrección  $K_{OCR}$  (Seed et al. 1988)
- Figura II-69 Cono mecánicos (Sanglerat, 1972).
- Figura II-70 Conos eléctricos (Baligh, 1975)
- Figura II-71 Cono Fugro visto en corte longitudinal (Sanglerat 1972).
- Figura II-72 Comparación entre  $q_c$  obtenido con cono mecánico tipo Delft y  $q_c$  obtenido con cono eléctrico tipo Fugro Estandar (Schmertman, 1978a).

- Figura II-73 Variación de la resistencia por punta  $q_c$  con la profundidad (Sanglerat, 1972).
- Figura II-74 Variación de la resistencia por punta ( $q_c$ ) con el esfuerzo vertical efectivo ( $\sigma'_v$ ) en pruebas de CPT sobre arena Edgar (Schmertman, 1978a).
- Figura II-75 Correlación entre  $q_c$ ,  $\sigma'_v$  y  $C_r$ , actualizada (—) y anterior (---) (Schmertman, 1978 a)
- Figura II-76 Variación de la fricción lateral ( $f_s$ ) con la profundidad (Sanglerat, 1972).
- Figura II-77 Curvas que separan condiciones de licuación para una aceleración máxima menor a 0.20 g
- Figura II-78 Curvas que separa la condición de licuación y no licuación para una aceleración máxima mayor o igual a 0.20g y menor a 0.30g.
- Figura II-79 Curvas que separan la condición de licuación y no licuación para una aceleración máxima mayor o igual a 0.30g y menor a 0.40g.
- Figura II-80 Curvas que separan la condición de licuación y no licuación para una aceleración máxima mayor o igual a 0.40g y menor que 0.50g.
- Figura II-81 Curvas que separan la condición de licuación y no licuación para una aceleración máxima mayor o igual a 0.50g y menor que 0.60g.
- Figura II-82 Curvas que separan la condición de licuación y no licuación para una aceleración máxima mayor o igual a 0.60g y menor que 0.70g.
- Figura II-83 Curvas que separan la condición de licuación y no licuación para una aceleración máxima mayor o igual a 0.70 g y menor que 0.80g.
- Figura III-1 Vibroflotación.
- Figura III-2 Cambios en la estructura del terreno antes y después del tratamiento ( $\Delta h$  es el asiento producido).
- Figura III-3 Esquema ejecución de la vibroflotación.

- Figura III-4 Rangos granulométricos de aplicación de la vibroflotación, vibrosustitución y la compactación dinámica
- Figura III-5 Tratamiento con vibrosustitución.
- Figura III-6 Esquema tratamiento con vibrosustitución.
- Figura III-7 Pasos de ejecución de una columna de material granular. 1) Penetración del vibrador por peso propio, las vibraciones y algunos casos ayudado por una lanza de agua o aire. 2) Alimentación del material granular. 3) Compactación mediante vibración del material granular, levantando y re-introduciendo el vibrador. 4) Ejecución de la columna completa.
- Figura III-8 Evolución de la energía, la variación de volumen, la presión intersticial y la resistencia del terreno durante la compactación dinámica: a) en una fase, b) en varias fases. (Armijo, 1995).
- Figura III-9 Distribución de puntos de compactación habitual en la CDR.
- Figura III-10 Deep Mixing.
- Figura III-11 Esquema de ejecución del Deep Mixing.
- Figura III-12 Distintas configuraciones de tratamiento con Deep Mixing (según la Sociedad Japonesa de Mecánica de Suelos).
- Figura III-13 Método de reemplazo.
- Figura III-14 Método de premezclado.
- Figura III-15 Aplicación del método de premezclado.
- Figura III-16 Diferentes alternativas para la disipación inmediata de la presión intersticial.
- Figura III-17 Esquema pilotes sometidos a flexiones por licuación.
- Figura III-18 Esquema muro pantalla confinante bajo una estructura.
- Figura III-19 Anclaje mediante pilotes de estructura enterrada.
- Figura III-20 Secciones de micropilotes según armadura.
- Figura III-21 Recalce con micropilotes.
- Figura III-22 Recalce mediante reticulado de micropilotes.
- Figura III-23 Inyecciones de impregnación.
- Figura III-24 Esquema de inyección.

- Figura III-25 Rango de aplicación de los distintos agentes estabilizantes utilizados en las inyecciones de impregnación.
- Figura III-26 Esquema de recalce con inyecciones de impregnación.
- Figura III-27 Esquema ejecución inyecciones de fracturación.
- Figura III-28 Vertebraciones en el terreno producto de la hidrofracturación.
- Figura III-29 Esquema tratamiento con Jet Grouting.
- Figura III-30 Jet Grouting tipo 1.
- Figura III-31 Jet Grouting tipo 2A.
- Figura III-32 Jet Grouting tipo 2B.
- Figura III-33 Jet Grouting tipo 3.
- Figura III-34 Esquema tratamiento con Superjet.
- Figura III-35 Jet Grouting como recalce.
- Figura III-36 Inyecciones de compactación.
- Figura III-37 Esquema desplazamiento y compactación del terreno circundante.
- Figura III-38 Esquema de inyecciones de compactación en recalces.
- Figura IV-1 Rangos aproximados de aplicación de las inyecciones de baja movilidad.
- Figura IV-2 Relación entre los parámetros de inyección y el tipo de terreno (Al-Alusi, 1997)
- Figura IV-3 Estimación relación presión límite – volumen.
- Figura IV-4 Estado tensional del terreno (Método de compactación por desplazamiento).
- Figura IV-5 Estado tensional del terreno (Método de compactación por desplazamiento).
- Figura IV-6 Relación entre el modulo de elasticidad y el tipo de terreno (a partir de los datos de la Tabla IV-1).
- Figura IV 7 Procedimiento de inyección descendente (1<sup>ra</sup> y 2<sup>da</sup> fase de inyección) y ascendente (última fase de inyección).
- Figura IV-8 Rangos granulométricos de los áridos para inyecciones de baja movilidad (Shethji A. y Vipulanandan C., 2003)
- Figura IV-9 Mezcladora “de tornillo” para morteros “secos”

- Figura IV-10 Número de golpes de la prueba SPT pre y post-tratamiento en una mejora del terreno realizada en el Kaiser Hospital en San Francisco, California.
- Figura IV-11 Relación entre el factor de reemplazo de diseño/factor de reemplazo obtenido vs. Contenido de finos previo al tratamiento (El-Kelesh y Masuí, 2003).
- Figura IV-12 Relación entre el factor de reemplazo de diseño/factor de reemplazo obtenido vs.  $D_{50}$  (mm) previa al tratamiento (El-Kelesh y Masuí, 2003).
- Figura IV-13 Relación entre el factor de reemplazo de diseño/factor de reemplazo obtenido vs. Valor  $N_{SPT}$  previo al tratamiento (El-Kelesh y Masuí, 2003).
- Figura IV-14 Relación entre  $\Delta N/F.R.$  y el contenido de finos previo al tratamiento (El-Kelesh y Masuí, 2003).
- Figura IV-15 Relación entre  $\Delta N/F.R.$  y  $D_{50}$  (mm) previo al tratamiento (El-Kelesh y Masuí, 2003).
- Figura IV-16 Relación entre  $\Delta N/F.R.$  y el valor  $N_{SPT}$  previo al tratamiento (El-Kelesh y Masuí, 2003).
- Figura V-1 Expansión de una cavidad esférica.
- Figura V-3 Taladro inyectado cavidad esférica.
- Figura V-2 Bulbo de inyección.
- Figura V-4 Zonas elásticas y plásticas expansión cavidad esférica.
- Figura V-5 Zona de influencia cavidad esférica.
- Figura V-6 Expansión de una cavidad cilíndrica.
- Figura V-7 Taladro inyectado cavidad cilíndrica.
- Figura V-8 Zona elástica y plástica en la expansión de una cavidad esférica.
- Figura V-9 Zona de influencia cavidad cilíndrica.
- Figura V-11 Relación presión de inyección – movimientos en la superficie.
- Figura V-12 Verificación con PLAXIS de la relación presión de inyección – movimientos en la superficie del terreno.
- Figura V-13 Distribución de movimientos en la superficie.

- Figura V-14 Relación presión en la cavidad expandida – Radio cavidad.
- Figura V-15 Presión en la cavidad expandida – Radio en rotura.
- Figura V-16 Superposición de las Figuras V-14 y V-15.
- Figura V-17 Caso 1, Arena con una densidad relativa ( $D_r$ ) de partida del 50%, sin influencia del nivel freático (los puntos negros y rojos señalan el 90 y 80% de la presión máxima y la línea discontinua la curva correspondiente a los 20 m de profundidad).
- Figura V-18 Caso 2, Arena con una densidad relativa ( $D_r$ ) de partida del 40%, sin influencia del nivel freático (los puntos negros y rojos señalan el 90 y 80% de la presión máxima y la línea discontinua la curva correspondiente a los 20 m de profundidad).
- Figura V-19 Caso 3, Arena con una densidad relativa ( $D_r$ ) de partida del 50%, con nivel freático a 2m (los puntos negros señalan el 90% de la presión máxima y la línea discontinua la curva correspondiente a los 20 m de profundidad).
- Figura V-20 Caso 4, Arena con una densidad relativa ( $D_r$ ) de partida del 50%, con nivel freático a 4 m (los puntos negros señalan el 90 de la presión máxima y la línea discontinua la curva correspondiente a los 20 m de profundidad).
- Figura V-21 Caso 5, Arena con una densidad relativa ( $D_r$ ) de partida del 50%, con nivel freático 6m (los puntos negros señalan el 90% de la presión máxima y la línea discontinua la curva correspondiente a los 20 m de profundidad).
- Figura V-22 Caso 6, Arena con una densidad relativa ( $D_r$ ) de partida del 50%, con nivel freático a 8m (los puntos negros 90% de la presión máxima y la línea discontinua la curva correspondiente a los 20 m de profundidad).
- Figura V-23 Caso 7, Arena con una densidad relativa ( $D_r$ ) de partida del 40%, con nivel freático a 2m (los puntos negros señalan el 90% de la presión máxima y la línea discontinua la curva correspondiente a los 20 m de profundidad).

- Figura V-24 Caso 8, Arena con una densidad relativa ( $D_r$ ) de partida del 40%, con nivel freático a 4m (los puntos negros señalan el 90% de la presión máxima y la línea discontinua la curva correspondiente a los 20 m de profundidad).
- Figura V-25 Caso 9, Arena con una densidad relativa ( $D_r$ ) de partida del 40%, con nivel freático a 6m (los puntos negros señalan el 90% de la presión máxima y la línea discontinua la curva correspondiente a los 20 m de profundidad).
- Figura V-26 Caso 10, Arena con una densidad relativa ( $D_r$ ) de partida del 40%, con nivel freático a 8m (los puntos negros señalan el 90% de la presión máxima y la línea discontinua la curva correspondiente a los 20 m de profundidad).
- Figura V-27 Curvas envolventes del radio máximo que puede alcanzar la cavidad expandida en función de la profundidad, para diferentes posiciones del nivel freático.
- Figura V-28 Curvas envolventes de la presión máxima que puede alcanzar la cavidad en función de la profundidad para diferentes posiciones del nivel freático.
- Figura V-29 Radio máximo que se podría alcanzar en la cavidad expandida (bulbo de mortero) en función de la profundidad, para arenas con C.F. inferiores al 20-30% ( $IP < 10\%$ ) y diferentes posiciones del nivel freático.
- Figura V-30 Presión máxima normalizada con el esfuerzo efectivo medio  $q'$ , que se podría alcanzar en la cavidad expandida (bulbo de mortero inyectado) en función de la profundidad, para arenas con C.F. inferiores al 20-30% ( $IP < 10\%$ ) y diferentes posiciones del nivel freático.
- Figura V-31 Variación con la profundidad del radio de influencia (radio plástico) normalizado con relación al radio de la cavidad expandida, para arenas con C.F. inferiores al 20-30% ( $IP < 10\%$ ) y diferentes posiciones del nivel freático.

- Figura V-32 Radio de la cavidad expandida Vs. Presión, que provocarían movimientos en la superficie del terreno inyectado para arenas con C.F. inferiores al 20-30% (IP<10%) y diferentes posiciones del nivel freático.
- Figura V-33 Radio máximo que se podría alcanzar en la cavidad expandida (bulbo de mortero inyectado) en función de la profundidad, para arenas con C.F. inferiores al 20-30% (IP<10%), diferentes posiciones del nivel freático y una sobrecarga superficial de  $1\text{kg/cm}^2$ .
- Figura V-34 Presión máxima normalizada con el esfuerzo efectivo medio  $q'$ , que se podría alcanzar en la cavidad expandida (bulbo de mortero) en función de la profundidad, para arenas con C.F. inferiores al 20-30% (IP<10%), diferentes posiciones del nivel freático y una sobrecarga superficial de  $1\text{kg/cm}^2$ .
- Figura V-35 Variación con la profundidad del radio de influencia (radio plástico) normalizado con relación al radio de la cavidad expandida, para arenas con C.F. inferiores al 20-30% (IP<10%), diferentes posiciones del nivel freático y una sobrecarga superficial de  $1\text{kg/cm}^2$ .
- Figura V-36 Radio máximo que se podría alcanzar en la cavidad expandida (bulbo de mortero) en función de la profundidad, para arenas con C.F. inferiores al 20-30% (IP<10%), diferentes posiciones del nivel freático y una sobrecarga superficial de  $2\text{kg/cm}^2$ .
- Figura V-37 Presión máxima normalizada con el esfuerzo efectivo medio  $q'$ , que se podría alcanzar en la cavidad expandida (bulbo de mortero inyectado) en función de la profundidad, para arenas con C.F. inferiores al 20-30% (IP<10%), diferentes posiciones del nivel freático y una sobrecarga superficial de  $2\text{kg/cm}^2$ .
- Figura V-38 Variación con la profundidad del radio de influencia (radio plástico) normalizado con relación al radio de la cavidad expandida, para arenas con C.F. inferiores al 20-30% (IP<10%), diferentes

posiciones del nivel freático y una sobrecarga superficial de  $2\text{kg/cm}^2$ .

- Figura V-39 Variación del factor de eficacia en función de la tensión efectiva vertical, caudal de inyección y el tipo de suelo.
- Figura V 40 Variación del coeficiente  $\beta$  en función del factor de reemplazo y la relación de rigidez entre el mortero y el terreno.
- Figura V-41 Espesor máximo de terreno licuable en que las inyecciones de compactación pueden funcionar como refuerzo del terreno vs. Relación profundidad / Diámetro, para un diámetro de 0.40m.
- Figura V-42 Espesor máximo de terreno licuable en que las inyecciones de compactación pueden funcionar como refuerzo del terreno vs. Relación profundidad / Diámetro, para un diámetro de 0.30m.
- Figura V-43 Espesor máximo de terreno licuable en que las inyecciones de compactación pueden funcionar como refuerzo del terreno vs. Relación profundidad / Diámetro, para un diámetro de 0.20m.
- Figura VI-1 Localización del proyecto “Reconfiguración Refinería Lázaro Cárdenas del Rio, en Minatitlán (Veracruz), México”.
- Figura VI-2 Esquema ensayo de pérdida de presión (carga).
- Figura VI-3 Curva granulométrica de la arena empleada en la prueba de pérdida de presión y el huso granulométrico especificado para este tipo de tratamiento (según Bandimere, 1997).
- Figura VI-4 Localización en planta del Campo de Prueba
- Figura VI-5 Detalle en planta del Campo de Pruebas
- Figura VI-6 Registro sondeo S-1
- Figura VI-7 Radio de la cavidad expandida en función de la profundidad determinado a partir de los ábacos de diseño del Capítulo V.
- Figura VI-8 Presión/“q” en función de la profundidad determinado a partir de los ábacos de diseño del Capítulo V.
- Figura VI-8 Registro del sondeo S-1, señalando la zona de inyección.
- Figura VI-9 Factores de seguridad frente a la licuación previos y posteriores al tratamiento con inyecciones de compactación en Unidad Hidrodesulfuradora de Diesel (HDS).

- Figura VII-1 Localización de los reconocimientos en el emplazamiento (Miller y Roycroft, 2004).
- Figura VII-2 Registro de campo del CPT M-36 (Miller y Roycroft, 2004).
- Figura VII-3 Perfil geotécnico basado en la información de los registros de los sondeos de la exploración de campo (Miller y Roycroft, 2004).
- Figura VII-4 Planta con la ubicación de los taladros en el campo de pruebas (Miller y Roycroft, 2004).
- Figura VII-5 Resistencia por punta normalizada del CPT y su distribución estadística acumulada para los limos arenosos (Miller y Roycroft, 2004).
- Figura VII-6 Resistencia por punta normalizada del CPT y su distribución estadística acumulada para las arenas limosas (Miller y Roycroft, 2004).
- Figura VII-7 Golpeos en el ensayo de penetración estándar en limos arenosos (Miller y Roycroft, 2004).
- Figura VII-8 Golpeos en el ensayo de penetración estándar en arenas limosas (Miller y Roycroft, 2004).
- Figura VII-9 Factores de seguridad obtenidos antes del tratamiento (Miller y Roycroft, 2004).
- Figura VII-10 Factores de seguridad obtenidos después del tratamiento para una separación de taladros de 1.5m (Miller y Roycroft, 2004).
- Figura VII-11 Factores de seguridad obtenidos después del tratamiento para una separación de taladros de 1.2m (Miller y Roycroft, 2004).
- Figura VII-12 Separación de taladros Vs. Resistencia por punta del CPT (o arenas limosas y ● limos arenosos). Miller y Roycroft, 2004.
- Figura VII-13 Mejoras obtenidas para diferentes admisiones y separaciones de taladros en la presa Pinopolis West (Sanlley et al 1987).
- Figura VII-14 Variación de la resistencia por punta del CPT (después de 18 meses) con la admisión neta en el Edificio de Sacramento (Mejia y Boulanger 1995).

Figura VII-15 Líneas de tendencias para diferentes valores de resistencia a la penetración (próximo a los centros de la malla) y porcentajes de admisiones netas (Mejia y Boulanger 1995).

Figura VIII-1 Planteamiento del nuevo método de predicción del potencial de licuación.

Figura VIII-2 Método de evaluación del potencial de licuación desarrollado en este trabajo de investigación.

Figura VIII-3 Tamaño máximo del bulbo inyectado en función de la profundidad, dependiendo de la localización del nivel freático y para terrenos sin sobrecarga superficial.

Figura VIII-4 Presión máxima en el bulbo inyectado en función del esfuerzo efectivo medio inicial  $q' \left( \frac{\sigma'_v + 2.\sigma'_h}{3} \right)$  y la profundidad, dependiendo de la localización del nivel freático y para terrenos sin sobrecarga superficial.

Figura VIII-5 Radio máximo de influencia por taladro en función del radio del bulbo inyectado y la profundidad, dependiendo de la localización del nivel freático y para terrenos sin sobrecarga superficial.

Figura VIII-6 Esquema de la aplicación del método de diseño para las inyecciones de compactación desarrollado en esta investigación.

## **LISTADO DE TABLAS**

- Tabla II-1 Factores de corrección de la resistencia a la licuación en función de la magnitud del sismo (Seed y otros, 1983).
- Tabla II-2 Energías aplicadas a las barras del SPT en función del procedimiento empleado en distintos países (Seed y otros, 1985).
- Tabla II-3 Procedimiento del SPT recomendado para usarlo en correlaciones de licuación (Seed y otros, 1985).
- Tabla II-4 Efecto del peso de la cabeza de golpeo sobre la energía transmitida a las barras.
- Tabla II-5 Efecto de la longitud de las barras sobre la energía transmitida a ellas (Tokimatsu, 1988).
- Tabla II-6 Coeficientes de corrección aproximados para los valores de  $n$  medidos (Skempton).
- Tabla II-7 Incremento equivalente de  $N$  en función del contenido de finos (CF) (Tokimatsu y Yoshimi, 1983).
- Tabla II-8 Valores de  $N^*$  en función de la intensidad del sismo, según la escala Mercalli modificada (Taiping y otros, 1984).
- Tabla II-9 Valores de  $q_c^*$  en función de la intensidad del sismo, según la escala Mercalli modificada. (Zhou y otros, 1980).
- Tabla II-10 Susceptibilidad de licuación en limos y arenas arcillosas (Andrews y Martín, 2000).
- Tabla II-11 Factores de corrección de la resistencia a la licuación en función de la magnitud del sismo.
- Tabla II-12 Tipos generales de pruebas de penetración con cono (Baligh, 1975).
- Tabla II-13 Tipos de conos cuasi-estáticos en uso (Baligh, 1975).
- Tabla IV-1 Módulos de deformación obtenidos en función del volumen inyectado y las presiones aplicadas en distintos terrenos (Al-Alusi, 1998).
- Tabla VI-2 Resumen resultados del análisis de licuación.

- Tabla VI-3 Resumen comparativo de los resultados del análisis de licuación.
- Tabla VII-1 Resistencia a la penetración por punta del CPT antes y después de las inyecciones (los valores medios están normalizados por la tensión media de confinamiento para el estrato en cuestión).
- Tabla VII-2 Resumen de casos con tratamiento mediante inyecciones de compactación en USA.

## **LISTADO DE FOTOGRAFÍAS**

- Foto I-1 Colapso de edificaciones por licuación en el terremoto de Niigata.
- Foto I-2 Daños por licuación en Prince William Sound, Alaska, 1964.
- Foto III-1 Compactación dinámica clásica.
- Foto III-2 Cráteres producidos en la aplicación de la compactación dinámica clásica.
- Foto III-3 Compactación dinámica rápida.
- Foto III-4 Detalle de la zapata que recibe los impactos en la CDR.
- Foto III-5 Hinca de pilotes en un arreglo reticular.
- Foto IV-1 Control asiento en Cono de Abrams (< 5 cm).
- Foto IV-2 Preparación de la pelota de baseball con el mortero anteriormente mezclado.
- Foto IV-3 Vibrado de la pelota formada con movimientos de pequeña amplitud.
- Foto IV-4 Forma final de la pelota al concluir el ensayo con una mezcla que cumple con los requisitos de cono menor de 5cm.
- Foto IV-5 Bomba de pistones con mezcladora acoplada.
- Foto IV-6 Extracción tubería de inyección con gatos (Armijo, 1997).
- Foto VI-1 Vista aérea de la ciudad de Minatitlán, la refinería existente y la zona de la futura ampliación.
- Foto VI-2 Vista aérea de la zona de la ampliación de la refinería.
- Foto VI-3 Prueba de control del mortero (cono de Abrams de 4.5 cm).
- Foto VI- 4 Camión hormiguera y bomba utilizada en el ensayo.
- Foto VI-5 Tuberías de acero utilizada en los ensayos.
- Foto VI-6 Tuberías de acero y mangueras de gomas utilizadas en los ensayos.
- Foto VI-7 Equipo utilizado para la perforación e inyección de mortero.
- Foto VI-8 Bulbos de mortero obtenido en el taladro excavado.
- Foto VI-9 Bulbos de mortero del taladro inyectado.

Foto VI-10 Bulbo de mortero excavado (diámetro medio de 60 cm)  
correspondiente al tramo inyectado entre 7 - 7.5 m.

**CAPITULO I**  
**INTRODUCCIÓN**



**I-1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

La licuación o licuefacción es uno de los más importantes, interesantes y controversiales temas en la ingeniería geotécnica. Sus efectos devastadores provocaron la atención de los ingenieros geotécnicos desde los terremotos de Alaska (USA) y Niigata (Japón), ambos ocurridos en 1964 y con magnitudes superiores a 7.5 (Fotos I-1 y I-2).



Foto I-1 Colapso de edificaciones por licuación en el terremoto de Niigata.



Foto I-2 Daños por licuación en Prince William Sound, Alaska, 1964.

El comportamiento de los suelos ante los efectos de sismos ha sido estudiado desde hace muchos años, debido a que se ha observado que los daños resultantes de la ocurrencia de terremotos pueden ser influidos, de diversas maneras, por las características del terreno en una determinada área.

Pero el tema de la licuación de suelos es muy complejo, porque intervienen muchas variables. Debido a ello, las condiciones en que los suelos granulares pierden una parte significativa de su resistencia, bajo la acción de un sismo, no han sido completamente comprendidas y, en consecuencia, representan un magnífico campo de investigación.

Al mismo tiempo, es importante resaltar, que la gran mayoría de investigaciones realizadas sobre este tema, se han basado en datos o

## *CAPITULO I- INTRODUCCIÓN*

estudios que no han tenido en cuenta la presencia de algún tipo de obra en la superficie del terreno. Por ello, es conveniente estudiar el problema incluyendo la tensión efectiva real y no solo la sobrecarga inicial por el peso del terreno que gravita sobre la capa de suelo analizada.

También cabe señalar, que a pesar de que en los últimos años no se han producidos evidencia de casos de licuación en España, existen antecedentes históricos al respecto, por lo cual es aconsejable tomar en cuenta este fenómeno en diversos lugares de la península, donde se verifique la existencia de suelos arenolimosos sueltos por debajo del nivel freático, unidos a intensidades notables en los terremotos previsibles. Además, es un problema que siempre se debe tener presente en el ámbito de obras portuarias, con rellenos ganados al mar, compuestos por materiales granulares depositados con densidad baja a media.

Partiendo de las premisas expuestas, se considera de mucho interés llevar a cabo un estudio sobre el comportamiento dinámico de los suelos granulares finos, poniendo especial atención y énfasis en el fenómeno de licuación de suelos, los factores que influyen en su generación, la revisión y actualización tanto de los criterios para su predicción, así como de los métodos de mejora del terreno para su mitigación y dentro de ellos, aquellos que son aplicables a terrenos con obras existentes.

Dentro de los métodos de mejora del terreno cuyo objetivo es la densificación, se hará énfasis en las inyecciones de compactación, tanto por la novedad de su aplicación (permitiendo tratar terrenos bajo estructuras existentes) como por las posibilidades que entrarían de cara al problema de la licuación (sustitución parcial, compactación, refuerzo y precarga).

Para ello esta tesis se dirigirá, también, al estudio de esa técnica de mejora del terreno y a su análisis (tanto práctico como teórico, a través de simulaciones

analíticas) con el fin de deducir reglas prácticas, para aplicar dicha técnica a la mejora del comportamiento de suelos potencialmente licuables.

### I- 2- ESTADO ACTUAL DEL PROBLEMA

#### I- 2-1 Estado actual del estudio del potencial de licuación

El estudio del potencial de licuación se puede abordar mediante dos métodos:

- a- Los métodos basados en ensayos "in situ".
- b- Los métodos basados en ensayos de laboratorio.

Estos últimos presentan inconvenientes asociados al hecho de que las muestras que se utilizan en los ensayos no son realmente inalteradas, debido a que siempre resultan afectadas por el proceso de extracción, y por otro lado los equipos de laboratorio disponibles, no permiten reproducir adecuadamente las condiciones de esfuerzo y de frontera que tiene el suelo "in situ".

Por lo comentado, ha habido en los últimos años una tendencia hacia los métodos del primer tipo, es decir, los basados en correlaciones entre el comportamiento observado en sismos previos y las propiedades del terreno determinadas mediante ensayos de campo. Sin embargo, la evaluación del potencial de licuación con un grado de suficiente aproximación, utilizando estos métodos no es un problema sencillo. En efecto, dicha evaluación involucra un número importante de variables, dependientes del terreno y del sismo considerado, cuya influencia es tenida en cuenta de distinto modo según el método de análisis aplicado.

A causa de lo expuesto resulta complicado, en la mayor parte de los casos, establecer cuál es el método más apropiado. Esto hace que el problema tenga que ser tratado por auténticos expertos, sobre todo en los casos límites, y que no hay programas informáticos convencionales, de tipo determinístico, para resolverlo.

Más aún, estos métodos basados en ensayos “in situ”, se alimentan a partir de la información de campo disponible en lugares donde se han producido sismos, por lo tanto, deben ser actualizado con frecuencia.

Por otro lado, una vez confirmada la probabilidad de ocurrencia de licuación en una determinada zona, sus efectos se pueden mitigar de dos puntos de vista distintos. Por un lado, se pueden modificar las condiciones del terreno de tal manera que se evite su ocurrencia, mientras que por otro, se pueden atacar las consecuencias originada por la misma.

Debido a la dificultad a la hora de poder predecir los daños potenciales que podría causar la licuación, es preferible mitigarla con los métodos orientados evitar su ocurrencia.

Dentro de estos métodos, los que son aplicables a obras nuevas están bastante estudiados, y con ellos se han obtenidos resultados satisfactorios. No existiendo el mismo nivel de conocimiento en el caso de las aplicaciones a obras ya ejecutadas.

### **I- 2-2 Estado actual del estudio de las inyecciones de compactación**

Las inyecciones de compactación constituyen una técnica muy económica y flexible, que permite la mejora de terrenos potencialmente licuables a partir de una inyección de mortero seco a presión. Esta técnica aplica el desplazamiento del terreno mismo para producir la mejora. Su utilización como método de mitigación de licuación es relativamente reciente (desde hace unos 25 años).

A pesar de que la aplicación de esta técnica es, relativamente, un concepto sencillo, envuelve todas las complejidades de la mecánica de suelos, reología del mortero, perforación, bombeo y la experiencia de quien la ejecuta. La manera y el grado en que dichos factores son manejados determinan el éxito o fracaso de un proyecto dado.

Hoy en día, el diseño con tratamientos de inyecciones de compactación se aborda generalmente mediante métodos empíricos, los cuales se basan en las experiencias obtenidas, que se encuentran publicadas en decenas de artículos técnicos. Estos criterios empíricos de diseño son fáciles de seguir, pero al mismo tiempo no son predictivos y en muchos casos no garantizan alcanzar los objetivos fijados.

Debido a lo anterior, el estudio de las inyecciones de compactación representa un excelente campo de investigación, sobre todo si se orienta al desarrollo de un método práctico de diseño, tomando en cuenta su aplicación bajo cualquier condición, inclusive debajo de edificaciones u obras existentes.

### **I- 3 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN**

Esta tesis tiene como objetivo fundamental desarrollar un método que permita mitigar el potencial de licuación, en terrenos donde existan obras edificadas, a partir de:

- 1- Revisión de los diferentes métodos de predicción existentes para la evaluación del potencial de licuación basados en ensayos “in situ”, estudiando la manera en que tienen en cuenta las variables implicadas en el problema.
- 2- Planteamiento un nuevo método de predicción basado en CPT.
- 3- Estudio de los diferentes métodos de mejora del terreno para mitigar el potencial de licuación, incluyendo aquellos cuya aplicación está orientada a terrenos con obras existentes.
- 4- Estudio de las inyecciones de compactación como método de densificación y refuerzo del terreno, con el objetivo de mitigar el potencial, tomando en cuenta su aplicación en terrenos con obras existentes.
- 5- Estudio teórico de las inyecciones de compactación.

- 6- Desarrollo de un método de diseño, basado en el estudio teórico comentado en el punto anterior.

### I- 4 ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN

Bajo el nombre de licuación de suelos se engloban una serie de fenómenos y no un único fenómeno. Debido a ello resulta conveniente destacar los alcances de esta investigación:

- 1- Se estudia el fenómeno de licuación de los suelos granulares finos, sin gravas, tomando en cuenta el efecto de la tensión efectiva vertical real existente en el terreno.
- 2- Obtener un método de predicción del fenómeno de licuación basado en ensayos de CPT.
- 3- Estudiar las técnicas de mejora del terreno para prevenir la ocurrencia de la licuación.
- 4- Dentro de las técnicas de mejora del terreno, se hará énfasis al estudio de las inyecciones de compactación, incluyendo su aplicación en obras existentes.

### I- 5 METODOLOGIA PROPUESTA

La metodología de investigación planteada es la siguiente:

- a- Análisis del fenómeno de licuación de suelos y los factores que influyen en su ocurrencia
- b- Revisión y estudio de los métodos existentes para evaluar el potencial de licuación de los suelos basados en ensayos “in situ”.
- c- Realización de una base de datos con todos los casos documentados existentes sobre el comportamiento observado de los suelos arenosos

en sismos pasados y sus propiedades, determinadas mediante ensayos in situ (CPT y SPT) y de laboratorio (granulometría y límites de Atterberg).

- d- Revisión y estudio de los métodos de mejora de terrenos potencialmente licuables.
- e- Revisión y estudio del método de las inyecciones de compactación como mitigación del potencial de licuación.
- f- Estudio de las herramientas disponibles dentro del campo de la ingeniería, para realizar un estudio analítico de las inyecciones de compactación y obtener un método de diseño práctico, que incluya la posibilidad de tener en cuenta la presencia de alguna edificación en la superficie del terreno.
- g- Análisis sobre la efectividad de los tratamientos con inyecciones de compactación, en la mitigación del potencial de licuación.

**CAPITULO II**  
**LICUACION DE SUELOS**



### II INTRODUCCIÓN

En este capítulo se estudia el comportamiento dinámico de los suelos granulares finos saturados, con particular énfasis en el fenómeno de licuación de los mismos ante la acción de sismos.

Para ello, se analizan en primer lugar los efectos de los sismos sobre este tipo de suelos, es decir, los cambios de volumen (densificación) y la reducción de la resistencia al esfuerzo cortante (aumento de la presión de poro).

A continuación se describe el fenómeno de licuación de suelos y se evalúan los factores principales que influyen en su ocurrencia. Dichos factores comprenden a las características de los suelos (propiedades índice y de estado), sus condiciones iniciales de esfuerzo y de deformación, y las características de la sollicitación (sismos).

Posteriormente, se realiza una descripción detallada del estudio del fenómeno de licuación mediante técnicas de laboratorio, mediante una revisión de los estudios experimentales llevados a cabo hasta la fecha por diferentes investigadores, utilizando diversos aparatos (triaxial cíclico, corte cíclico, mesa vibradora y ensayos centrífugos).

Las limitaciones de los equipos de laboratorio y las perturbaciones originadas por el proceso convencional de toma de las muestras y el alto costo de la toma mediante el método especiales (congelación), hacen más aconsejables el uso de los métodos de predicción basados en ensayos "in situ".

Dichos métodos estudian el fenómeno de licuación a partir del comportamiento observado en terremotos anteriores, apoyándose en correlaciones empíricas de algunas características de los suelos, obtenidas mediante pruebas de campo, con el comportamiento de los mismos observado en sismos previos. Dentro de estos métodos se presta especial atención a aquellos basados en resultados de ensayos de penetración (SPT y CPT).

Finalmente, se desarrolla un nuevo método de predicción del potencial de licuación basado en los ensayos de CPT, para el cual se ha utilizado una base de datos, con más de 500 casos documentados, correspondientes a sismos de distintas magnitudes localizados en diversos lugares del mundo.

### **II-1- FENOMENOS INDUCIDOS POR LOS SISMOS EN LOS SUELOS GRANULARES FINOS**

Dos de los principales fenómenos que los sismos pueden inducir en los suelos granulares finos son los cambios de volumen y la reducción de la resistencia al esfuerzo cortante.

Dichos fenómenos se analizan brevemente en los dos apartados siguientes.

#### **II-1-1 Cambios de volumen (densificación-asientos)**

La aplicación de carga cíclica a una muestra de arena trae como resultado el cambio progresivo de volumen, aún en el caso de arenas densas, las cuales se comportan como dilatantes bajo carga unidireccional o monotónica; en el caso de medios granulares sueltos el comportamiento es contractivo.

Varias técnicas, tanto de laboratorio como de campo, se han desarrollado para estudiar este fenómeno. Estudios basados en ensayos de corte simple y mesas vibratoras, con niveles de aceleración y amplitudes de deformación semejantes a los esperados en temblores intensos, han mostrado que la amplitud de deformación, la compacidad relativa y el número de ciclos de carga son los principales factores que gobiernan la densificación de suelos granulares secos o saturados bajo condiciones drenadas.

A partir de los resultados de los ensayos citados (Figuras II-1 a II-5), se puede concluir que los aspectos más importantes relacionados con los cambios de volumen de suelos granulares son los siguientes:

- a) Los esfuerzos cortantes cíclicos constituyen el medio más efectivo de densificación.

- b) Para una densidad dada, la intensidad de la aceleración es un parámetro significativo que afecta la velocidad y magnitud de la densificación.
- c) A mayores esfuerzos verticales, la magnitud de la densificación resulta menor.
- d) A igualdad de desplazamientos cortantes, la reducción de volumen aumenta con el número de ciclos de carga aplicados.
- e) La densificación sería, aparentemente, independiente de la frecuencia del movimiento.
- f) Con base en los resultados obtenidos a partir de pruebas en mesa vibratoria, Figura II-1, se infiere que en la medida que se incrementa la aceleración vertical, se incrementa el peso volumétrico hasta un valor máximo, después del cual el peso volumétrico tiende a disminuir en la medida que se incrementa la aceleración.

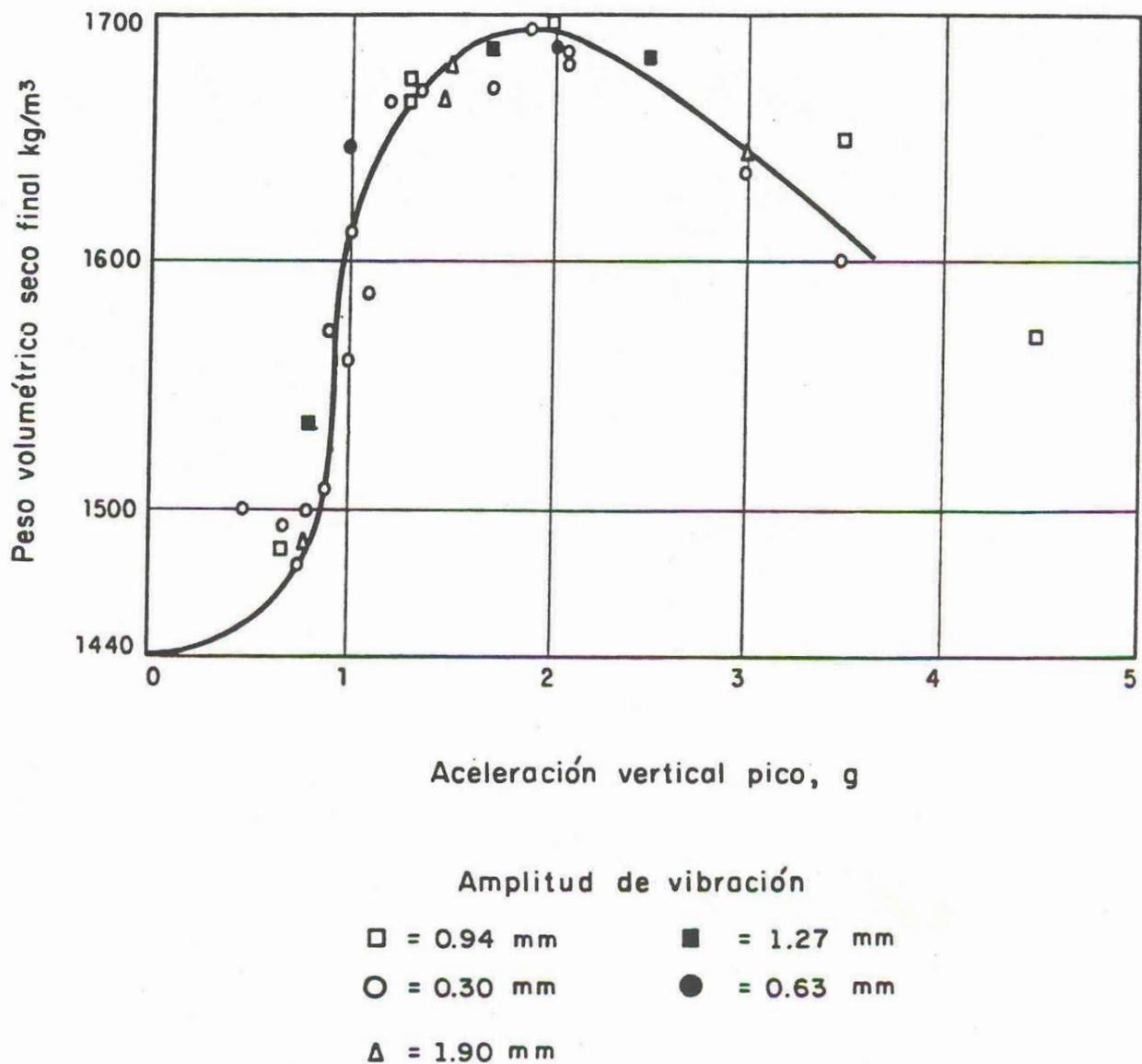


Figura II-1 Efecto de la intensidad de la aceleración vertical sobre la densificación de arenas en pruebas de mesa vibratoria (D'Appolonia y D'Appolonia, 1967).

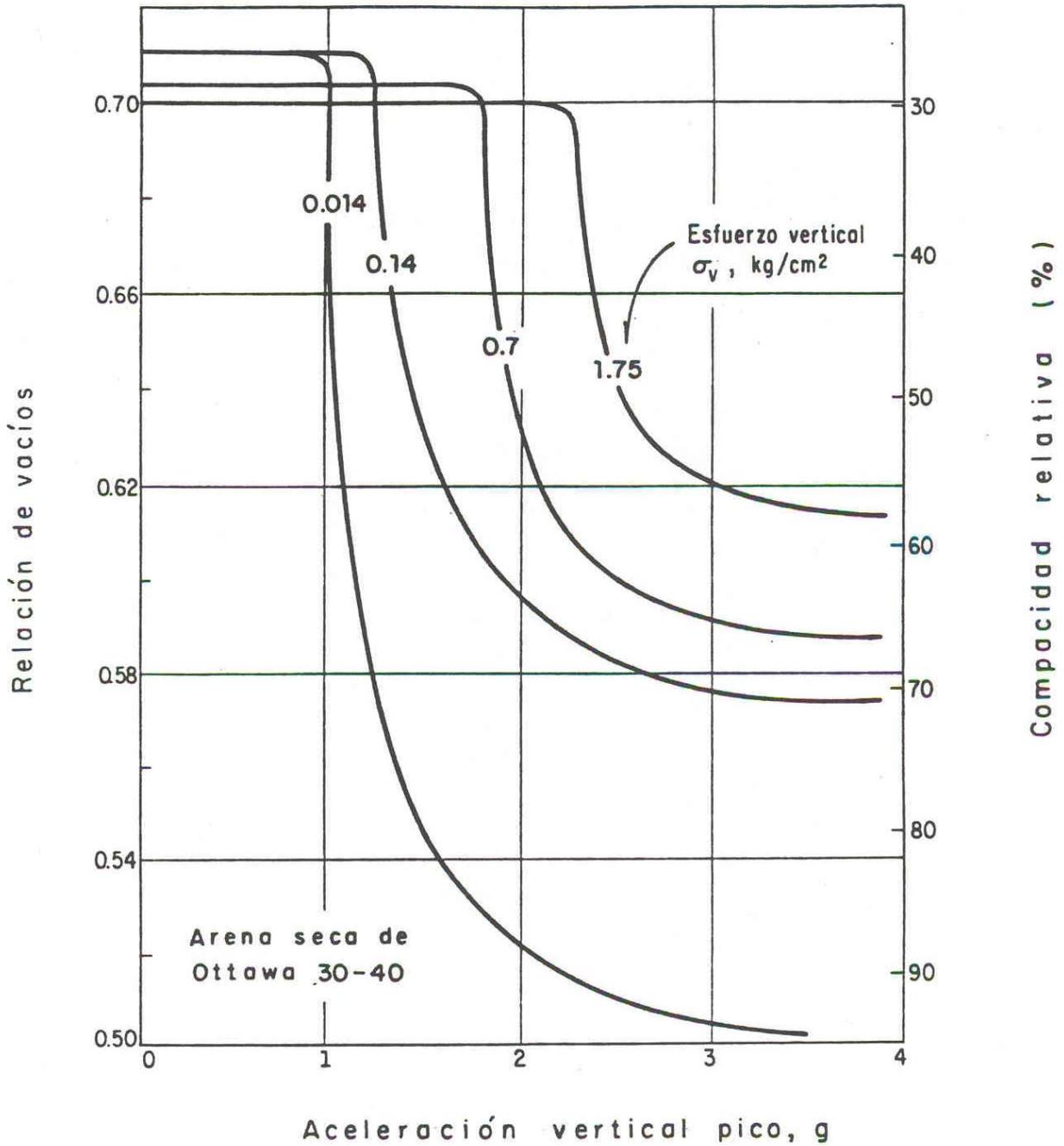


Figura II-2 Efectos de la intensidad de la aceleración vertical y esfuerzo de confinamiento sobre la densificación de arena seca de Ottawa en pruebas de mesa vibratoria (Whitman y Ortigosa, 1968)

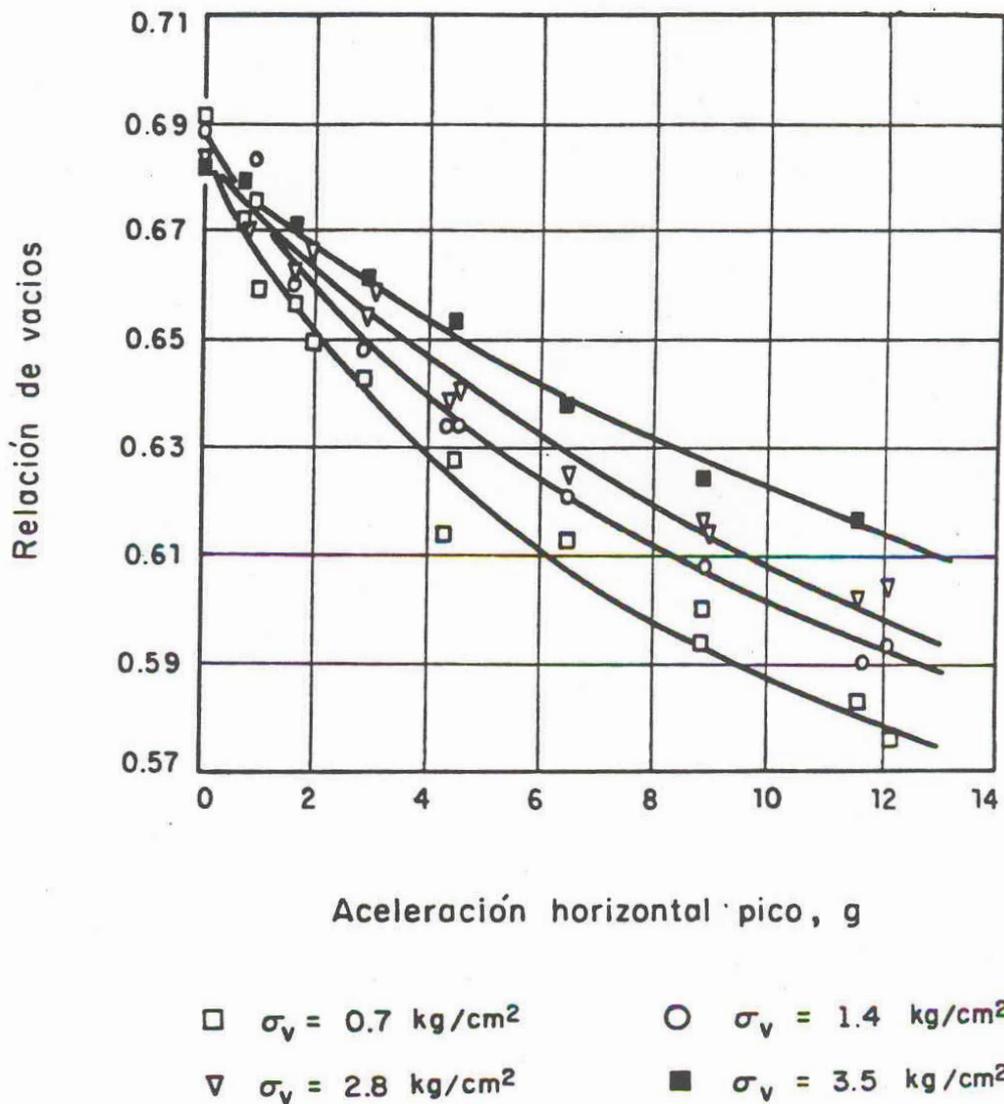


Figura II-3 Efectos de la intensidad de la aceleración y esfuerzo de confinamiento sobre la relación de vacíos de arena seca de Ottawa en pruebas de vibración cortante (Youd, 1970)

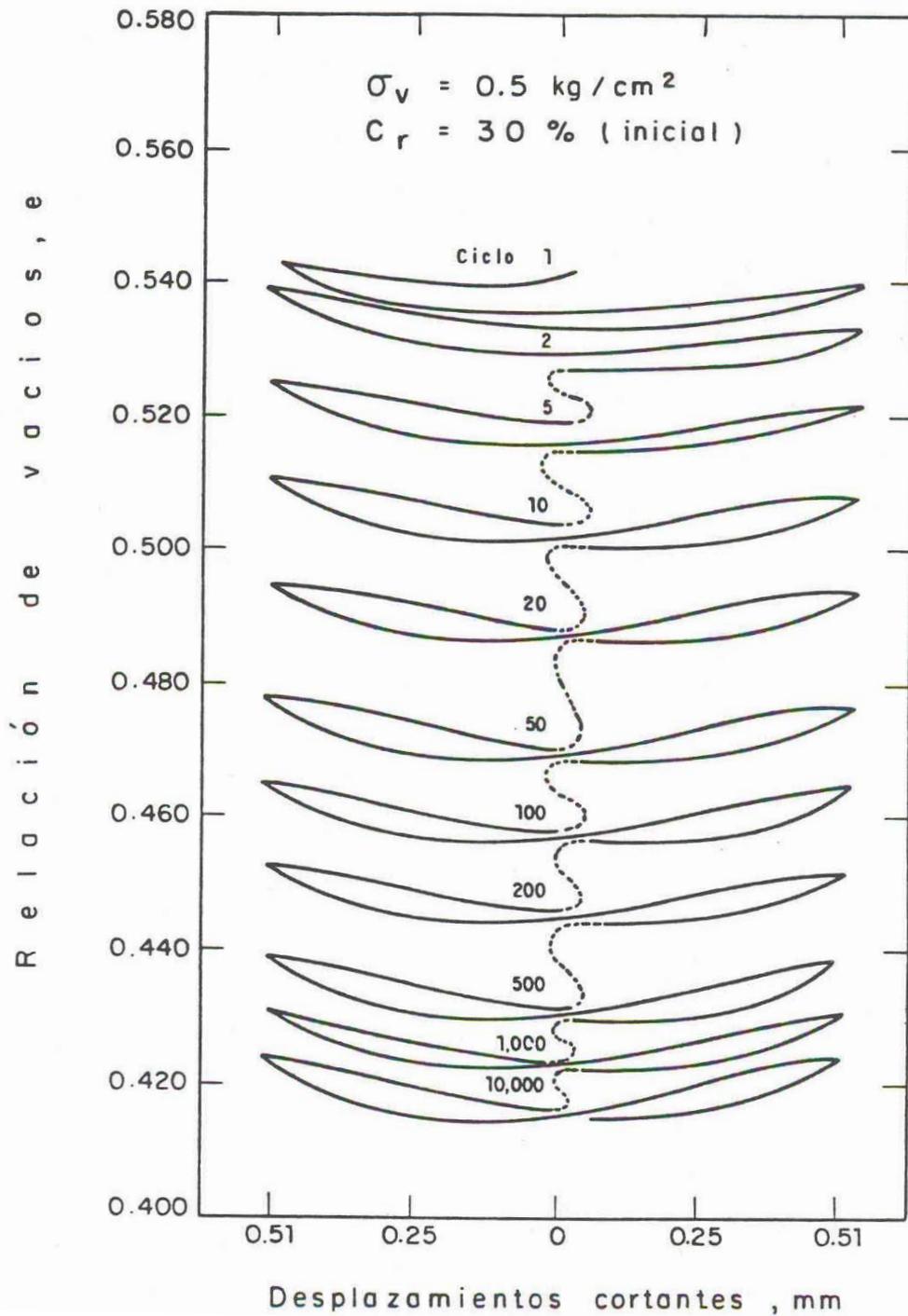


Figura II-4 Compactación vs. Historia esfuerzo-deformación en una prueba drenada de esfuerzo cortante cíclico sobre arena de Ottawa C-119 (Youd, 1972).

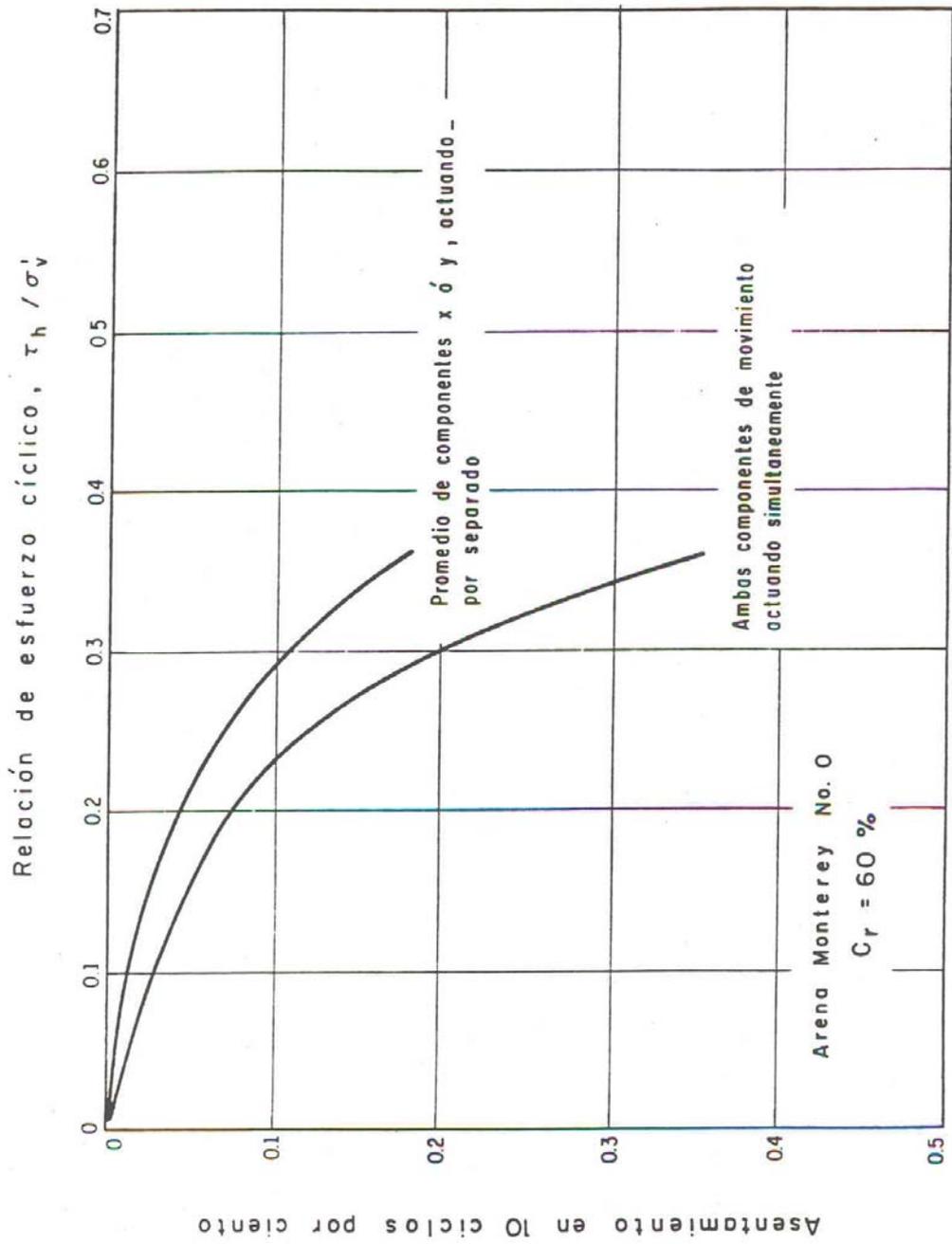


Figura II-5 Asiento de arena seca bajo movimiento unidireccional y multidireccional (Seed, Pyke y Martin, 1975)

### **II-1-2 Reducción de la resistencia al esfuerzo cortante (aumento de la presión de poro-licuación)**

Cuando la tendencia a la reducción de volumen de un suelo granular saturado, citada en el punto anterior, ocurre en condiciones tales que la expulsión rápida del agua de los poros está fuertemente restringida, se desarrollan presiones de poro positivas.

La magnitud del incremento de presión de poro depende de la magnitud del cambio de volumen que el suelo tiende a sufrir y del grado de restricción al flujo de agua que ocurre en la masa del suelo, y puede prácticamente igualar a la presión efectiva de confinamiento actuante sobre la misma. De cualquier modo, por el principio de los esfuerzos efectivos, la resistencia del suelo se reduce proporcionalmente al incremento de presión de poro y, en el caso extremo, se anula dando lugar al fenómeno de licuación.

Una fuerte restricción al flujo de agua puede deberse a la baja permeabilidad del suelo mismo, o a su confinamiento parcial o total por otros materiales menos permeables. Estas dos últimas causas, determinadas exclusivamente por las restricciones de frontera, son las que hacen tan difícil dilucidar si, en el campo, una masa de suelo es susceptible de licuarse en ciertas condiciones de excitación. En consecuencia, el desarrollo de licuación en el laboratorio, en muestras no drenadas, es requisito necesario pero no suficiente para la ocurrencia de licuación del mismo suelo en el campo.

De lo expresado en el punto anterior en relación con los cambios de volumen de un suelo granular sujeto a vibraciones, se deduce que, en condiciones no drenadas, prácticamente cualquier suelo es susceptible de sufrir pérdida transitoria parcial o total de resistencia, si la excitación es de intensidad suficiente. Sin embargo, las aceleraciones de tipo sísmico generalmente son tales que los suelos de compacidad relativa superior a cierto valor son prácticamente inmunes a la licuación (ver como ejemplo la Figura II-2).

### II-2 LICUACION DE SUELOS

#### II-2-1 Descripción del fenómeno

La licuación es el fenómeno en el cual la resistencia y la rigidez de ciertos suelos, son reducidas por la acción sísmica u otro tipo de carga rápida.

La licuación y fenómenos relacionados a ella, han sido responsables de grandes daños en sismos históricos en todo el mundo. Esta ocurre en suelos teóricamente saturados, es decir, suelos cuyos espacios entre las partículas individuales que lo componen, están completamente llenos de agua.

De acuerdo con lo expresado en los apartados II-1.1 y II-1.2, se puede afirmar que es un hecho experimental bien establecido que la aplicación de una carga cíclica a una muestra de arena, seca o saturada en condiciones drenadas, ocasiona un reacomodo de los granos del suelo que da como resultado una contracción o densificación volumétrica. Esta contracción explica el incremento de la presión de poro en suelos saturados en condiciones no drenadas o parcialmente drenadas, lo que reduce el esfuerzo efectivo medio a valores tales que hacen que el suelo tenga fallas parciales o totales. En un caso límite, el suelo puede fluir con resistencias prácticamente nulas, produciéndose el fenómeno de la licuación.

Los primeros estudios cuantitativos de este fenómeno pertenecieron, originalmente, al análisis estático de taludes naturales en las márgenes del río Mississippi. Estos habían presentado un comportamiento inestable, provocado por la subida gradual del nivel freático y en algunos casos fluctuaciones en el nivel de marea, modificando las redes de filtración del terreno. A causa de estas variaciones se producían deslizamientos, y el mismo se detenía cuando el ángulo del talud había alcanzado unos escasos grados. Para explicar este fenómeno Casagrande (1916) propuso el concepto de “Relación de vacío crítica”. Posteriormente, se realizó un estudio extensivo de numerosos deslizamientos a lo largo de la rivera del río Mississippi.

El Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos desarrolló métodos empíricos con el objetivo de evaluar la ocurrencia de estos deslizamientos. Durante los últimos 40 años, el estudio de este fenómeno se ha extendido incluyendo el

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

comportamiento del suelo bajo acciones cíclicas ocasionada por vibraciones sísmicas. Aún cuando el resultado final (pérdida de la resistencia del suelo) es el mismo (si éste es causado por una acción dinámica o estática), la tensión de corte que provoca la disminución de la resistencia del suelo bajo condiciones de carga cíclica es mucho menor que la necesaria para causar el mismo efecto bajo condición de carga estática.

Habría que resaltar, que se producirá licuación solo en aquellos suelos donde su resistencia residual (concepto explicado en los puntos II-3-1 y II-3-2) es menor que la tensión tangencial estática actuante, con anterioridad a la ocurrencia de un sismo o la aplicación de otra tipo de carga rápida.

Se llama movilidad cíclica (Casagrande, 1976), al fenómeno de licuación muy limitada, provocado por cargas cíclicas. Ocurre en suelos con compacidad relativa alta, con una resistencia residual mayor que la tensión tangencial estática actuante. Las deformaciones debido a la movilidad cíclica se desarrollan de manera incremental debido a que actúan simultáneamente las tensiones estáticas y dinámicas.

Las evidencias superficiales más comunes de la ocurrencia del fenómeno de licuación son:

- Los "volcanes de arena".
- Las grietas en el terreno.
- Las pérdidas de capacidad portante.
- Los movimientos laterales.
- Las oscilaciones horizontales del terreno.
- Las fallas de taludes por flujo del terreno.

### **II-2-2 Factores que directamente influyen en la ocurrencia del fenómeno de la licuación**

Los factores más importantes, basados principalmente en evidencia experimental de laboratorio, pueden agruparse en las tres categorías que se presentan a continuación:

- 1- Propiedades índice y de estado de los suelos.
- 2- Condiciones iniciales de esfuerzo y de deformación.
- 3- Características de la sollicitación.

Algunos de estos factores, son difíciles de controlar, de manera precisa, en los ensayos de laboratorio e imposible de evaluar fidedignamente en el campo.

#### **II-2-2-1 Propiedades índice y de estado de los suelos**

En esta categoría se ubican características geotécnicas tales como:

- **Tipo de suelo**

En general los suelos uniformemente graduados son más susceptibles de licuarse que los bien graduados. Dentro de los primeros, las arenas finas se licuan más fácilmente que las gravas o suelos arcillosos aluviales.

En suelos bien graduados, al reacomodarse las partículas más pequeñas (llenando los huecos dejados por las partículas más grandes) bajo condiciones drenadas, se produce un menor cambio de volumen, y por ende, un menor incremento en la presión intersticial bajo condiciones no drenadas. Evidencias en sismos recientes revelan que en la mayoría de casos de licuación han estado involucrados suelos uniformemente graduados.

La forma de las partículas del suelo también puede ser un factor de influencia. Suelos con partículas de forma redondeadas tienden a densificarse más fácil que los con partículas de forma angulosa. Las partículas de forma redondeadas frecuentemente tienen origen fluvial o aluvial, en donde es común encontrar depósitos de suelos flojos saturados, siendo usualmente la susceptibilidad a la licuación alta.

Se pueden establecer límites en las curvas granulométricas definiendo fronteras que separan los suelos licuables de los no licuables (Figura II-6). La frontera inferior, condicionada por el tamaño de las partículas, muestra la influencia del contenido de finos en la disminución de la tendencia del suelo a densificar. Los finos plásticos hacen más difícil la liberación de las partículas de arena para moverse unas con respecto a otras, buscando un arreglo más denso (National Research Council, 1985). Por lo tanto, el contenido de finos es un elemento importante en la ocurrencia o no de licuación y éste ha sido tomado en cuenta en los métodos de predicción "In Situ". La frontera superior es significativa, porque está asociada a la permeabilidad de materiales más gruesos. De esa manera, incrementando la permeabilidad, se incrementa la capacidad de drenaje, por ende, la velocidad con que se pueden disipar las presiones intersticiales.

En la Figura II-6, también, se puede observar las envolventes de las curvas granulométricas correspondientes a suelos que se han licuado en sismos previos.

### ▪ **Compacidad relativa ( $C_r$ ) - relación de vacíos ( $e$ )**

Una arena suelta es más susceptible de licuarse que una arena densa. En sismos previos, se han licuado suelos cuya compacidad relativa o densidad relativa ( $C_r$ ) era del orden del 50 por ciento o menor (indicativa de alta susceptibilidad a cambios de volumen). Por el contrario, en arenas con una  $C_r$  del orden del 70 por ciento o mayor, no se produjo este fenómeno. En la Figura II-7 se ilustra el concepto de compacidad relativa.

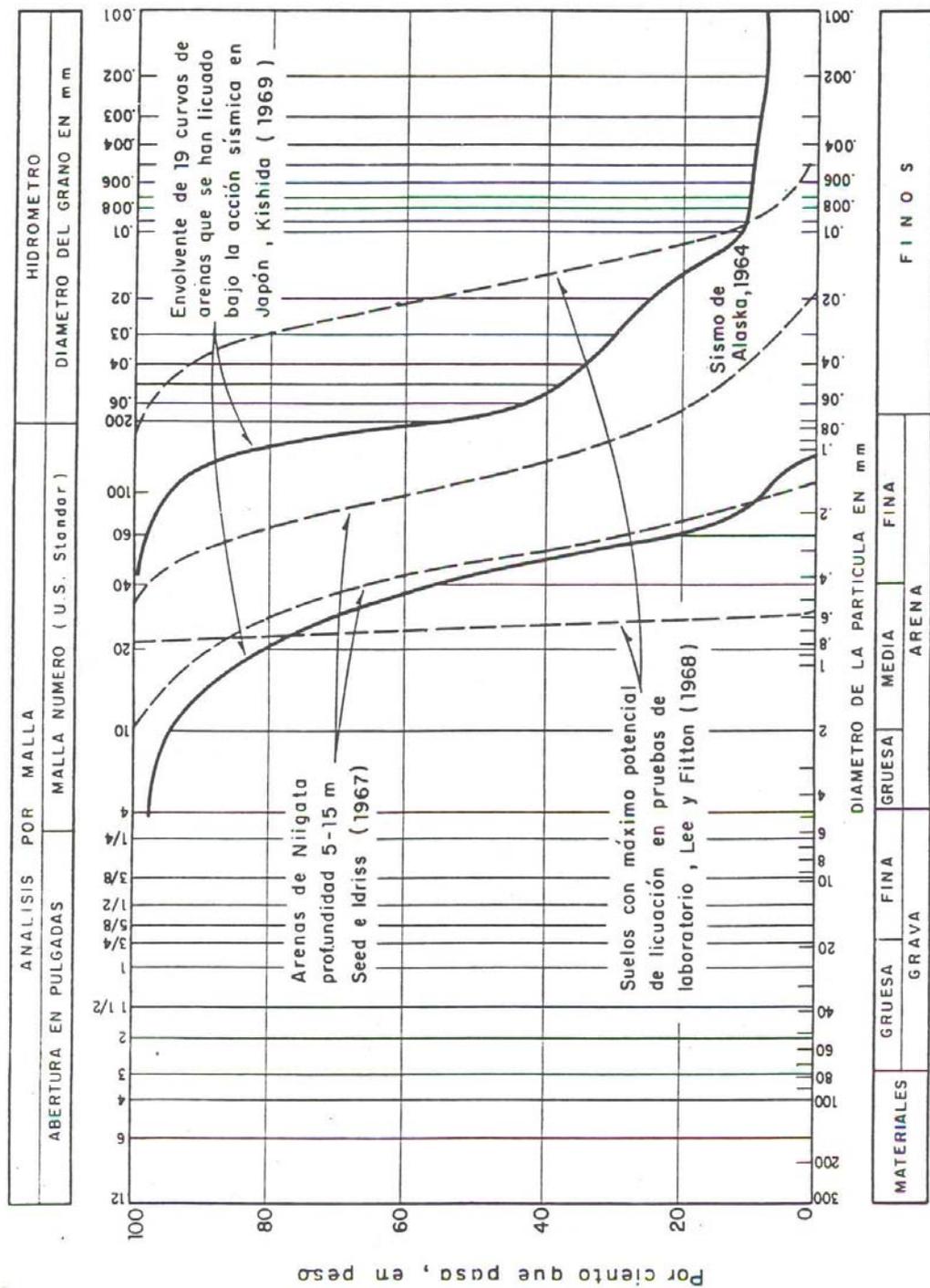


Figura II-6: Granulometría de algunos suelos que han licuado

La densidad relativa puede ser reproducida aproximadamente en laboratorio usando muestras reconstruidas, sin embargo, en situaciones típicas de campo, donde el suelo tiene estratificaciones complejas, ésta aproximación pierde su significado.

Con base en información de campo tomada del terremoto de Niigata (1964), Keshida (1969) concluyó que suelos con densidades relativas mayores al 75% no licuarán. No obstante, puede ocurrir movilidad cíclica (pérdida temporal de la resistencia), inclusive en suelos con una densidad relativa de hasta el 100%. La movilidad cíclica es producida por deformaciones tangenciales que ocurren antes de que se produzcan una distribución en la presión intersticial o alguna vía preferente de drenaje (Castro y Poulos, 1976).

### ▪ Estructura

Una prueba fehaciente sobre la influencia de este factor es el hecho de que diversos investigadores han encontrado que el método de preparación de la muestra (y en consecuencia la estructura), puede afectar el valor de la relación de esfuerzos cíclicos ( $\sigma_{dc}/2\sigma_c$ ) que provoca la licuación hasta en un 200 % (Ladd, 1976 y 1977; Mulilis y otros, 1975 y 1977).

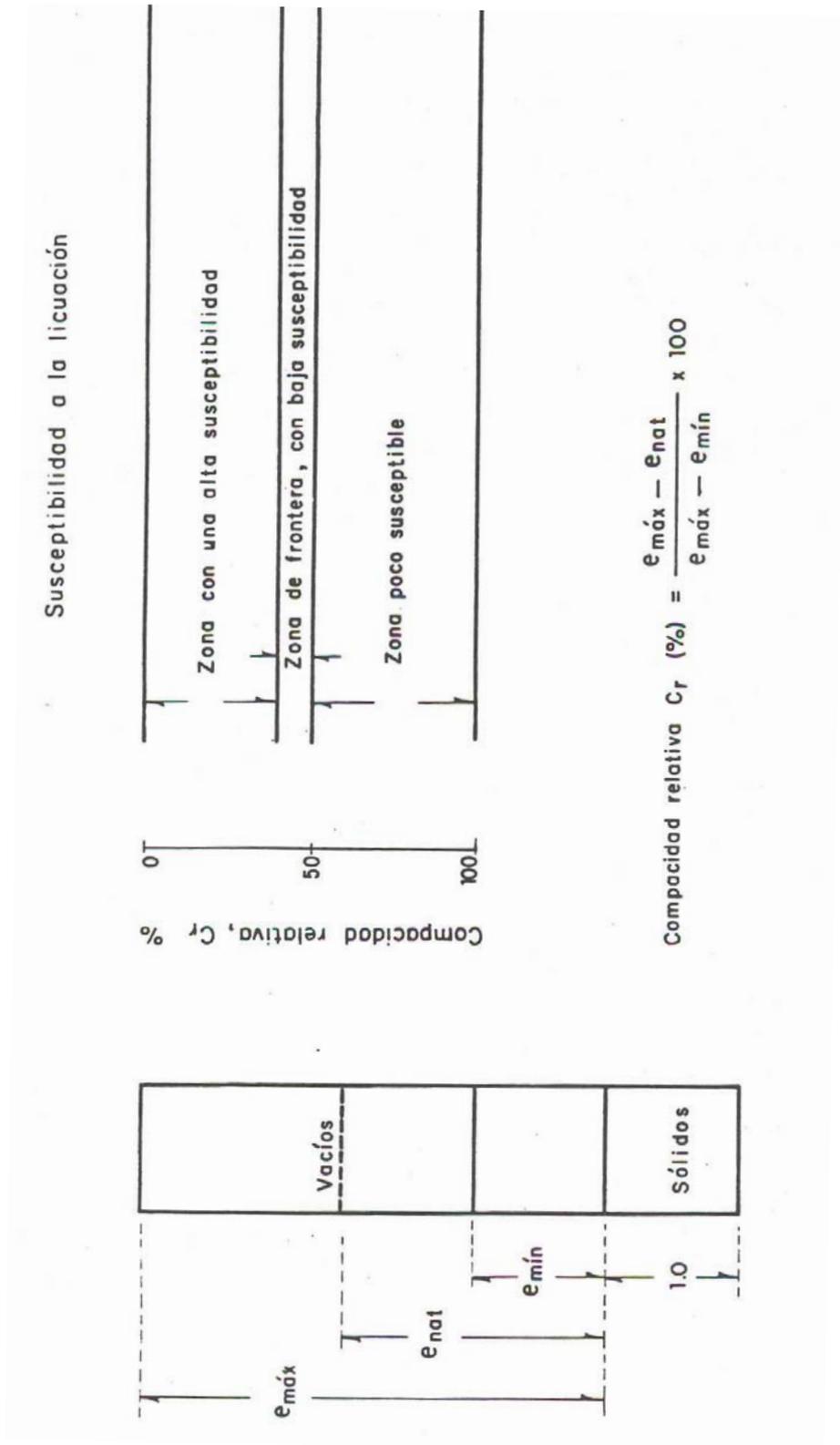


Figura II-7 Concepto de compacidad relativa

### II-2-2-2 Condiciones iniciales de esfuerzo y de deformación

Corresponden a las características de la historia previa de esfuerzos o de deformaciones que ha soportado el suelo, como por ejemplo:

- **Esfuerzo confinante inicial**

La susceptibilidad a la licuación disminuye al aumentar el esfuerzo confinante. Los ensayos de laboratorio han permitido comprobar que para una misma relación de vacíos inicial, el esfuerzo cortante requerido para comenzar la licuación bajo condiciones de carga repetida, se incrementa con el aumento de la presión de confinamiento (Figuras II-2 y II-3).

Debido a lo anterior, y a las evidencias de campo con que se cuenta, se puede decir que difícilmente se presenta el fenómeno de licuación a profundidades superiores a los 20 metros.

Dada la dificultad de estimar el confinamiento lateral en campo, la tensión efectiva vertical es usada para definir el nivel de confinamiento. En la bibliografía existen muchas investigaciones (Seed y Peacock, 1971) en donde se trata la relación entre la tensión lateral y vertical ( $K_0$ ), y de aquí que, la veracidad de esta relación revierte mucha importancia.

Se ha encontrado que la tensión tangencial requerida, para causar licuación, en muestras de arena, con densidad relativa menor al 70% varía linealmente con el nivel de tensión confinante (Seed y Lee, 1966, y Peacock y Seed, 1968). Por lo tanto, es conveniente normalizar el efecto del nivel de tensiones tangenciales con el valor del esfuerzo confinante inicial.

### ▪ **Lapso de esfuerzo sostenido**

Experiencias de laboratorio indican que muestras idénticas sometidas a cargas sostenidas por períodos que variaron de 0,1 a 100 días antes del ensayo, sufrieron en función del tiempo, aumentos de hasta un 25 por ciento en el valor de la relación de esfuerzos cíclicos que produce licuación. Lo anterior se debe a que aparentemente, para un mismo volumen, con el tiempo se hace más fuerte el contacto entre las partículas.

Los resultados mencionados en el párrafo precedente, permiten afirmar que el efecto de la edad del depósito es un factor importante a tener en cuenta. Además, debido a la enorme diferencia de escalas de tiempo entre laboratorio y campo, se puede suponer una mayor diferencia que la del 25 % mencionada arriba.

### ▪ **Historia previa de deformaciones**

Este importante factor fue señalado por primera vez por Finn, Bransby y Pickering (1970), quienes comprobaron por medio de experiencias en laboratorio, que las características del fenómeno de licuación es influido por la historia previa de deformaciones. Por otro lado, los resultados de experimentos en los cuales muestras de arena se sometieron previamente a una serie de vibraciones de pequeña amplitud, permitieron a Seed, Mori y Chan (1975) verificar que por efecto de la historia sísmica se incrementa considerablemente la resistencia a la licuación (Figura II-8). En otras palabras, de acuerdo con la evidencia experimental con que se cuenta, se puede afirmar que para un número de ciclos dados, las muestras de arena sometidas a perturbaciones previas que inducen esfuerzos o deformaciones de bajo nivel, requieren una relación de esfuerzos cíclicos mayor para licuarse.

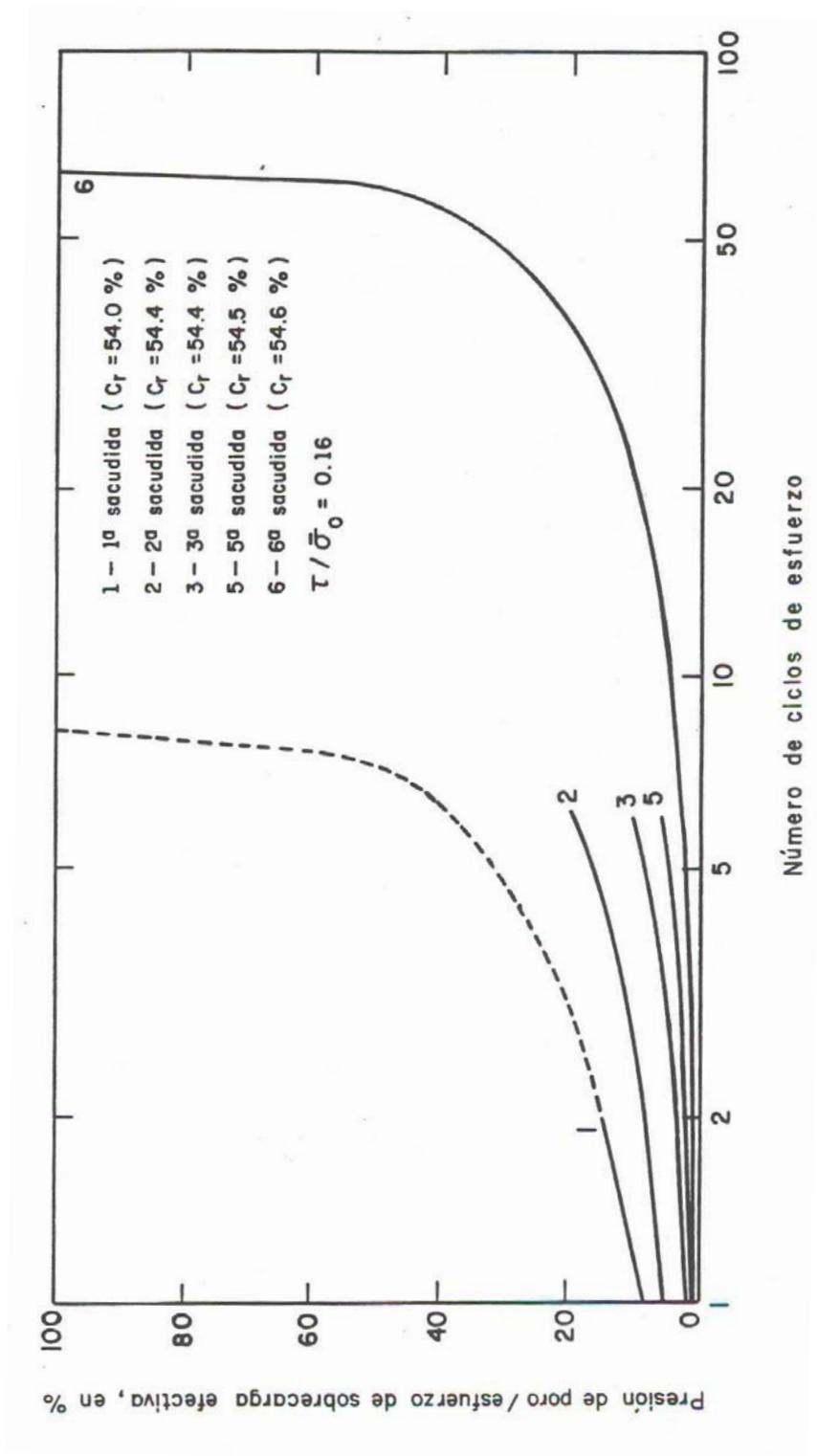


Figura II-8 Efecto de la historia sísmica sobre las características de licuación de una arena

### ▪ Historial previo de tensiones

El historial previo de tensiones ha sido de mucho interés en estudios de licuación. Finn, Bransby y Pickering (1970) presentaron los resultados de ensayos de laboratorio, en donde se mostraba que una muestra que previamente ha licuado, es susceptible a licuar de nuevo. Una muestra de arena, con una densidad relativa del 50% y una presión de confinamiento inicial de 200 KN/m<sup>2</sup>, fue sometida a carga cíclica con inversión de la tensión tangencial. La muestra primeramente experimentó una deformación de flujo limitada o movilidad cíclica, en la parte de extensión del ensayo en el ciclo número 25.

Esta muestra se siguió sometiendo a ciclos adicionales, en los cuales se volvió a licuar, fluyó y luego se estabilizó. Después de 29 ciclos de carga, a la muestra se le permitió drenar, y fue reconsolidada bajo una presión radial de 200 KN/m<sup>2</sup>, la cual le produjo un incremento en la densidad relativa del 50% al 60%. En la continuación del ensayo (aplicación de la carga cíclica), la muestra experimentó una re-licuación durante el segmento extensión del primer ciclo de carga, a pesar del incremento de la densidad relativa. Basado en este estudio, se podría establecer que el número de ciclos requerido para causar licuación es substancialmente reducido por episodios previos de licuación. Hay que tener en cuenta el criterio ingenieril a la hora de evaluar el potencial de licuación en los lugares donde anteriormente se haya producido.

### II-2-2-3 Características de la sollicitación

- **Magnitud del esfuerzo repetido**

Cualquier suelo granular con una relación de vacíos mayor que la mínima es susceptible de sufrir pérdida parcial o total de resistencia, si la excitación es de intensidad suficiente.

Los terremotos generan componentes de la aceleración y por ende tensiones en las tres direcciones principales. La tensión más crítica, desde el punto de vista de la licuación, surge de la propagación vertical de las ondas tangenciales horizontales. La componente vertical no se considera de importancia, porque son de naturaleza dilatante y serán completamente absorbidas por la presión intersticial.

Evidencias de campo (Seed e Idriss, 1970) demuestran que arenas sueltas han resistido sismos de poca intensidad (aceleración superficial máxima,  $a_{\text{máx}} = 0,05 \text{ g}$ ) y se han licuado ante la acción de sismos intensos ( $a_{\text{máx}} = 0,16 \text{ g}$ ). De lo anterior se desprende que la resistencia a la licuación decrece al aumentar la magnitud del esfuerzo cíclico aplicado (Figuras II-1, II-2 y II-3).

- **Número de ciclos de esfuerzo**

A través de estudios de laboratorio, se ha podido observar que en una muestra sujeta a carga repetida, con un nivel de esfuerzo o de deformación definido, el inicio de la licuación dependerá de la aplicación de un número de ciclos de esfuerzo adecuado a cada caso (Figura II-4). Esto tuvo su confirmación "in-situ", durante el terremoto de Alaska de 1964, ya que allí los deslizamientos ocurrieron después de 90 segundos de comenzado el sismo.

### II-2-3 Factores que indirectamente afectan la ocurrencia de licuación

Existen una serie de parámetros del terreno, los cuales no están relacionados con el proceso de licuación de manera directa, pero influyen en el potencial de ocurrencia de la misma. Estos son parámetros de respuesta del terreno, los cuales dictan, la manera como el suelo responderá a las tensiones aplicadas. Por ejemplo, los cambios volumétricos, y por ende, el potencial de licuación puede ser relacionado con los niveles de deformación tangencial que el suelo experimenta (Martin, Finn y Seed, 1975) y, estos a su vez, con la rigidez tangencial o el modulo de rigidez de un suelo bajo un específico nivel de carga.

Los movimientos sísmicos pueden ser amplificados o atenuados, dependiendo de las características del perfil del terreno y su interacción con el contenido de frecuencias del sismo (propagación vertical de las ondas transversales), las cuales depende directamente de los valores de la rigidez y del amortiguamiento.

Se ha constatado que el modulo de rigidez tangencial ( $G$ ) crece con la densidad y la tensión confinante, y disminuye con la magnitud de las deformaciones tangenciales. Los coeficientes de amortiguamiento, por otro lado, crecen con las deformaciones tangenciales y parecen disminuir con el incremento de la tensión confinante y la densidad.

### II-2-4 Recapitulación

La licuación es el fenómeno en el cual la resistencia y la rigidez de ciertos suelos, son reducidas por la acción sísmica u otro tipo de carga cíclica rápida.

Es bien sabido, que si a una muestra de arena suelta se somete a vibraciones, ésta tiende a reducir su volumen, buscando un estado más denso, por ende una condición más estable.

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

Si dicha muestra está saturada y además se encuentra condiciones no drenadas, al ser sometidas a vibraciones, se producirá un incremento en la presión intersticial, pudiendo ésta llegar ser igual o superior a la tensión efectiva vertical, produciéndose el fenómeno de la licuación. Dicho fenómeno lleva asociado deformaciones de consideración.

Existen una serie de factores que afectan de manera directa o indirecta la ocurrencia de este fenómeno, de los cuales se podrían destacar las propiedades índices y de estado del terreno, las condiciones iniciales de esfuerzo y de deformación, y las características de la sollicitación.

Con la finalidad de obtener una visión más completa de los mecanismos, bajo los cuales se iniciaba el fenómeno de la licuación, al mismo tiempo de desarrollar criterios que permitiera determinar el potencial de licuación durante la ocurrencia de sismos, surgió la necesidad de investigar el comportamiento de arenas saturadas mediante ensayos de laboratorio. Debido a lo anterior, el apartado II-3 se dedica a la descripción de los ensayos de laboratorio utilizados para el estudio de la licuación.

### **II-3 ESTUDIOS EXPERIMENTALES DE LICUACION DE SUELOS**

#### **II-3-1 Observaciones experimentales en pruebas drenadas**

El comportamiento de tres muestras de arena saturada sometidas a compresión triaxial se ilustra en la Figura II-9. Los ensayos se llevaron a cabo consolidando las probetas a una misma presión, y aplicando los esfuerzos cortantes en condiciones de drenaje libre (prueba consolidada-drenada). Cada una de las muestras se formó con una relación de vacíos diferente y sus estados iniciales van desde suelto hasta denso. En la parte superior de la figura se presentan las curvas esfuerzo-deformación. La curva obtenida al ensayar el espécimen denso indica que es más rígido y resistente que los otros dos; además, después de que el esfuerzo desviador alcanza un máximo, se manifiesta una reducción de resistencia.

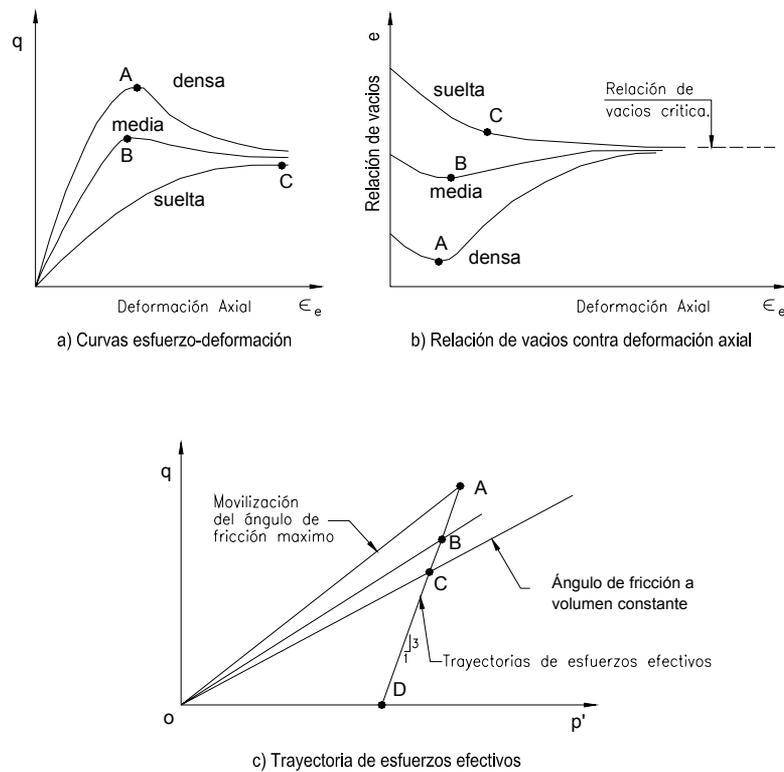


Figura II-9 Comportamiento de arenas, ensayadas en pruebas triaxiales consolidadas drenadas (Ovando, 1996).

Las características de la curva del espécimen suelto, permiten afirmar que es el menos rígido y resistente. En la curva correspondiente, no se define un valor pico para el esfuerzo desviador. La curva que se obtuvo del ensayo en la probeta medianamente densa tiene un pico menos pronunciado que el que se aprecia en la curva para un material denso.

En la parte b de la figura se muestra la relación de vacíos en función de la deformación axial. Como se ve, la muestra densa aumenta de volumen conforme se le aplican los esfuerzos cortantes; la muestra de densidad media

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

primero se contrae ligeramente y después dilata; la muestra suelta sólo experimenta reducciones de volumen.

Cuando se han generado deformaciones axiales suficientemente grandes, el volumen de los especímenes tiende a permanecer constante y, como se aprecia en la figura (parte b), la relación de vacíos que alcanza las tres muestras es aproximadamente la misma, independientemente de su compacidad inicial. La relación de vacíos de las muestras al final de los ensayos es la llamada relación de vacíos crítica (Casagrande 1936). De lo anterior se concluye que si una probeta de arena se forma con una relación de vacíos mayor que la crítica, la aplicación de esfuerzos cortantes provocará reducciones de volumen y cuando el material moviliza su resistencia máxima, las deformaciones crecen indefinidamente, sin que el volumen de la muestra sufra cambios posteriores.

Es interesante observar el comportamiento de las muestras en términos de sus trayectorias de esfuerzo, ya que movilizan ángulos de fricción diferentes cuando alcanzan su resistencia máxima, como se aprecia en la Figura II-9c. Sin embargo, cuando llegan a su condición última, el ángulo movilizado es prácticamente el mismo, sin importar su relación de vacíos inicial. A éste se le ha denominado ángulo de fricción a volumen constante pues hacia el final de la historia de cargas, ya no hay cambios de volumen.

Si se repite el experimento y se ensayan otras tres probetas formadas con densidades iniciales diferentes, pero ahora consolidadas con una presión de confinamiento menor, su relación de vacíos crítica al final del ensayo será mayor. Por el contrario, si se utiliza una presión de consolidación más grande, la relación de vacíos crítica sería menor. De aquí se concluye que la relación de vacíos crítica depende únicamente de los esfuerzos efectivos empleados para consolidar las muestras. Como se ve en la figura II-10, las relaciones de vacío críticas definen una línea en el ensayo log.  $p'-e$  llamada relación de vacíos

crítica.

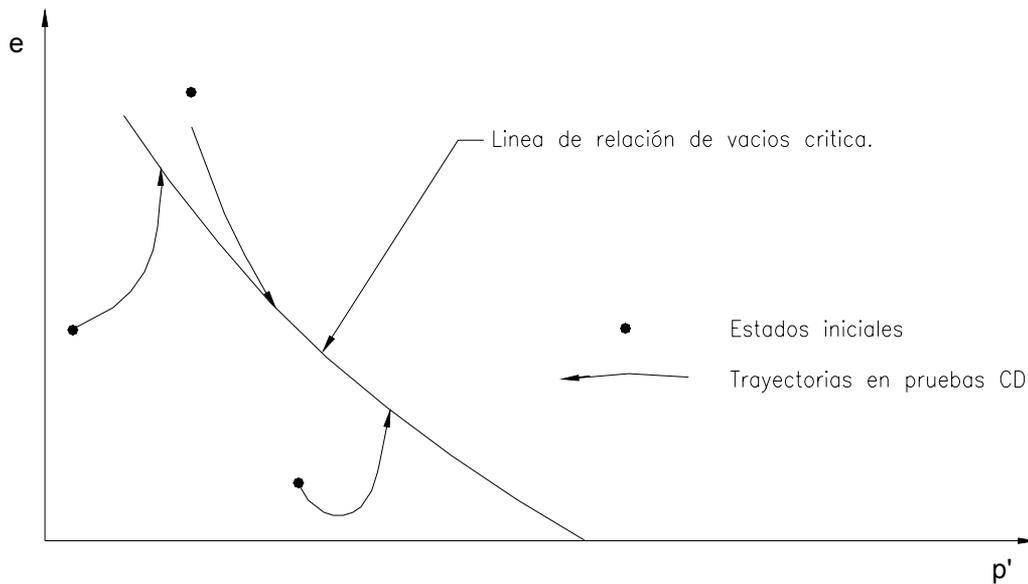


Figura II-10 Línea de relación de vacíos crítica (Ovando, 1996).

### II-3-2 Observaciones experimentales bajo condiciones no drenadas

Si los ensayos se llevan a cabo sin permitir el drenaje el comportamiento es el de la Figura II-11. La muestra densa inicialmente se contrae, pero a un pequeño nivel de deformaciones dilata, generando presiones de poro negativas, incrementando la tensión efectiva de confinamiento y a su resistencia. La muestra ensayada en un estado muy suelto sólo genera presión de poro positiva, en la curva tensión-deformación de esta última se define un máximo después del cual, la presión de poro continúa aumentando, hasta que a deformaciones grandes tiende a mantenerse constante. Después de la tensión tangencial máxima, los aumentos de presión de poro posteriores producen reducciones en las tensiones normales efectivas y en la misma resistencia a las tensiones tangenciales, observándose que hacia el final de la prueba se alcanza una resistencia residual que incluso puede ser nula. La

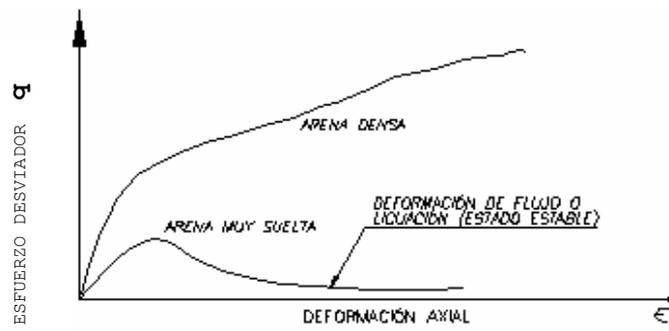
muestra se licua al desarrollar presiones de poro positivas que anulan los esfuerzos efectivos y las deformaciones que ocurren cuando se presenta la licuación suelen denominarse deformaciones de flujo.

Las condiciones en las que se presenta la licuación han sido analizadas y discutidas por muchos investigadores. Casagrande (1936) introdujo el concepto relación de vacíos crítica, para referirse a la condición en el que una arena alcanza su resistencia residual con deformaciones de flujo y sin cambios de volumen o de presión de poro posteriores, en el espacio  $e$  (relación de vacíos) contra  $p'$  (esfuerzo efectivo normal octaédrico); posteriormente Castro (1969, 1975) lo desarrolla ampliamente e introduce el término movilidad cíclica para describir el comportamiento de las arenas densas. El concepto estado crítico se utilizó después para describir los estados últimos de materiales arcillosos (Schofield y Worth, 1968). La condición última de las arenas, se ha denominado estado estable (steady state), que se define como el estado en el se alcanza la resistencia última de las arenas sin cambios de volumen o de presión de poro y en el que, además, las deformaciones ocurren a velocidad constante (Poulos, 1981).

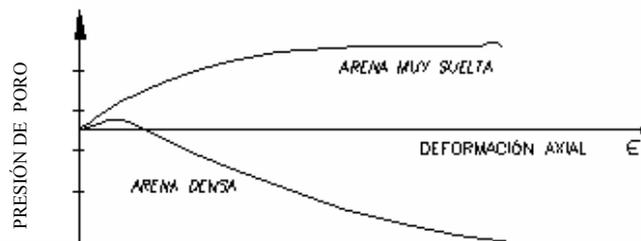
Aunque el estado crítico y estado estable son dos conceptos diferentes, es difícil distinguir experimentalmente uno de otro.

El comportamiento de una arena que no esté muy suelta puede ser preponderante contractivo y puede ocurrir que también experimente una pérdida de resistencia después de sobrepasar el esfuerzo cortante máximo, aunque menos grande que la que se manifiesta en una muestra que alcance el estado crítico o el estado estable.

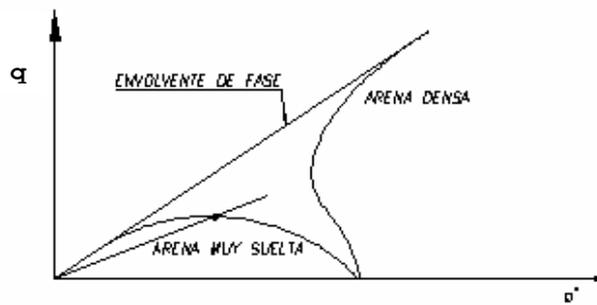
## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS



a) CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN



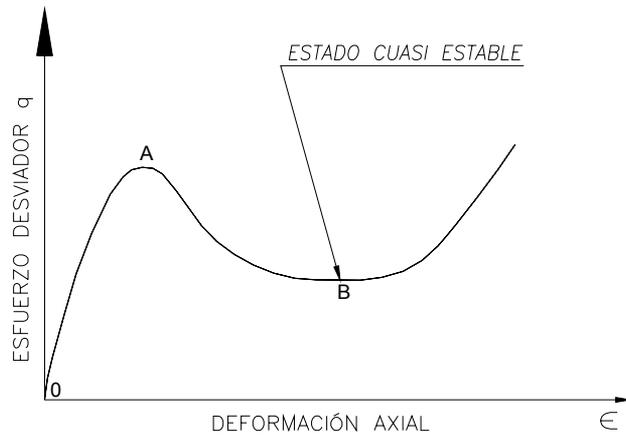
b) CURVA PRESIÓN DE PORO-DEFORMACIÓN



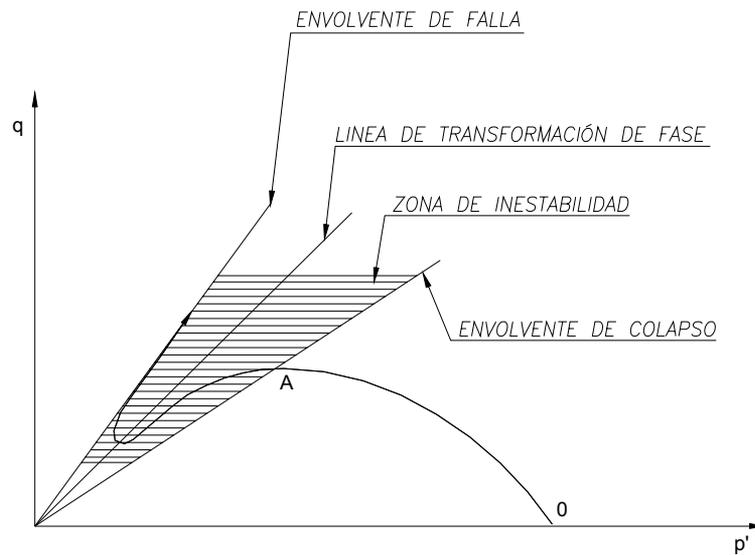
c) TRAYECTORIAS DE ESFUERZOS

Figura II-11 Comportamiento no drenado de arenas en compresión triaxial (Ovando, 1996).

Como se observa en la Figura II-12, la probeta moviliza una resistencia reducida que permanece aproximadamente constante durante un intervalo más o menos grande de deformaciones y después recupera parte de capacidad para resistir esfuerzos cortantes. La presión de poro aumenta inmediatamente después de sobrepasar la resistencia de pico; cuando la probeta moviliza la resistencia reducida, alcanza su máximo, con poca variación; finalmente, la presión de poro disminuye, dando lugar al incremento de resistencia y rigidez que se observa al final de la prueba. Los incrementos de presión de poro que ocurren durante la movilización de la resistencia reducida pueden producir disminuciones significativas de los esfuerzos efectivos y las deformaciones también pueden ser de gran magnitud. Por ello, esta condición es de una licuación parcial en la que la muestra pasa por el estado estable dentro de un rango limitado de deformaciones. Para referirse a ella, Alarcón et-al (1988) usaron el termino estado cuasi-estable (quasi steady state). Las reducciones de presión de poro, junto con el incremento de rigidez dan lugar a que la trayectoria de esfuerzos efectivos cambie de dirección y comience a subir a lo largo de la envolvente de falla, como lo indica la Figura II-12. El cambio de comportamiento contractivo a dilatante constituye una transformación de fase según Ishihara (1993) y los puntos en donde ocurre ésta, definen una línea en el espacio de esfuerzos, la línea de *transformación de fase* que, en general, no coincide con la envolvente de falla aunque también pasa por el origen.



a) CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN



b) TRAYECTORIA DE ESFUERZOS

Figura II-12 Comportamiento no drenado de una muestra suelta en la que se presenta el estado cuasi-estable (Ovando, 1996).

**II-3-3 Diagramas de estado**

El espacio de relación de vacíos contra presión efectiva media ( $e-p'$  o  $e-\log p'$ ) puede utilizarse para dibujar trayectorias que siguen las muestras durante su etapa de falla. En el caso de ensayos no drenados, las trayectorias son líneas horizontales pues no hay cambio de volumen, y en el caso de los ensayos drenados son líneas verticales porque en ellos se producen cambio de volumen (Figura II-13). Si en ensayos no drenados, se tienen muestras puramente contractivas, las trayectorias siempre se desplazan hacia la izquierda hasta llegar al estado estable. Uniendo los estados estables de todas las probetas, se define la línea de estado estable (steady state line). La representación de la línea de estado estable en este espacio constituye un diagrama de estado.

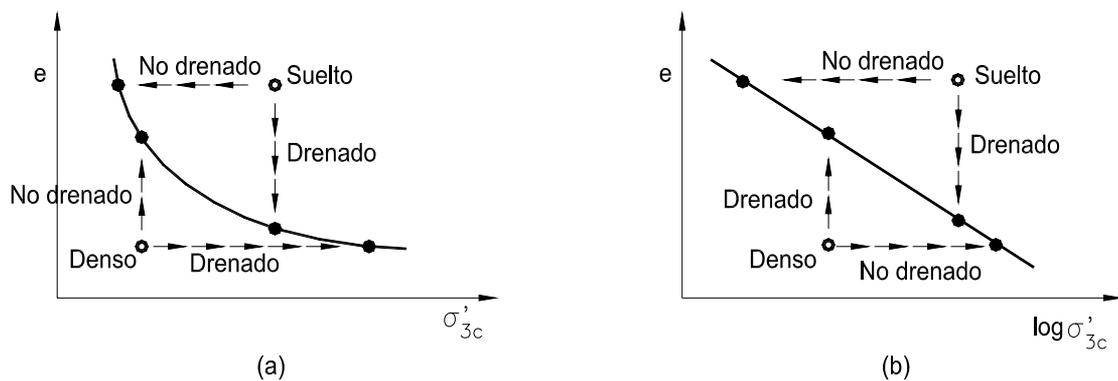


Figura II-13 Comportamiento de muestras de arena ensayadas bajo condiciones drenadas y no drenadas para a) tensión de confinamiento en escala aritmética y b) tensión de confinamiento en escala logarítmica.

Los diagramas de estado pueden emplearse para predecir cualitativamente el comportamiento de cualquier probeta, dadas su relación de vacíos inicial y su presión efectiva de consolidación.

Los estados iniciales (caso no drenado) que queden arriba y a la derecha de la

línea de estado estable, representan a materiales contractivos susceptibles de licuarse o de sufrir deformaciones de flujo. La susceptibilidad a la licuación aumenta conforme los estados iniciales definen puntos más alejados por arriba y a la derecha de la línea de estado estable (SSL). Si el estado inicial queda por debajo y a la izquierda de la línea de estado estable, el comportamiento del material será tanto más dilatante cuanto más alejado esté de dicha línea.

Para cuantificar el potencial de licuación de una arena en términos de su estado inicial y de su posición relativa con respecto a la línea de estado estable (SSL) se han utilizado índices o parámetros de estado. El siguiente, por ejemplo, se debe a Been y Jefferies (1985):

$$\psi = e - e_{ss} \quad (I-1)$$

En donde  $\psi$  es el parámetro de estado,  $e$  es la relación de vacíos de una muestra en particular (o la de campo) y  $e_{ss}$  la relación correspondiente al estado estable para el esfuerzo efectivo de campo. La arena tendrá comportamiento contractivo cuando  $\psi$  sea mayor que cero y dilatante si  $\psi$  es menor que cero (ver figura II-14).

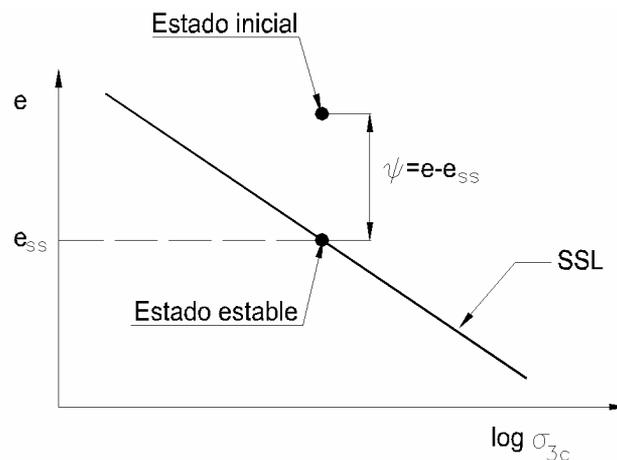


Figura II-14 Parámetros de estado de Been y Jefferies (1985).

### II-3-4 Comportamiento durante la aplicación de cargas cíclicas

El paso de las ondas sísmicas distorsionales (ondas S) a través de una masa arenosa produce esfuerzos cortantes cíclicos. Si las ondas inciden verticalmente, los esfuerzos cortantes actúan en planos horizontales. Estas condiciones de esfuerzos, corresponden a las de deformación plana, pueden simularse aproximadamente en laboratorio. Existen varios tipos de aparatos para tal efecto, cuyo rango de aplicabilidad queda determinado por la magnitud de las deformaciones que induce en cada uno de ellos. Si se estudia el comportamiento a deformaciones pequeñas, deben usarse columnas resonantes o cámaras triaxiales con dispositivos para la medición local de deformaciones.

La cámara triaxial ha sido el aparato más comúnmente usado para estudiar la licuación de las arenas bajo cargas cíclicas en el laboratorio. En ella se aplican cíclicamente los esfuerzos desviadores con lo cual se generan esfuerzos cortantes cíclicos en planos inclinados a 45°. En algunas pruebas, los esfuerzos verticales cíclicos pueden variar alternadamente entre los estados de compresión y extensión.

Los aspectos generales del comportamiento en una cámara triaxial de una arena suelta, sometida a cargas cíclicas no drenadas, de amplitud y frecuencia constantes, se resumen en la figura II-15 a, donde se observa que por efecto de la aplicación repetida de cargas, la presión de poro se acumula progresivamente. La licuación está indicada por un crecimiento rápido de la presión de poro. Al presentarse ésta, las deformaciones de la muestra también crecen y, a deformaciones grandes, la probeta alcanza su estado estable. Las presiones de poro pueden acumularse aún en el caso de muestras que no sean muy sueltas.

Puede ocurrir licuación parcial (Figura II-15 b), si el estado del material pasa por el estado cuasi-estable o bien, presentarse movilidad cíclica, en muestras medianamente densas. Cuando ocurre movilidad cíclica (Figura II-15 c), las trayectorias de esfuerzo pasan por o cerca del origen del estado de esfuerzos, lo que origina la acumulación progresiva de deformaciones, cada vez que se anulan transitoriamente los esfuerzos efectivos. La licuación parcial da lugar al desarrollo de deformaciones en las probetas de gran magnitud, pero menos bruscas que las que ocurren en la licuación total.

La licuación total puede presentarse cuando la amplitud del esfuerzo cortante cíclico es menor que el que provoca la licuación bajo cargas monotónicas, debido a que, por efecto de la aplicación de cargas repetidas, se acumulan deformaciones irreversibles. Estas deformaciones eventualmente conducen a la falla del espécimen.

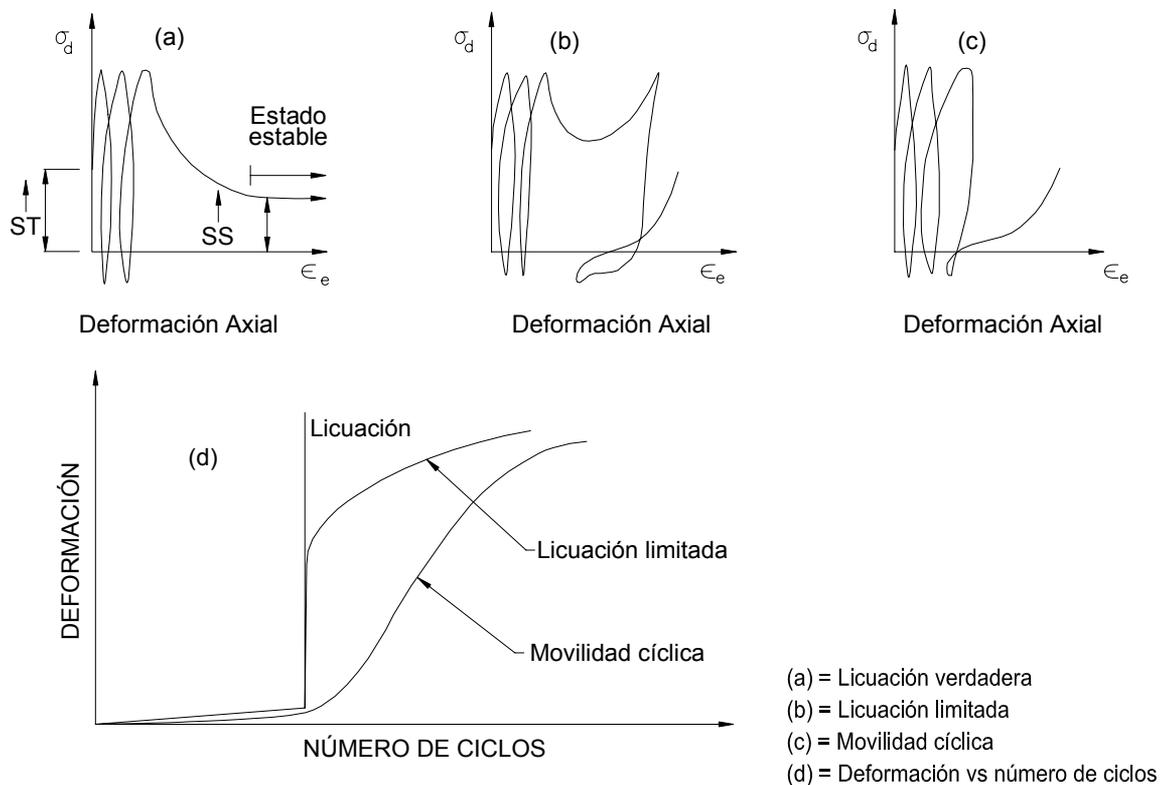


Figura II-15 Comportamiento bajo cargas cíclicas de tres muestra de arenas con diferente compacidad relativa (Kramer, 1996).

### II-3-5 Estudios de licuación de suelos mediante técnicas de laboratorio

En función de lo expresado en los puntos anteriores, se puede concluir que el fenómeno de licuación es complejo y aún no está completamente comprendido, al grado que muchas veces es posible encontrar interpretaciones diferentes y hasta contradictorias de los hechos experimentales existentes.

Debido a lo anterior es conveniente revisar los estudios experimentales llevados a cabo hasta la fecha por diferentes investigadores utilizando diversos aparatos. Además, previo a ello, resulta oportuno realizar las siguientes aclaraciones:

- l) En todas las arenas saturadas y sin drenaje, existe un nivel de tensiones y una amplitud de la tensión de corte cíclica que provoca, en un cierto número de ciclos, la anulación de la presión efectiva. Sin embargo, tras alcanzarse ese estado, que ha sido llamado por algunos autores como "licuación inicial", el comportamiento de las arenas sueltas es diferente del de las densas. Esto último ha dado origen a discrepancias en torno de la definición del término licuación, en función de evidencias experimentales.

Las arenas sueltas, una vez alcanzado el estado en que la presión efectiva se anula, fluyen y este flujo no produce un intento de expansión de la arena que reduzca la presión intersticial. Tal es el fenómeno conocido como "licuación".

Por su parte, las arenas densas cuando llegan al punto de presión efectiva nula provocado por una carga de corte cíclico, inician el proceso de rotura. Tal proceso, sin embargo, es dilatante y por tanto provoca una disminución de presión intersticial y un aumento de resistencia que contiene la rotura. El efecto final es que la arena experimenta una deformación tangencial apreciable y que en su interior las presiones intersticiales son importantes. Este fenómeno ha sido denominado "movilidad cíclica" (Casagrande, 1976).

Tanto la licuación como la movilidad cíclica pueden producir efectos muy desfavorables. El primero de rotura generalizada, el segundo grandes deformaciones que podrán, en muchos casos, calificarse de rotura.

- II) En principio es posible adoptar o modificar cualquiera de los aparatos empleados en ensayos estáticos convencionales a condiciones dinámicas para realizar estudios experimentales como los que se describen a continuación. El uso de servomecanismos acoplados a actuadores electromagnéticos y electrohidráulicos, gobernados por computadoras en circuitos cerrados de control, ha permitido la ejecución de pruebas en las que es posible controlar una amplia gama de historias de carga y de trayectorias de esfuerzo. Inicialmente este tipo de estudios se basó en el uso de cámaras triaxiales cíclicas y posteriormente se desarrollaron aparatos de corte simple cíclicos. También se han empleado mesas vibratorias para someter muestras de suelo de gran tamaño a cargas dinámicas, y de manera más tardía los ensayos centrífugos. Asimismo, los avances en el desarrollo de este tipo de equipos de laboratorio han sido acompañados por una mejora sustancial en las técnicas de medición.
- III) En los estudios experimentales que se presentan seguidamente, se trabajó casi exclusivamente con una sollicitación dinámica un tanto particular y que consiste en una carga de corte cíclica. El hecho de elegir este tipo de carga no es arbitrario ya que se sabe que de las ondas provocadas por los sismos, las sondas S (ondas de corte) son las portadoras de la mayor parte de la energía y es usual, en los análisis sísmicos, suponer que toda la energía del movimiento es propagada en forma de ondas de corte que inducen en los suelos tensiones cortantes cíclicas.

### **II-3-5-1 Ensayos triaxiales cíclicos**

Seed y Lee (1966) fueron los primeros en utilizar la cámara triaxial cíclica (Figuras II-16 y II-17), con el objeto de reproducir la condición de esfuerzos a que se haya sujeto un elemento de suelo durante un temblor (atribuyendo, como se dijo anteriormente, el estado de deformaciones del suelo a la propagación de ondas de cortante sísmicas, desde las capas más profundas hacia la superficie del terreno).

Para un terreno con superficie horizontal, antes del temblor, el estado de esfuerzos puede ser idealizado como se muestra en la Figura II-18.a.

Durante el sismo los esfuerzos cortantes generados se superponen con los esfuerzos normales (que permanecen constantes), tal como aparece en la Figura II-18.b.

La cámara triaxial cíclica trata de simular las condiciones idealizadas descritas, pero en un plano a  $45^\circ$ . Un espécimen saturado de forma cilíndrica se consolida a un esfuerzo  $\sigma_c$  y posteriormente con el drenaje cerrado (volumen constante), se somete a un esfuerzo axial cíclico de magnitud  $\pm \Delta\sigma_a$  (Figura II-19). Tal como se anticipó, este procedimiento proporciona esfuerzos cortantes cíclicos en un plano a  $45^\circ$ .

El comportamiento de las muestras de arena suelta, sometidas al ensayo con cámara triaxial cíclica (Figura II-20), se caracteriza por un aumento gradual de la presión de poro sin que haya deformación axial apreciable, hasta que se produce el incremento que eleva el valor de aquella hasta el de la presión confinante ("licuación inicial"), momento a partir del cual la muestra se deforma súbitamente más del 20% ("licuación total"). Las arenas compactas exhiben un comportamiento similar al de las sueltas, pero al llegar a la "licuación inicial" no se presenta una deformación grande en forma súbita, sino que la misma se incrementa gradualmente.

Según el concepto de Seed y Lee (1966), cualquier espécimen de arena es susceptible de licuarse no importando su compacidad relativa.

Los parámetros más importantes según estos investigadores son: el número de ciclos de esfuerzos  $(N_a)_l$  para alcanzar la condición  $u = \sigma_3$ , la relación entre el esfuerzo cortante máximo y el esfuerzo confinante  $(\Delta\sigma_a/2\sigma_c)$  y la relación de vacíos o la compacidad relativa.

Castro (1969) al realizar sus ensayos en cámara triaxial cíclica, observó que durante la prueba se desarrollaban heterogeneidades en las muestras, de manera especial en la zona superior, atribuyendo a estas heterogeneidades, inducidas por el ensayo, el hecho de que especímenes densos alcancen la condición  $u = \sigma_3$ .

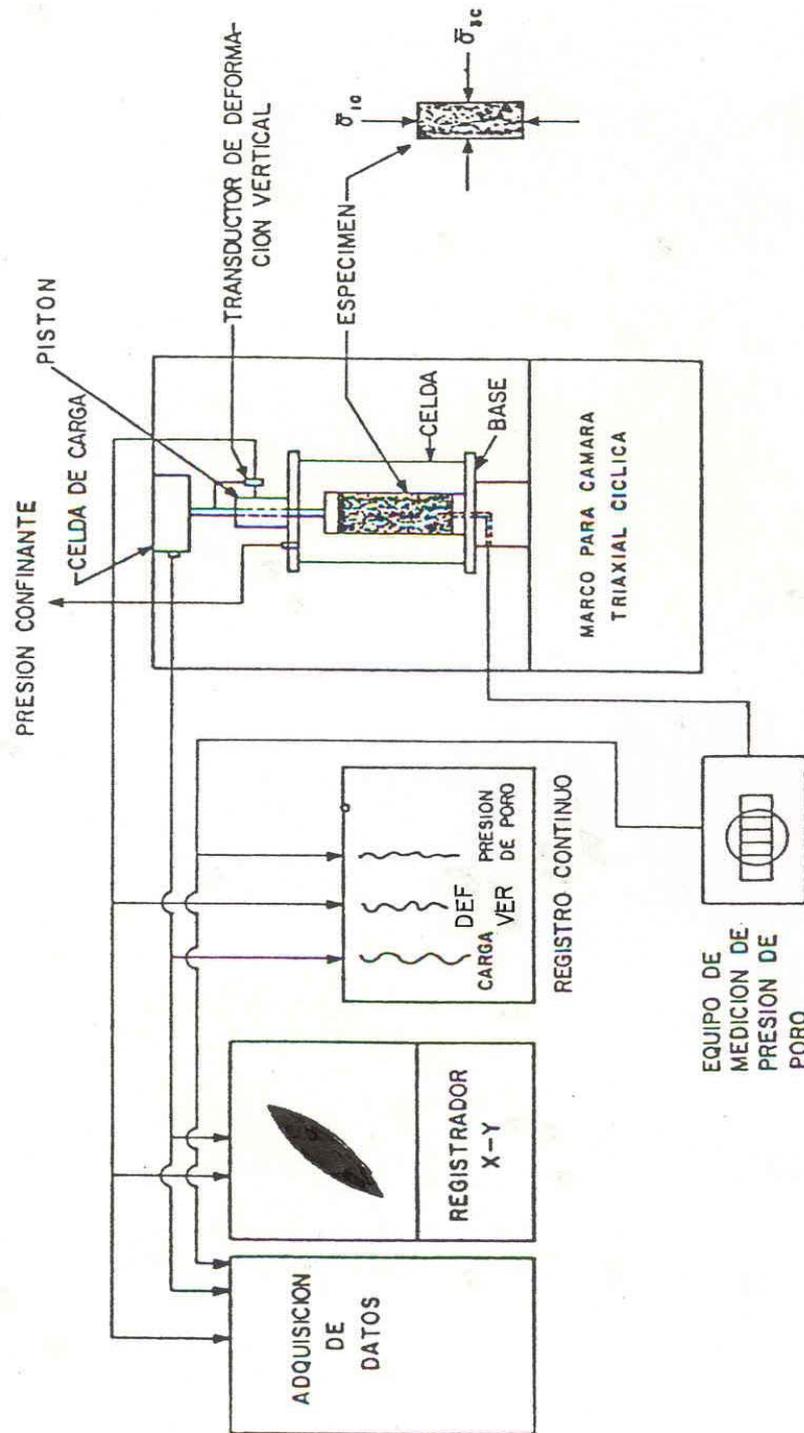


Figura II-16 Esquema de un equipo triaxial cíclico con tensión controlada

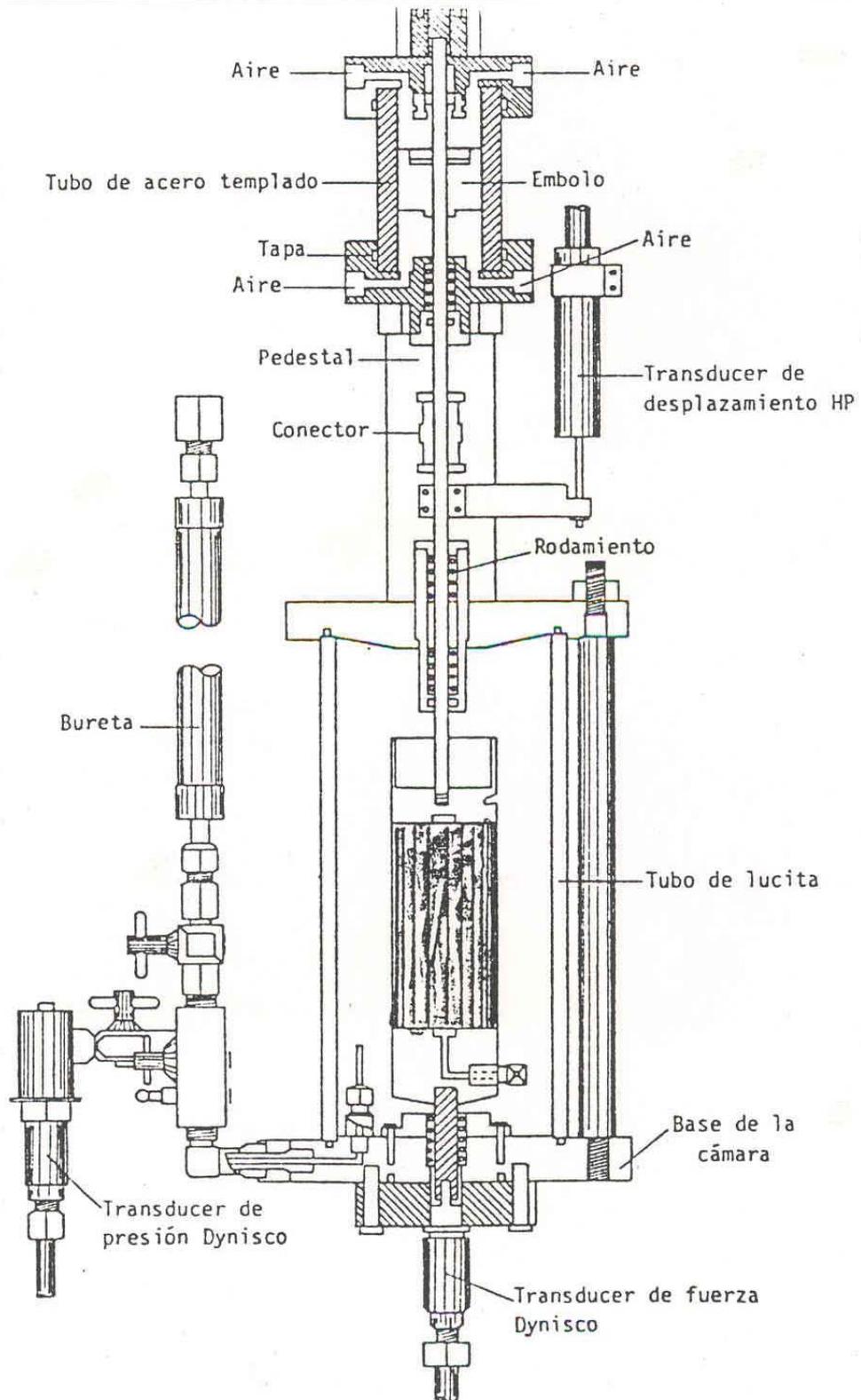


Figura II-17 Cámara triaxial cíclica.

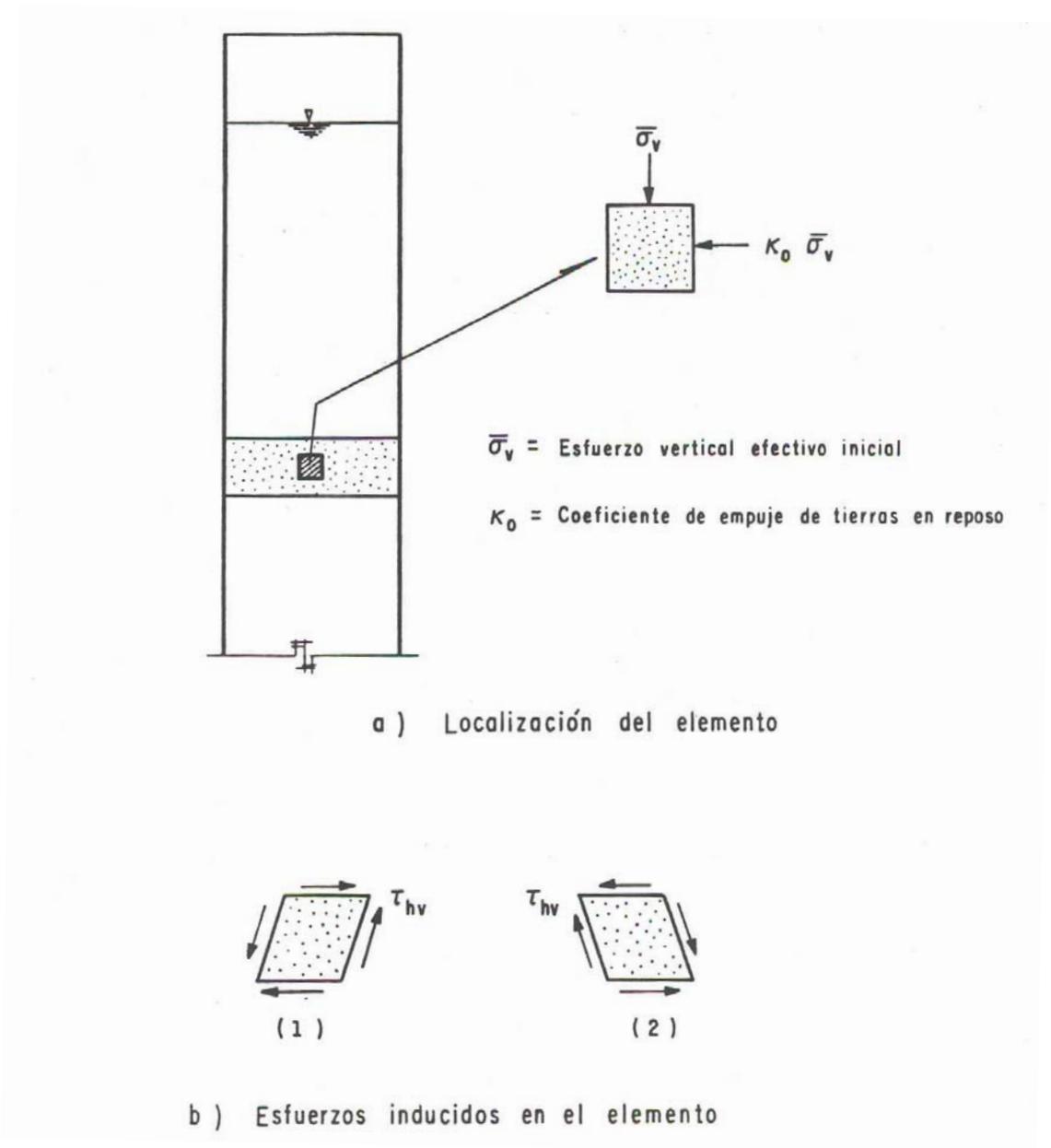


Figura II-18 Condición de esfuerzos para un elemento de suelo sujeto a un sismo.

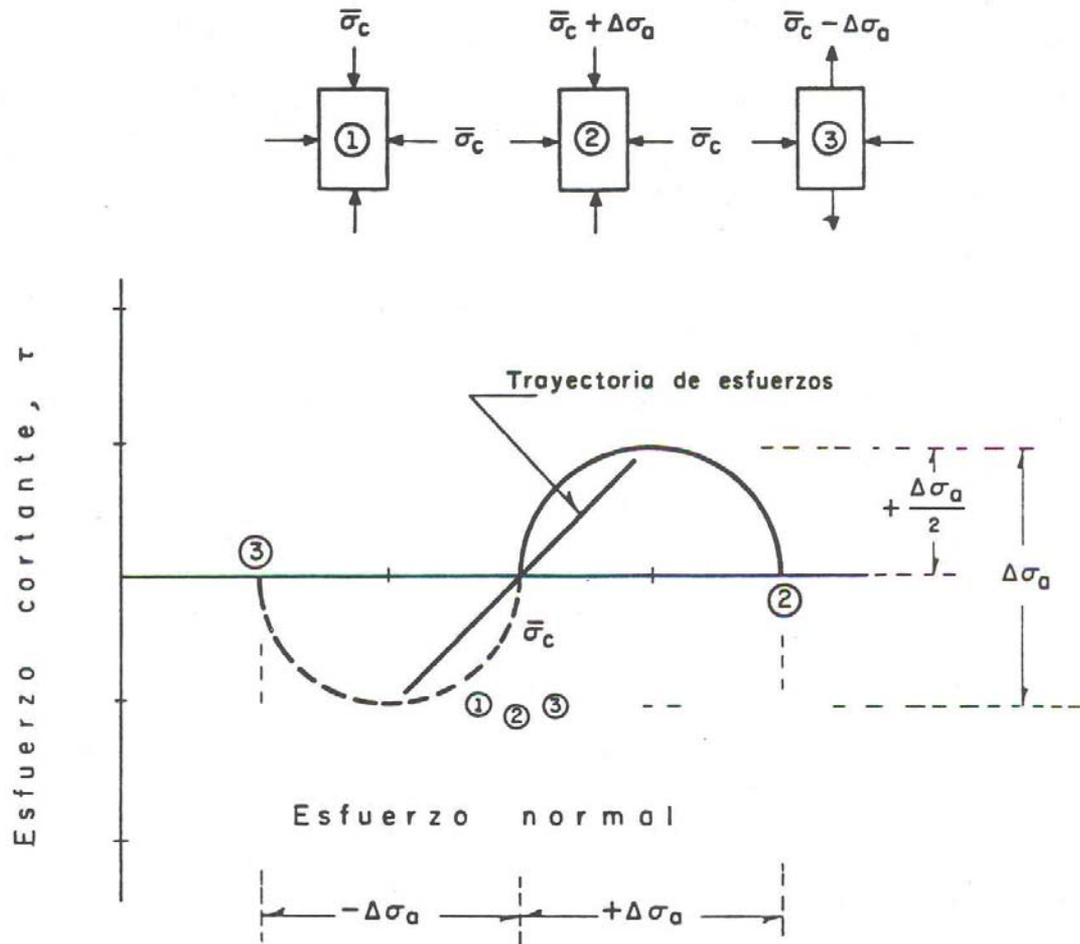


Figura II-19 Circulo de Mohr, en función de esfuerzos totales, de un ensayo triaxial cíclico para un espécimen isotrópicamente consolidado.

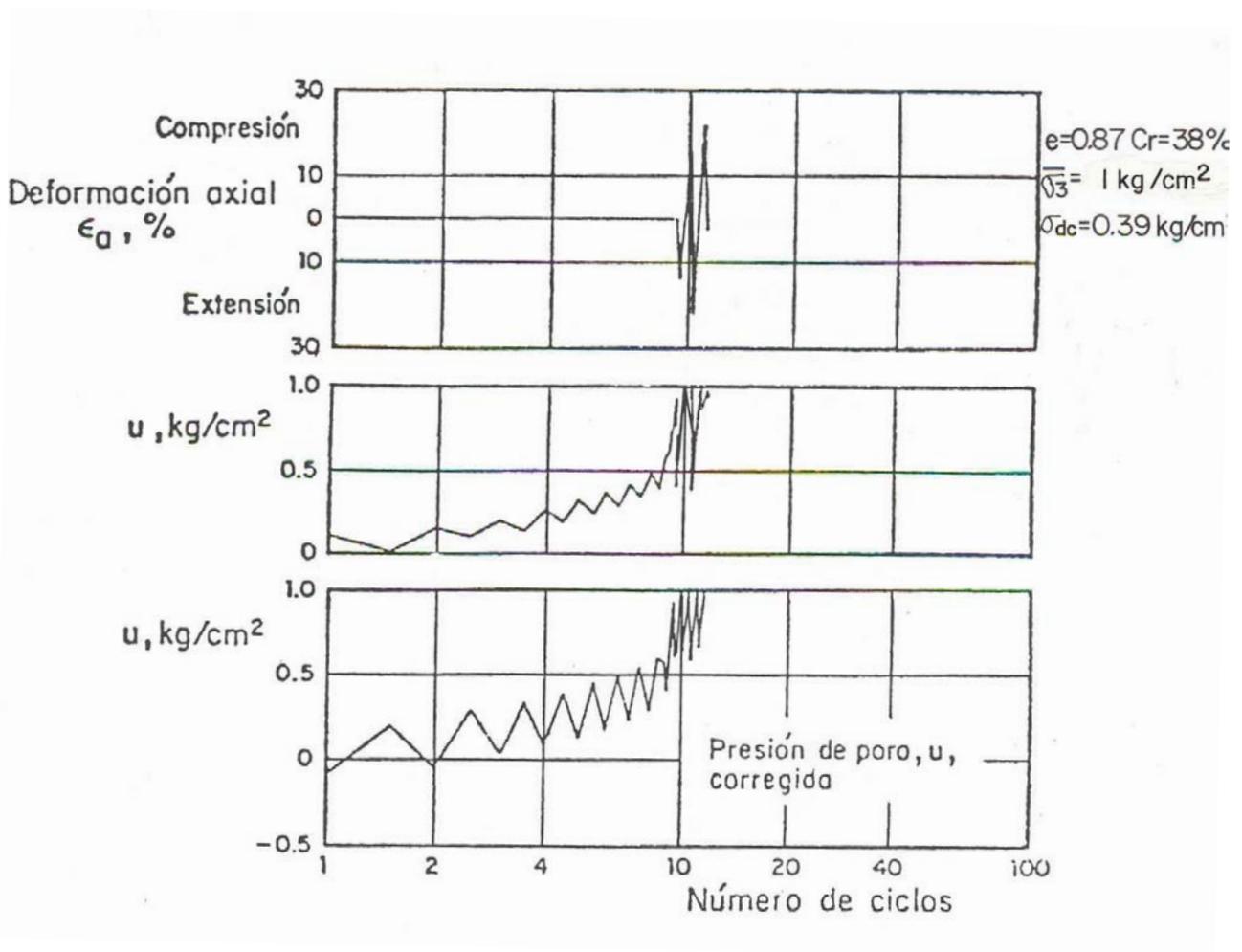


Figura II-20 Prueba de carga cíclica típica en arena suelta (Seed y Lee, 1966)

### II-3-5-2 Ensayos de corte simple cíclico

La prueba de corte simple cíclico se desarrolló con la idea de conseguir mayor aproximación a las condiciones de campo que la lograda con cámara triaxial.

El ensayo se inicia aplicando un esfuerzo vertical  $\sigma_v$ , a un espécimen de arena saturado, para consolidarlo. Posteriormente se aplican esfuerzos horizontales cíclicos  $\tau$ , sin permitir cambio de volumen y midiendo la deformación horizontal y la presión de poro desarrollada en la muestra de suelo (Figura II-21).

El comportamiento de una determinada arena en un ensayo de corte simple cíclico es complejo. El resultado, medido en forma de deformación máxima alcanzada (o licuación si ésta tiene lugar) depende, tal como se dijo, fundamentalmente de tres factores: la densidad relativa, el número de ciclos y la relación de tensiones. Una forma usual de representar los resultados de este tipo de ensayos es la de la Figura II-22, la cual representa los resultados obtenidos por De Alba y otros (1975), en ensayos realizados con arenas Monterrey nº 0.

En las Figuras II-22 a y b se muestra el comportamiento básico de muestras con dos densidades relativas distintas y solicitadas con tensiones tangenciales cíclicas con intensidades relativas diferentes. En la primera se define el número de ciclos necesarios para alcanzar la "licuación inicial", y en la segunda el número de ciclos para alcanzar una deformación angular del 5%.

A su vez, en la Figura II-22.c se define el comportamiento de muestras de distinta densidad relativa ante diferentes intensidades de sollicitación, después de 10 ciclos de carga (como se verá más adelante, 10 ciclos de carga es una media aproximada del efecto de los terremotos). Finalmente, en la Figura II-22.d se indica la relación entre la densidad relativa y la deformación angular que se provoca en el suelo tras la "licuación inicial", independientemente del número de ciclos o tensión tangencial que la hayan causado. Tal figura indicaría un límite de densidad que separaría los estados de "licuación" y de "no-licuación", si previamente para diferenciarlos se establece una deformación angular límite que los defina.

En la Figura II-23 se muestra los resultados de un ensayo típico de corte cíclico para una arena compacta, mientras que en la Figura II-24 se presenta una comparativa entre los resultados obtenidos en ensayos triaxiales y en ensayos de corte simple.

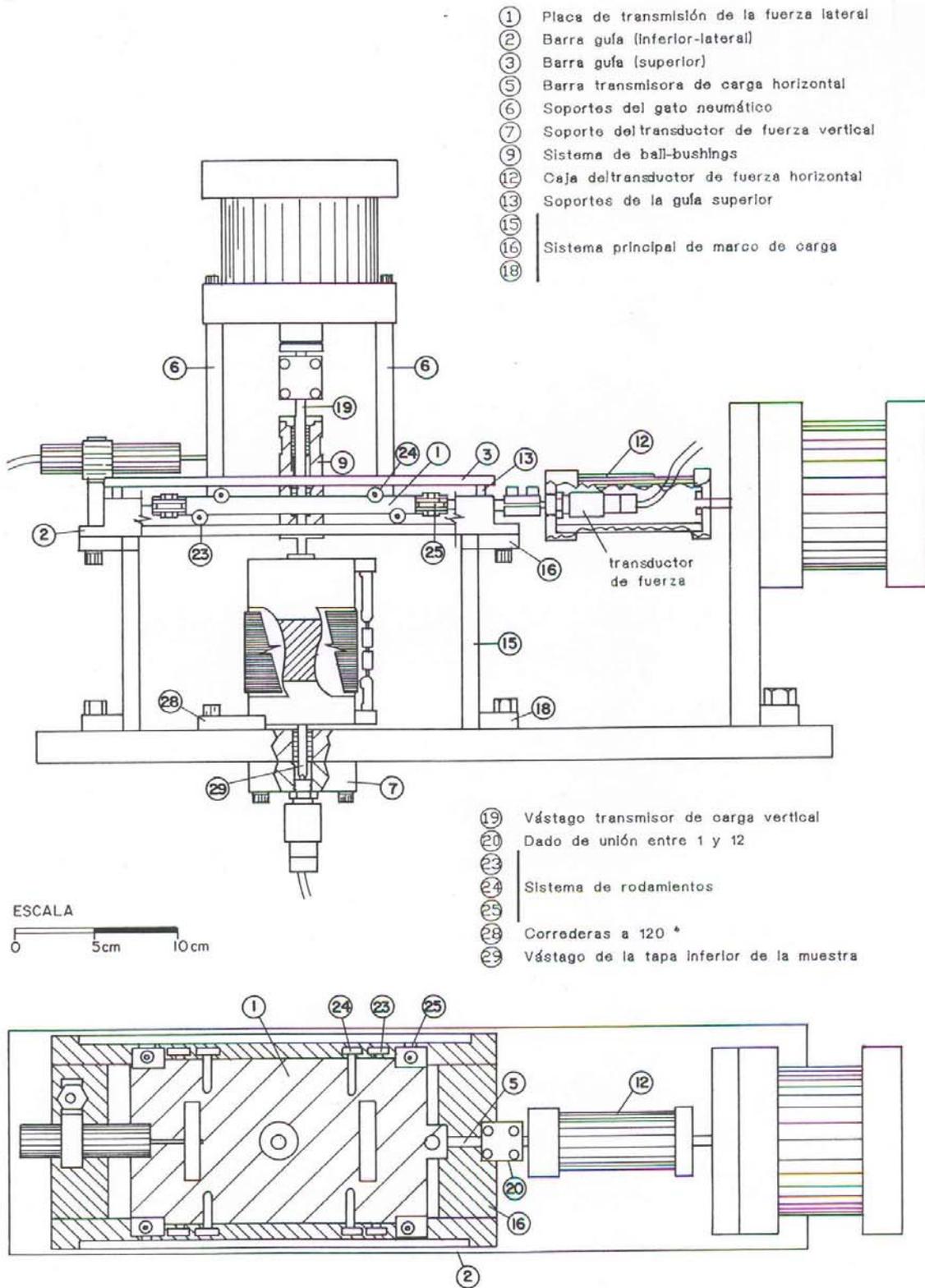


Figura II-21 Disposición en alzado y en planta de un aparato de corte cíclico.

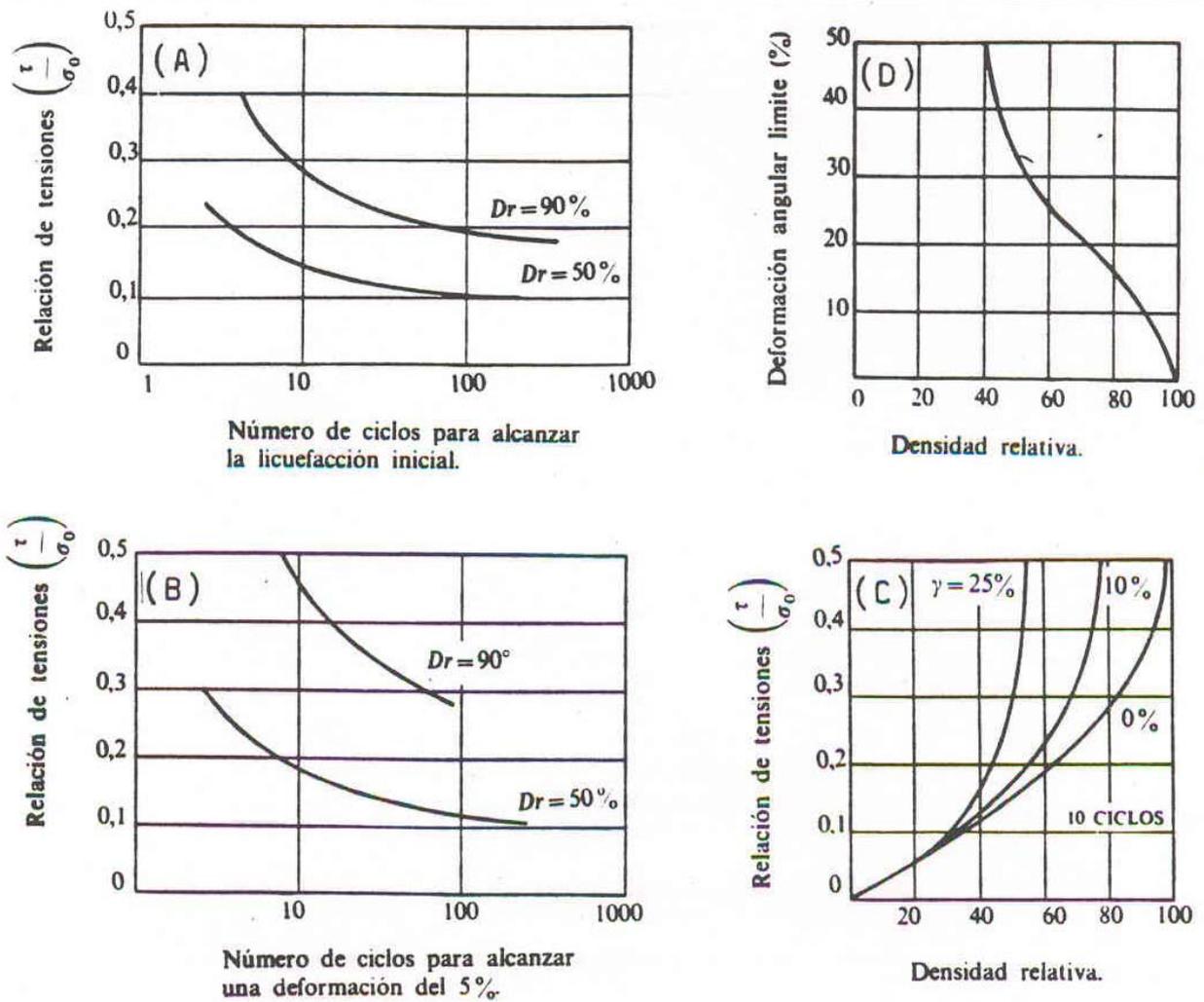


Figura II-22 Representación de resultados de ensayos de corte simple cíclico.

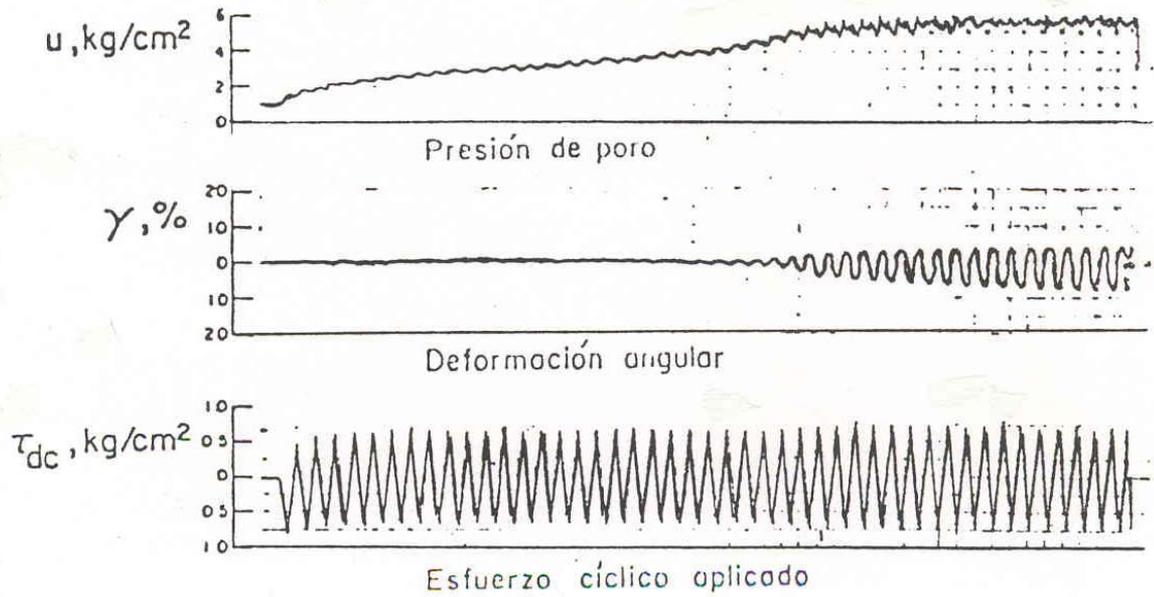


Figura II-23 Prueba típica de corte simple en arena compacta (Peacock y Seed, 1968).

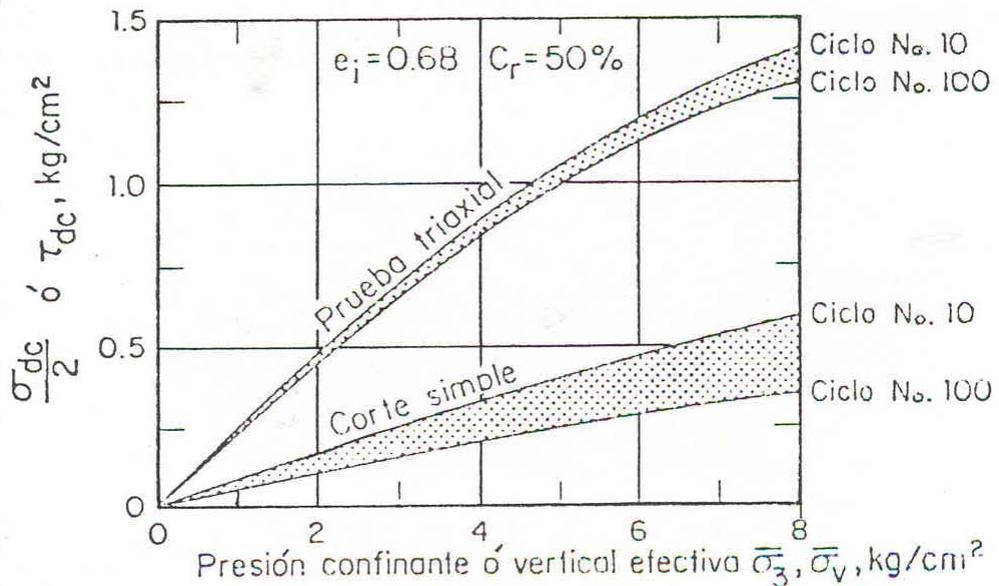


Figura II-24 Comportamiento de arena suelta en corte simple y en prueba triaxial cíclica (Peacock y Seed, 1968).

**II-3-5-3 Ensayos de mesa vibratoria**

Con el objeto de reducir los efectos de borde de los ensayos de corte simple, varios investigadores han realizado ensayos con muestras muy planas (relación altura-longitud del orden de 1/20) en mesas vibratoras. Este tipo de ensayo ha permitido observar también el efecto de la vibración horizontal multidireccional.

Los ensayos mencionados consisten en colocar un recipiente o caja con arena saturada, sobre una mesa vibradora, para estudiar su comportamiento (medir la aceleración de la mesa a la cual ocurre la licuación de la muestra). Los resultados obtenidos hasta hoy parecen confirmar el mismo comportamiento que en los ensayos de corte simple.

Yoshimi (1967) hizo experimentos utilizando el equipo de la Figura II-25, con arenas sueltas sometidas a vibración horizontal. Los resultados mostraron que la presión de poro aumentaba uniformemente hasta un punto, en el cual un incremento rápido (mayor que los anteriores), la elevaba hasta un valor de esfuerzo tal que la estructura del suelo colapsaba y se formaba una capa de agua en la parte superior de la muestra.

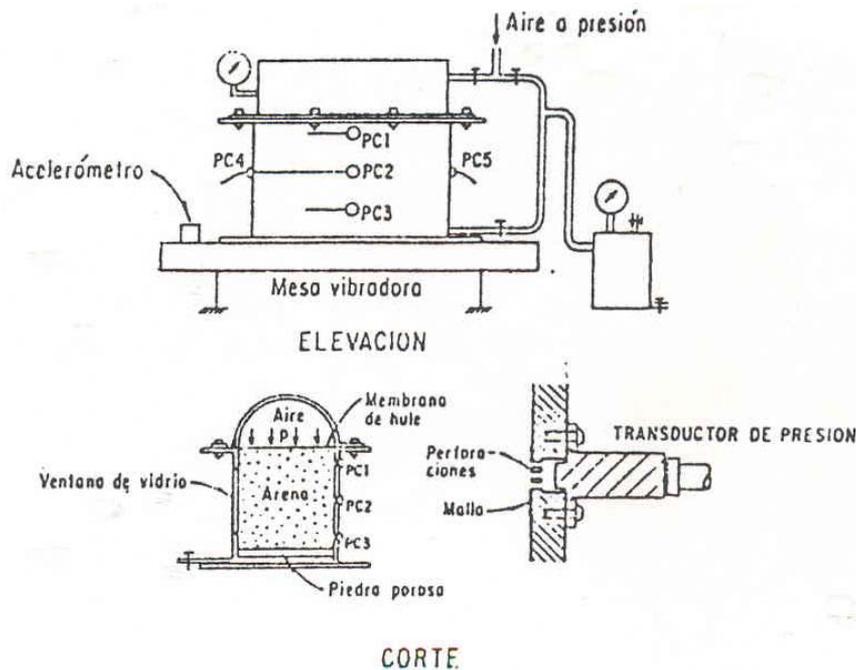


Figura II-25 Recipiente para probar arenas en mesa vibradora (Yoshimi, 1967).

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

Finn, Emery y Gupta (1970, 1971) también hicieron pruebas en mesa vibradora utilizando un recipiente de paredes rígidas, del que aparece un corte en la Figura II-26.

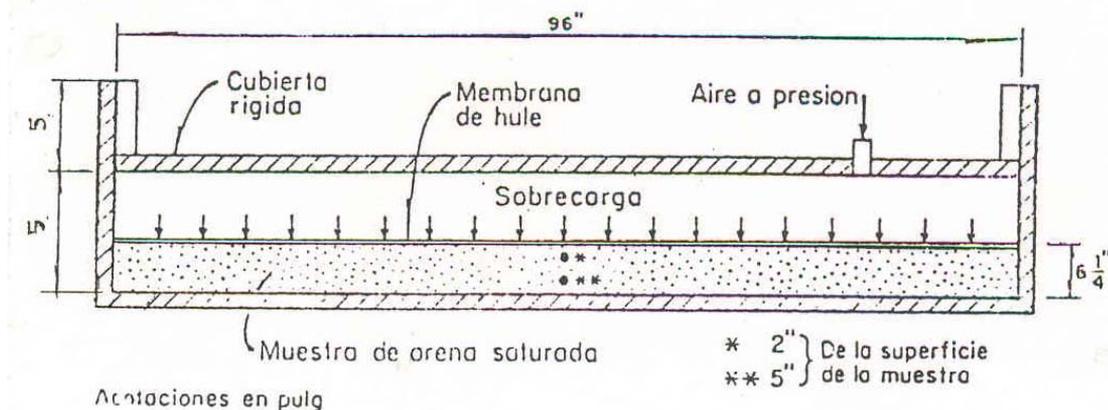


Figura II-26 Corte del modelo de arena de 18" de ancho en el recipiente (Finn et al, 1970).

Whitman (1968) enunció los factores que afectan los resultados de los ensayos de mesa vibradora y su influencia en la interpretación de los mismos.

Dichos factores son los siguientes:

- 1° Frecuencia de la vibración
- 2° Duración de la vibración
- 3° Tamaño y geometría del recipiente
- 4° Características de deformación del recipiente
- 5° Método de colocación de la muestra
- 6° Control del drenaje
- 7° Aparatos de medición de deformaciones empleados
- 8° Presión de confinamiento

Tal vez la principal objeción al uso de recipientes rígidos sobre mesa vibradora, sea el hecho de desconocer el esfuerzo cortante actuante en la mesa. Este esfuerzo es tomado en gran parte por el propio recipiente, el cual impone además, condiciones de frontera que no representan adecuadamente la situación real de campo.

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

Con el objeto superar las limitaciones anteriormente descritas, se han diseñado recipientes de paredes móviles como el que aparece en la Figura II-27. Este tipo de aparatos permite simular el efecto de sobrecarga (fuerzas de inercia), imponer condiciones de deformación controlables (corte simple en una sola dirección), ensayar muestras grandes (30 x 60 x 90 cm) y colocar instrumentación en su interior.

De Alba, Seed y Chan (1975) y Seed, Mori y Chan (1977) estudiaron el comportamiento de muestras de arena de 230 x 110 x 10 cm de espesor, sometidas a esfuerzo cortante simple cíclico en una dirección. En estos ensayos se registraron deformaciones cortantes, presión de poro y aceleraciones.

Para evaluar los efectos de movimientos multidireccionales, Pyke, Seed y Chan (1974) y Seed, Pyke y Martin (1975) realizaron ensayos de especímenes excitados en dos direcciones horizontales perpendiculares. A partir de los resultados de estos ensayos, se pudo comprobar que los asentos provocados por movimientos multidireccionales son mayores que los ocasionados por movimientos en una sola dirección (Figura II-5).

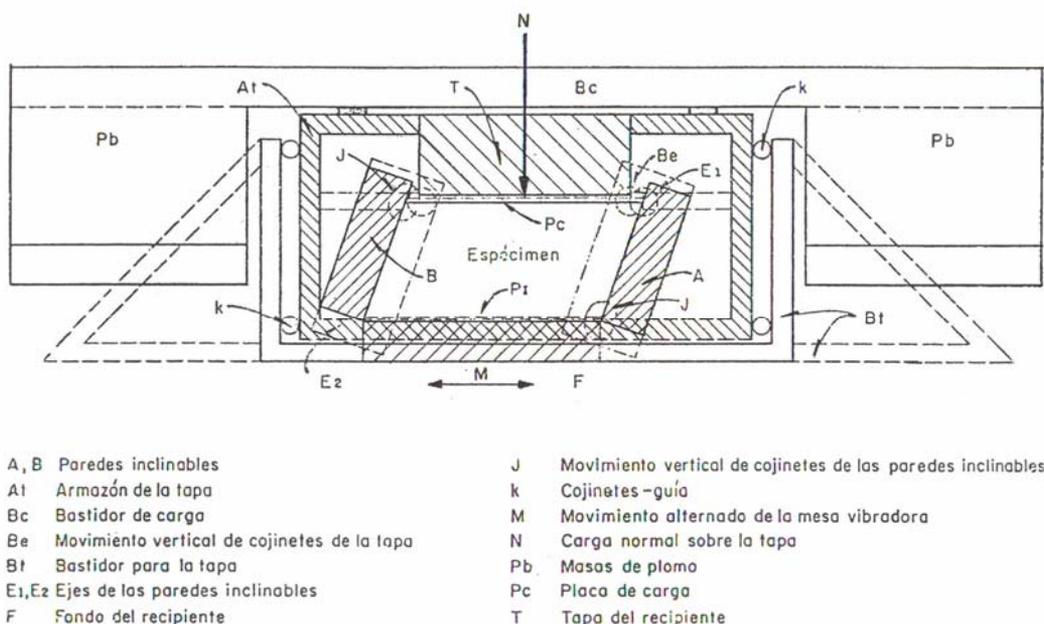


Figura II-27 Corte transversal del aparato mostrado en el límite de su carrera (Díaz, Weckman e Iturbe, 1973).

### II-3-5-4 Ensayos centrífugos

El ensayo centrífugo fue desarrollado con el objetivo tratar de simular el estado tensional real del terreno en campo mediante un ensayo de laboratorio.

La disposición típica del modelo para realizar ensayos centrífugos, se puede observar en la Figura II-28. El recipiente que contiene el suelo, en la plataforma, es libre para rotar de manera ascendente a medida que se incrementa la velocidad en la centrifugadora, por lo tanto el vector de aceleración gravitacional siempre actuará en la misma dirección del eje del modelo. Chaney (1983) presentó una serie de experimentos centrífugos, en la cual se simularon los efectos de las sacudidas sísmicas.

Este ensayo, surge con el objetivo de eliminar uno de los grandes problemas encontrado en el ensayo de mesa vibradora, en la cual las tensiones desarrolladas a partir del peso propio del suelo (modelo con mesa vibradora), son mucho menores que en campo. Además, es sabido que el comportamiento tenso-deformacional del terreno es no lineal y ciertos aspectos de este comportamiento, como la dilatancia, es muy diferente en modelos sometidos a esfuerzos estáticos pequeños que a aquellos modelos en que los esfuerzos están asociados a la existencia de estructuras de tierra o algún tipo de cimentación.

Una forma de superar estos problemas, sería ensayando los modelos en una centrifugadora, de tal manera que se pueda incrementar el campo gravitatorio. Es decir, que se pueda reducir el efecto escala en los modelos. Con esta herramienta se puede modelar una presa de 30 m de altura, mediante un modelo de 30 cm de alto; para eliminar el efecto escala, se debe ensayar el modelo reducido a una aceleración centrífuga de 100 g, por lo tanto las tensiones correspondientes a cualquier punto del modelo serán los mismos que los de la presa a escala real. Si las tensiones son las mismas y el suelo es el mismo, tanto en el modelo como en la realidad, entonces el patrón de las deformaciones, también, será similar.

Muchas incertidumbres se erradican al realizar modelos equivalentes a las situaciones reales, y todo esto es posible mediante los ensayos centrífugos.

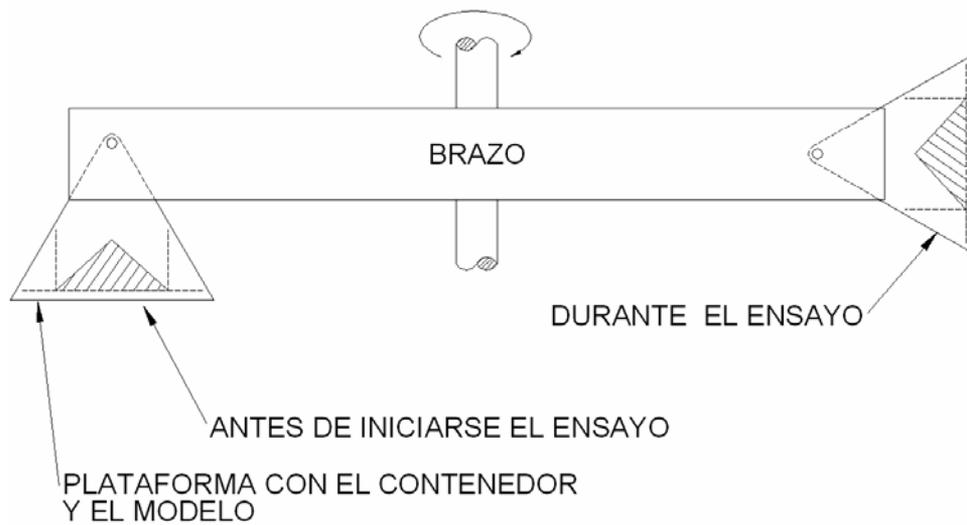


Figura II-28 Esquema del ensayo centrífugo.

### II-3-6 Análisis comparativo de los diferentes ensayos

#### II-3-6-1 Ensayo triaxial cíclico

##### a) Desventajas

- 1º Es difícil medir deformaciones angulares menores que  $10^{-2}\%$ .
- 2º No representa la situación real de campo ya que en él se provocan dos fases distintas de compresión y de extensión con comportamiento diferente y, además, en cada ciclo se produce una rotación de  $90^\circ$  de las direcciones principales de tensiones.
- 3º Los ciclos de compresión y de extensión producen respuestas no simétricas (anisotropía).
- 4º Durante la aplicación cíclica de esfuerzos se redistribuyen los vacíos (y en consecuencia la humedad) dentro de la muestra.
- 5º Existen concentraciones de esfuerzos en los extremos de la muestra.

6° Los efectos de la penetración de la membrana incrementan la resistencia a la licuación.

### **b) Ventajas**

1° Hay un gran cantidad de estos equipos y, por lo tanto, se cuenta con un buen número de resultados y de correlaciones con otros tipos de ensayos.

### **II-3-6-2 Ensayo de corte simple cíclico**

#### **a) Desventajas**

1° Dado el pequeño tamaño de las muestras de arena para ensayar en el corte simple cíclico y las condiciones de frontera impuestas por el aparato, no se desarrolla una condición total de corte simple en el espécimen (la no uniformidad de esfuerzos en la frontera puede causar la falla a esfuerzos menores que los requeridos en el campo).

2° Al igual que en el ensayo anterior, en éste el método de preparación de la muestra y el tiempo de curado constituyen una fuente de error.

3° En los aparatos que utilizan muestras cilíndricas, los esfuerzos cortantes en una sección horizontal no son uniformes.

4° La interacción de la membrana con la muestra provoca problemas adicionales.

#### **b) Ventajas**

1° Con este equipo se consigue una mayor aproximación a las condiciones de campo que la lograda con la cámara triaxial.

### II-3-6-3 Ensayo de mesa vibratoria

#### a) Desventajas

1º Cuando se usan recipientes rígidos sobre mesa vibratoria, no se conoce el esfuerzo cortante actuante en la mesa, que en gran parte es tomado por el recipiente. Además, se imponen condiciones de frontera que no representan las condiciones de campo.

2º Ídem 2º del ensayo anterior.

3º La interpretación de estos ensayos ofrece dificultades ya que, en general, no es posible medir todos los componentes de esfuerzo y de deformación. Por otro lado, el equipo requerido involucra altos costos.

#### b) Ventajas

1º La no uniformidad en las distribuciones de esfuerzos y deformaciones ofrece menos problemas que cuando se ensayan muestras pequeñas.

2º Este tipo de ensayo ha permitido observar también el efecto de la vibración horizontal multidireccional.

### II-3-6-4 Ensayo Centrífugo

#### a) Desventajas

1º Es difícil construir un modelo reducido que posea todas las características del problema a escala real, sobre todo en modelos donde a escala real existe una estratigrafía e historia geológica compleja.

2º Es muy difícil, en un modelo reducido, reproducir el flujo de agua que se produce en los poros del suelo a escala real.

### **b) Ventajas**

1º Provee una visión muy valiosa en el entendimiento del comportamiento de cimentaciones y estructuras de tierra, además, en la formulación y verificación de modelos matemáticos para predecir su comportamiento.

2º Se reduce la incertidumbre del factor de escala al ensayar muestras de suelo.

3º Este tipo de ensayo ha permitido hacer observaciones valiosas en el comportamiento tenso-deformacional de muestras de suelos ensayadas simulando las sacudidas sísmicas.

### **II-3-7 Limitaciones de las técnicas de laboratorio**

#### **II-3-7-1 Obtención de muestras "inalteradas"**

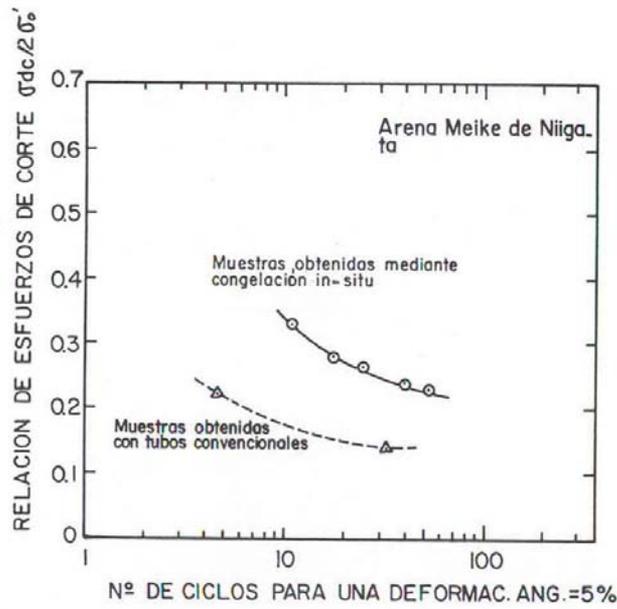
Las propiedades mecánicas de los suelos pueden resultar seriamente afectadas por las perturbaciones originadas por el proceso de toma de las muestras. Estudios recientes han demostrado que las propiedades dinámicas son más sensibles a las perturbaciones de las muestras que las estáticas (Tokimatsu y Hosaka, 1986, y Kokusho, 1987).

Como una evidencia de lo anterior se muestran las Figuras II-29 a y b, en las cuales aparece una comparación entre la resistencia a la licuación de muestras de arena obtenidas mediante un tomamuestras convencional y mediante congelamiento "in-situ". Este último método, desarrollado en Japón hace más de 20 años (Yoshimi y otros, 1978), es quizás el mejor para extraer muestras de arena de alta calidad. Sin embargo, se usa muy poco porque resulta excesivamente costoso en la mayoría de los casos.

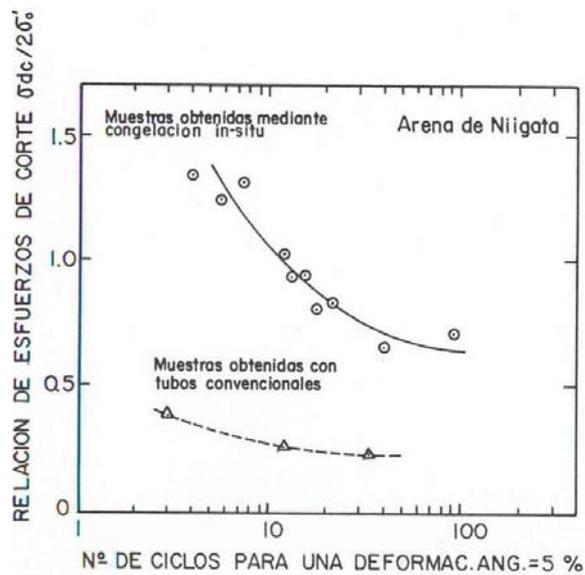
A partir de las Figuras II-29 a y b, se concluye que la perturbación originada por la extracción de las muestras por medio de tubos convencionales, puede hacer que las mismas presenten resistencias a la licuación hasta un 70 % inferiores a las que se obtienen en muestras similares pero extraídas por congelación. Lo anterior

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

se debe al hecho de que el proceso de toma de muestras no sólo modifica la densidad y la historia de esfuerzos de las arenas, sino también su estructura.



a) arenas densas



b) arenas medias

Figura II-29 Efectos de la alteración de las muestras en la resistencia a la licuación de arenas densas y medias (Tokimatsu, 1988).

Estudios previos (Seed, 1979) han permitido comprobar que este último factor influye notablemente sobre la tendencia al cambio de volumen de los suelos granulares, durante la aplicación de cargas cíclicas en condiciones no drenadas.

Todos los efectos anteriores, como es lógico suponer, aumentan notablemente cuando se ensayan muestras enteramente reconstituidas en el laboratorio, aún logrando la misma densidad que in-situ. En este tipo de muestras la resistencia a la licuación varía, en función de su densidad, respecto de la resistencia real que se obtiene mediante ensayos "in-situ".

### **II-3-7-2 Simulación de condiciones de esfuerzo y de frontera reales**

En función de las limitaciones de los equipos de laboratorio señaladas en el apartado II-3.6, puede afirmarse que ninguno de ellos reproduce fielmente las condiciones de esfuerzo y de frontera que presenta el suelo "in-situ".

Debido a ello, las resistencias a la licuación en campo pueden estar, por lo general, entre un 15 y un 50 % mayores que las obtenidas con ensayos de corte simple cíclico y entre un 30 y un 45 % menores que las determinadas con ensayos triaxiales cíclicos (Das, 1981).

### **II-3-8 RECAPITULACIÓN**

En todas las arenas saturadas y sin drenaje, existe un nivel de tensiones y una amplitud de la tensión de corte cíclica que provoca, en un cierto número de ciclos, la anulación de la presión efectiva. Sin embargo, tras alcanzarse ese estado, que ha sido llamado por algunos autores como "licuación inicial", el comportamiento de las arenas sueltas es diferente al de las densas. Esto último, ha dado origen a discrepancias en torno de la definición del término licuación, en función de evidencias experimentales.

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

Las arenas sueltas, una vez han alcanzado el estado en que la presión efectiva se anula, fluyen y este flujo no produce un intento de expansión de la arena que reduzca la presión intersticial. Tal es el fenómeno conocido como "licuación".

Por su parte, las arenas densas cuando llegan al punto de presión efectiva nula provocado por una carga de corte cíclico, inician el proceso de rotura. Tal proceso, sin embargo, es dilatante y por tanto provoca una disminución de presión intersticial y un aumento de resistencia en la rotura. El efecto final es que la arena experimenta una deformación tangencial apreciable y que en su interior las presiones intersticiales son importantes. Este fenómeno ha sido denominado "movilidad cíclica" (Casagrande, 1976).

Tanto la licuación como la movilidad cíclica pueden producir efectos muy desfavorables. El primero de rotura generalizada, el segundo grandes deformaciones que podrán, en muchos casos, calificarse de rotura.

El estudio de la licuación mediante ensayos de laboratorio, surge de la necesidad de explicar los mecanismos, bajo los cuales se iniciaba la pérdida de resistencia de los suelos granulares flojos en condiciones no drenadas, al mismo tiempo de intentar establecer criterios que permitieran la predicción de la ocurrencia de la misma.

En principio, es posible adoptar o modificar cualquiera de los aparatos empleados en ensayos estáticos convencionales a condiciones dinámicas para realizar estudios experimentales.

Cada uno de los diferentes ensayos de laboratorio tienen sus ventajas: La existencia de una gran cantidad de datos (ensayos triaxiales), una mayor aproximación a las condiciones de campo (ensayo de corte simple), simular vibraciones multidireccionales (ensayos de mesa vibradora), reducción de las incertidumbres asociadas al factor de escala (ensayos centrífugos).

Sin embargo, las propiedades mecánicas de los suelos pueden resultar seriamente afectadas por las perturbaciones originadas por el proceso de toma de las muestras. Estudios comparativos han revelado que la perturbación originada por la extracción de las muestras por medio de tubos convencionales, puede

hacer que las mismas presenten resistencias a la licuación hasta un 70 % inferiores a las que se obtienen en muestras similares pero extraídas por congelación.

En cuanto a las limitaciones de los equipos, puede afirmarse que ninguno de ellos reproduce fielmente las condiciones de esfuerzo y de frontera que presenta el suelo "in-situ". Debido a ello, las resistencias a la licuación en campo pueden ser, por lo general, entre un 15 y un 50 % mayores que las obtenidas con ensayos de corte simple cíclico y entre un 30 y un 45 % menores que las determinadas con ensayos triaxiales cíclicos (Das, 1981).

En base a lo expuesto, en cuanto a las limitaciones de los equipos de laboratorio, a las perturbaciones originadas por el proceso de toma de las muestras y el alto costo de la toma mediante el método de congelación, hacen más aconsejables el uso de los métodos de predicción basados en ensayos "in situ", por tal motivo en el apartado siguiente se dedica al estudio de los mismos.

### **II-4 METODOS PARA EVALUAR LA SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACION EN SUELOS GRANULARES FINOS**

Los métodos existentes para evaluar el potencial de licuación de los suelos pueden dividirse en tres grupos:

- A- Métodos basados en el comportamiento observado en terremotos anteriores:  
Se apoyan en correlaciones empíricas de algunas características de los suelos, obtenidas mediante pruebas de campo, y/o ensayos simples de laboratorio, con el comportamiento de los mismos observado en sismos previos.
- B- Métodos simplificados se basan en la comparación de la resistencia obtenida en ensayos cíclicos de laboratorio con los esfuerzos que provocará el sismo, calculados en forma simplificada.
- C- Métodos basados en modelos matemáticos comprenden a un número creciente de modelos acoplados o desacoplados, para el análisis de la

respuesta dinámica y la generación de presión de poro, de suelos granulares sujetos a fuerzas sísmicas.

Los métodos del tipo A se basan en el hecho de que la resistencia a la licuación y ciertas propiedades determinadas mediante ensayos "in situ" (resistencia a la penetración, velocidad de propagación de ondas de corte, etc), varían de la misma forma en función de las características principales de los suelos. Sin embargo, a la fecha sólo se cuenta con una gran cantidad de datos provenientes de pruebas de resistencia a la penetración, especialmente de SPT, mientras que la cantidad de datos que se tiene de las otras propiedades resulta, en algunos casos, insuficiente como para obtener buenas correlaciones a partir de ellos.

A su vez, los métodos B y C requieren para su aplicación, la realización de ensayos de laboratorio sobre muestras "inalteradas". Los procedimientos usados normalmente para extraer este tipo de muestras, producen invariablemente, cambios en su compacidad relativa, en su estructura y en su grado de saturación. Además, los equipos de laboratorio, por lo general, no permiten reproducir adecuadamente las condiciones de esfuerzo y de frontera que tiene el suelo "in-situ". Todos estos factores influyen de manera fundamental sobre la ocurrencia o no del fenómeno de licuación.

A causa de lo anterior, parece aconsejable, al menos desde el punto de vista de una aplicación práctica usual, la utilización de los métodos del tipo A. Debido a ello, en los siguientes apartados se revisan dichos métodos, prestando especial atención a aquellos basados en resultados de ensayos de penetración (SPT y CPT).

### **II-4-1 METODOS BASADOS EN EL COMPORTAMIENTO OBSERVADO EN TERREMOTOS ANTERIORES**

Los métodos basados en el comportamiento observado en terremotos anteriores se pueden dividir en 5 categorías:

- a- Métodos basados en el número de golpes del SPT.
- b- Métodos basados en la resistencia por punta ( $q_c$ ) del CPT.

- c- Métodos basados en la medida de la velocidad de ondas ( $V_s$ ).
- d- Métodos basados en las propiedades de fracción fina de los suelos.
- e- Métodos basados en la teoría de las probabilidades.

### II-4-2 METODOS BASADOS EN EL NÚMERO DE GOLPES DEL SPT

#### II-4-2-1 Métodos de Kishida y Ohsaki (1969 y 1970)

Ambos criterios se apoyan en el análisis de las condiciones de los suelos de distintos sitios de Japón en los cuales ocurrió licuación, especialmente en Niigata (1964).

En el primero, Kishida (1969) indica que puede ocurrir licuación, bajo sismos de magnitud  $M \geq 7$ , si se cumplen las siguientes condiciones:

- 1- El nivel freático está cerca de la superficie.
- 2- Las características granulométricas satisfacen las siguientes relaciones:

$$2 \text{ mm} > D_{50} > 0,074 \text{ mm}$$
$$C_u < 10$$

Siendo  $D_{50}$  el tamaño efectivo medio y  $C_u$ : coeficiente de uniformidad.

- 3- El espesor del estrato de suelo no licuable, arriba del licuable, es menor que 8 m.
- 4- La relación entre el espesor del estrato no licuable y el licuable, es menor que 1.
- 5- La presión efectiva de confinamiento ( $\sigma'_c$ ) es menor que 2 Kg/cm<sup>2</sup>.
- 6- La compacidad relativa ( $C_r$ ) es menor que el 75 %.

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

7- Para la profundidad considerada, el número de golpes (N) de la prueba de penetración estándar (SPT), es menor que el valor límite dado por la Figura II-30.

Por su parte, en el segundo, Ohsaki (1970) establece que los suelos pueden licuarse si presentan las siguientes condiciones:

1- El nivel freático está cerca de la superficie.

2- Las características granulométricas satisfacen las siguientes relaciones:

$$2 \text{ mm} < D_{60} < 0,2 \text{ mm}$$

$$D_{10} < 0,1 \text{ mm}$$

Siendo  $D_{60}$  y  $D_{10}$  los tamaños efectivos que dejan pasar, respectivamente, el 60 y el 10 % en peso, de las partículas.

3- El número de golpes en la prueba de penetración estándar ( $N_{SPT}$ ) es menor que dos veces la profundidad  $z$  expresada en metros.

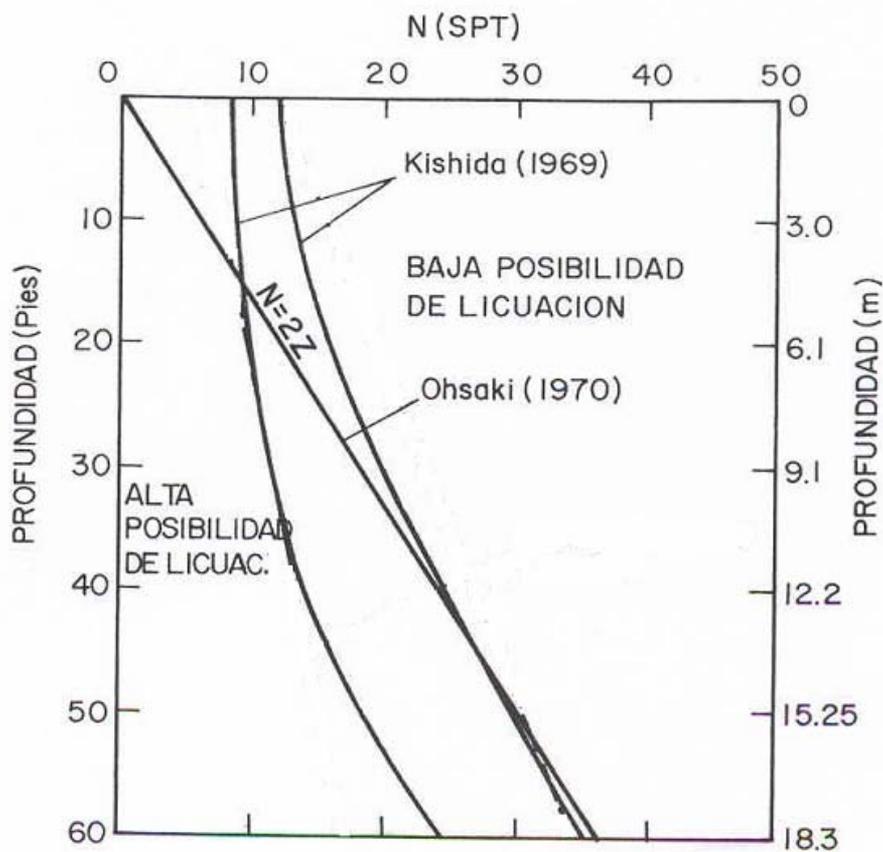


Figura II-30 Relación entre la posibilidad de licuación y los valores de  $N_{SPT}$  para diferentes profundidades  $Z$  (m).

#### II-4-2-2 Método de Seed y otros (1983 y 1985)

A partir del estudio del comportamiento (licuación-no licuación) de los suelos arenosos saturados, durante varios terremotos en distintas partes del mundo, Seed y otros, lograron establecer una correlación entre la resistencia a la licuación y las características del terreno, expresadas fundamentalmente, a través del número de golpes en el ensayo de penetración estándar ( $N_{SPT}$ ).

La aplicación del método original se hace con el apoyo de la Figura II-31, en la que se incluye los puntos cuyas coordenadas son la relación de esfuerzos cíclicos promedio ( $\tau_{prom}/\sigma'_v$ ) inducida por el sismo y el número de golpes corregido ( $N_1$ ) obtenido con SPT.

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

La relación de esfuerzos cíclicos promedio se calcula, en forma simplificada, mediante la conocida expresión (Seed e Idriss, 1970):

$$\frac{\tau_{prom}}{\sigma_v} = 0,65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \quad (II-1)$$

Donde:

$a_{m\acute{a}x}$  = Aceleración máxima en la superficie del terreno en g's.

$g$  = Aceleración de la gravedad.

$\sigma_v$  = Esfuerzo vertical total en la capa de suelo granular bajo consideración.

$\sigma'_v$  = Esfuerzo vertical efectivo en la capa de suelo granular bajo consideración.

$r_d$  = Factor de reducción que tiene en cuenta la deformabilidad de la columna de suelo. Se puede obtener en la Figura II-32 o calcularse, en forma aproximada, suponiendo una variación lineal entre los valores 1, que corresponde a la superficie del terreno, y 0,9, que corresponde a una profundidad de 35 pies (10,67 m).

El número de golpes corregidos se obtiene de:

$$N_1 = C_N \cdot N_{SPT} \quad (II-2)$$

donde:

$N_1$  = Valor de  $N_{SPT}$  normalizado, es decir, valor que tendría  $N$  bajo una presión efectiva de sobrecarga de 1 Kg/cm<sup>2</sup>.

$C_N$  = Factor de corrección. Se puede obtener de la Figura II-33 ó calcularse, en forma aproximada, con la expresión:

$$C_N = 1 - 1,25 \log \sigma'_v / \sigma'_{v1} \quad (II-3)$$

En la cual  $\sigma'_{v1} = 1 \text{ Kg/cm}^2$ .

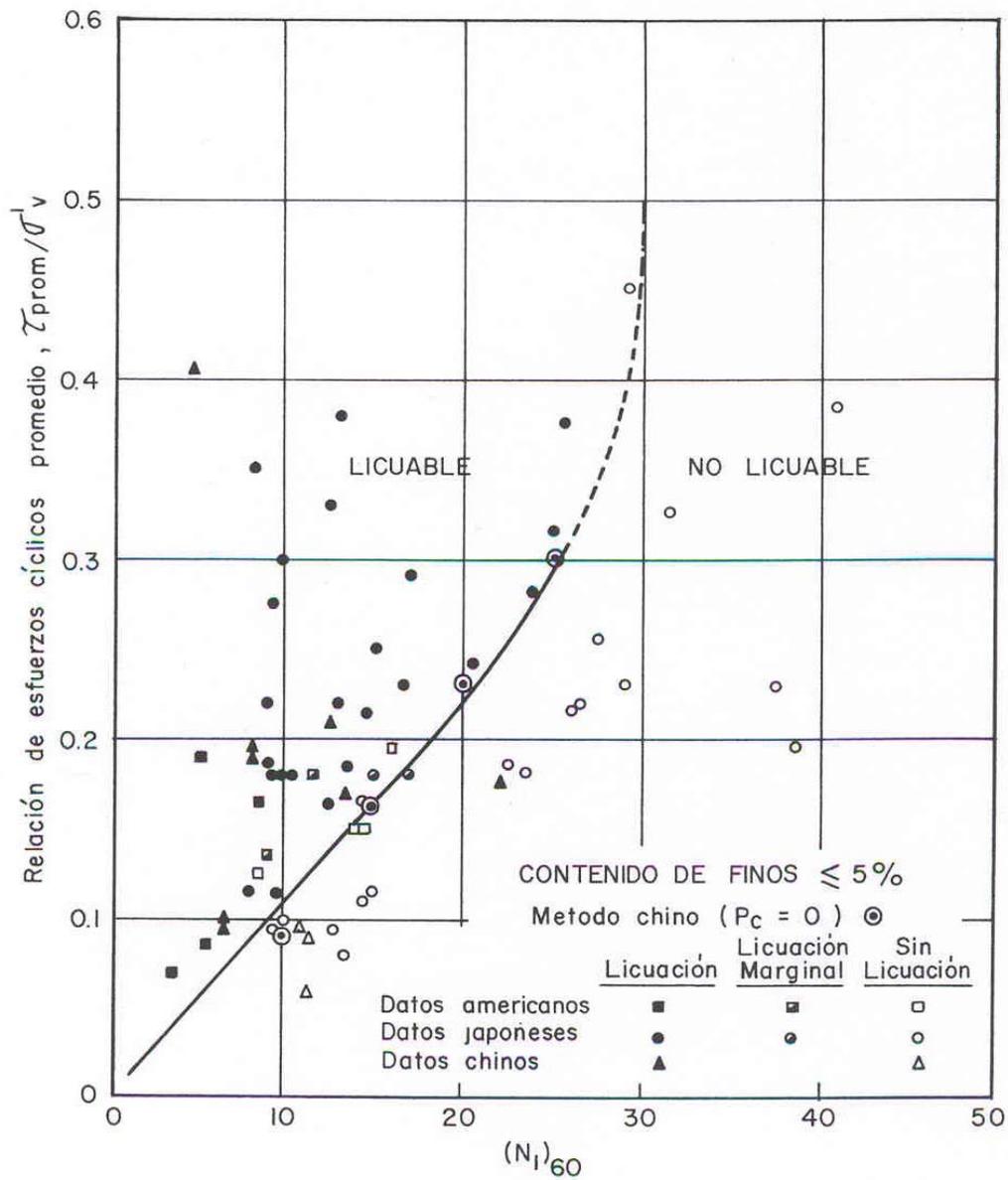


Figura II-31 Relaciones de esfuerzo cíclicos que causan licuación en función de  $(N_1)_{60}$ , para arenas limpias y sismo  $M= 7.5$  (Seed y otros).

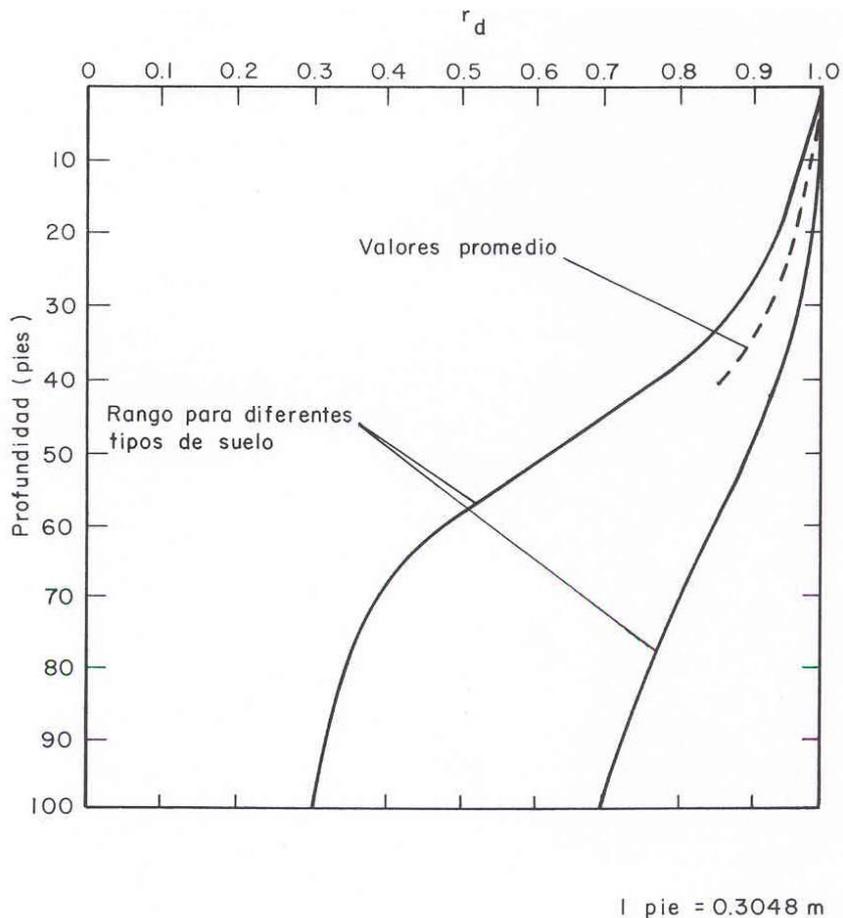


Figura II-32 Rango de valores de  $r_d$  para diferentes tipos de suelo (Seed e Idriss, 1982).

La curva que aparece en la Figura II-31 separa condiciones de licuación y de no licuación para sismos de magnitud  $M = 7,5$  y para arenas limpias ( $CF \leq 5\%$ ). Para sismos de otras magnitudes deben multiplicarse las ordenadas de dicha curva por los factores de escala que aparecen en la Tabla II-1, para obtener las curvas límite correspondientes tal como se muestran en la Figura II-34.

A su vez, para arenas limosas deben usarse las curvas que aparecen en la Figura II-35. En todas estas curvas, el valor  $N_1$  corresponde a una energía realmente aplicada durante la ejecución del SPT, del orden del 60 % de la teórica (48,5 Kg.m). En caso de que la energía difiera del porcentaje mencionado, deberá aplicarse un factor de corrección a los valores de  $N_{SPT}$  obtenidos, de acuerdo con los datos que, a modo de referencia, se indican en la Tabla II-2.

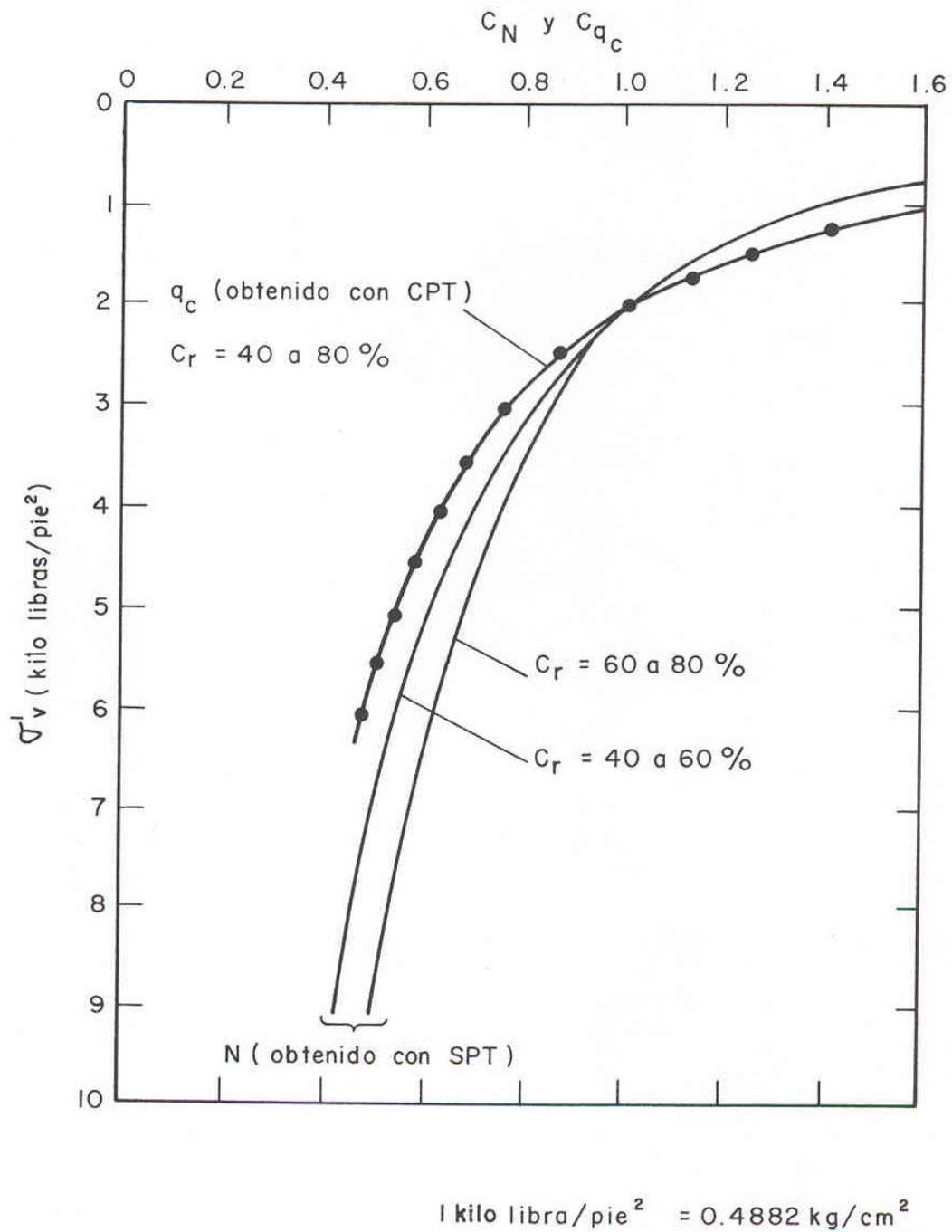


Figura II-33 Curva de valores de  $C_N$  y  $C_{q_c}$  (Seed e Idriss, 1982)

Magnitud del sismo	Número de ciclos representativos para $\tau$ prom = 0.65 $\tau$ max.	Factor de corrección
8 1/2	26	0.89
7 1/2	15	1.00
6 3/4	10	1.13
6	5 a 6	1.32
5 1/4	2 a 3	1.50

Tabla II-1 Factores de corrección de la resistencia a la licuación en función de la magnitud del sismo (Seed y otros, 1983).

Además de la energía, existen otros factores que afectan los resultados. Dichos factores son los siguientes:

- 1) La naturaleza del fluido utilizado en la perforación.
- 2) El diámetro del sondeo.
- 3) El tipo de herramienta usado para perforar.
- 4) La configuración de la cuchara tomamuestras.
- 5) La frecuencia con que se dan los golpes con la pesa.

Para eliminar la influencia de estos factores, Seed y otros (1985) recomiendan adoptar el procedimiento que aparece en la Tabla II-3 como estándar. En este procedimiento se adopta como estándar una energía,  $E_r$ , igual al 60 % de la teórica,  $E_t$ , y, en consecuencia, cuando se utilice deberá conocerse con un grado de exactitud razonable, la energía realmente aplicada y corregir los valores de N medidos con la fórmula siguiente:

$$N_{60} = N \cdot \frac{E_r}{E_t} \cdot \frac{100}{60} \cdot e_s \quad (II - 4)$$

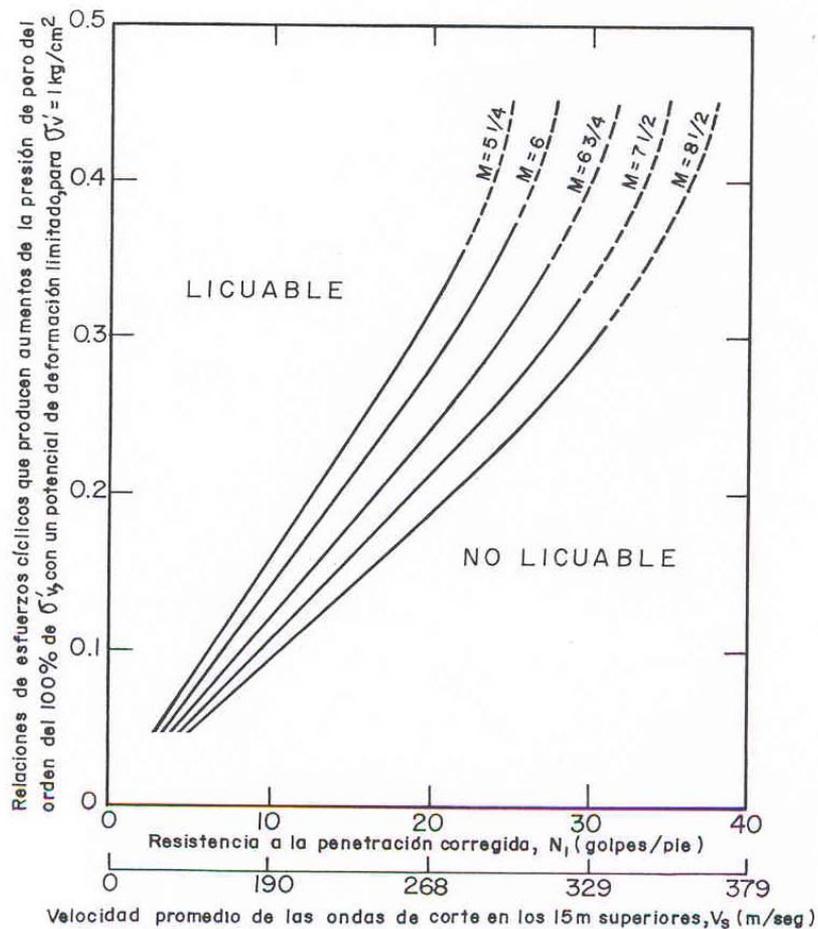


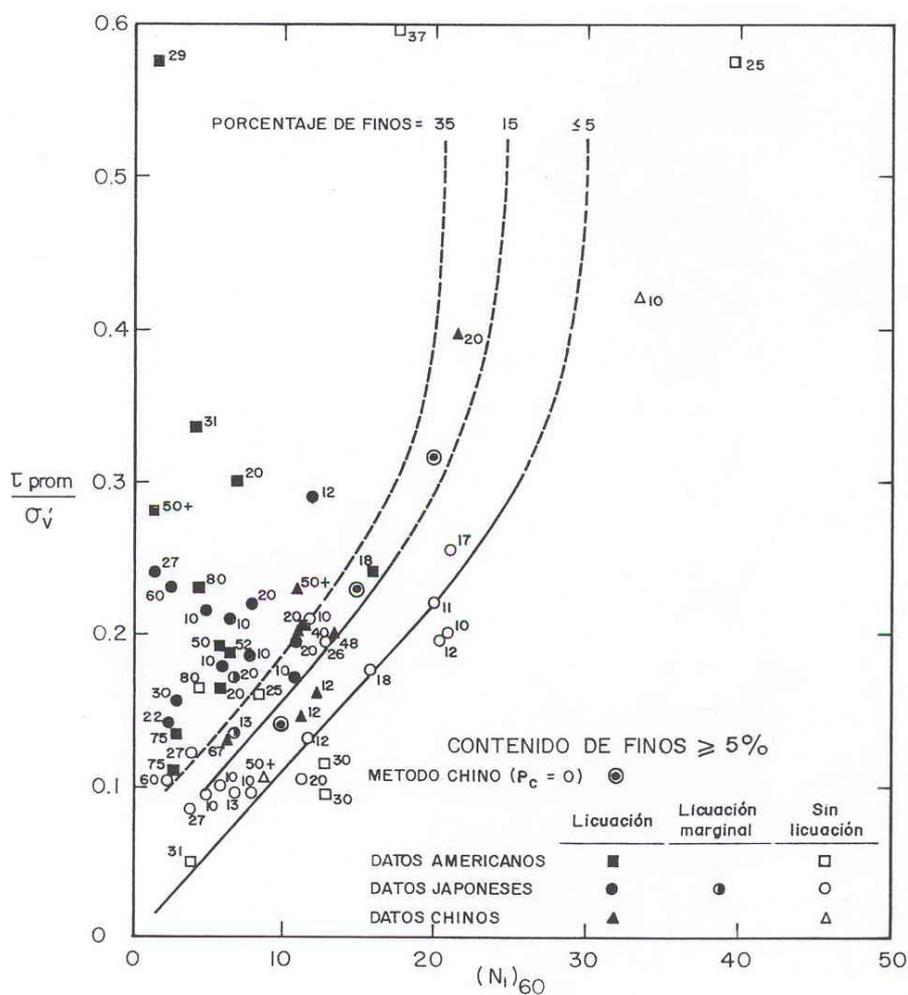
Figura II-34 Relaciones de esfuerzos cíclicos que causan licuación en función de  $(N_1)_{60}$  y de  $V_s$  para arenas limpias y sismos de magnitudes diferentes (Seed y otros, 1983).

Las principales variables que influyen sobre la energía que llega al tomamuestras son:

- 1) Dispositivo usado para soltar la pesa.
- 2) Tipo de pesa y de cabeza de golpeo.
- 3) Longitud de las barras.

De manera tal que el  $E_r$  puede determinarse, aproximadamente, por medio de la expresión:

$$E_r = e_1 \cdot e_2 \cdot e_3 \cdot E_t \tag{II-5}$$



Nota: Los números colocados al lado de los puntos indican el porcentaje de finos correspondiente.

Figura II-35 Relaciones de esfuerzos cíclicos que causan la licuación en función de  $(N_1)_{60}$ , para arenas limosas y sismos de magnitud  $M= 7.5$  (Seed y otros, 1985).

En esta expresión los coeficientes  $e_1$ ,  $e_2$  y  $e_3$  tienen en cuenta los factores anteriores y pueden obtenerse, respectivamente, de la Figura II-36, la Tabla II-4 y la Tabla II-5.

Asimismo, para corregir otras desviaciones respecto del procedimiento indicado en la Tabla II-5 mencionada, puede utilizarse el coeficiente de corrección ( $e_4$ ) que aparece en la Tabla II-6 (Skempton, 1986).

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

País	Tipo de pesa	Sistema para soltar la pesa	Energía aplicada a las barras (%)	Factor de corrección para energías distintas del 60%	
Japón **	A	Donut	Caída Libre	78	78/60 = 1.30
	B*	Donut	Polea y cuerda con mecanismo especial de liberación de la pesa	67	67/60 = 1.12
USA	A*	De seguridad	Polea y cuerda	60	60/60 = 1
	B	Donut	Polea y cuerda	45	45/60 = 0.75
Argentina	A*	Donut	Polea y cuerda	45	45/60 = 0.75
China	A	Donut	Caída libre ***	60	60/60 = 1.00
	B	Donut	Polea y cuerda	50	50/60 = 0.83

\* Método predominante actualmente en este país.

\*\* Los resultados de SPT japoneses tienen correcciones adicionales en función del diámetro de la perforación y de la frecuencia de los golpes.

\*\*\* Las pesas tipo pilcon entregan una energía del orden del 60% de la teórica.

Tabla II-2 Energías aplicadas a las barras del SPT en función del procedimiento empleado en distintos países (Seed y otros, 1985).

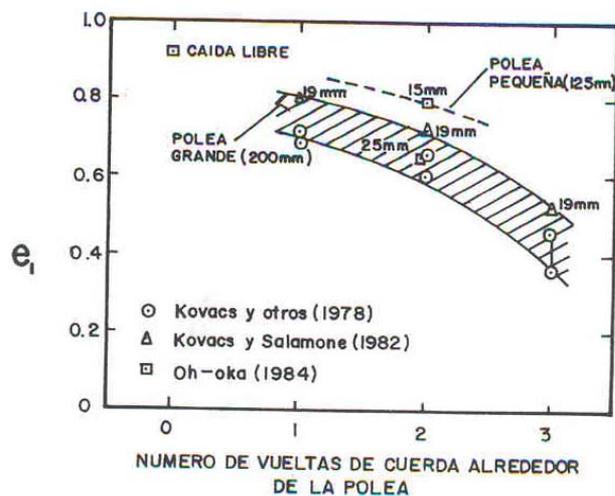


Figura II-36 Influencia del dispositivo para levantar y soltar la pesa, sobre la energía aplicada al tomamuestras.

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

Factor	Recomendación
Perforación	Diámetro de 4 a 5 pulgadas, por rotación, con lodos bentoníticos para mantener estabilidad.
Herramienta de perforación	Deflección hacia arriba del lodo de perforación (tricono o broca tipo draga).
Tomamuestras	Diámetro exterior: 2 pulgadas. Diámetro interior :1.38 pulgadas. Ambos constante, es decir, sin espacio para forros.
Barras de perforación	A o AW para profundidades menores que 50 pies (15 m aprox.) y N o NW para profundidades mayores.
Energía transmitida al tomamuestras	2.50 libras x pulgada (60% del máximo teórico).
Velocidad de golpeo	30 a 40 golpes por minuto.
Conteo de resistencia a penetración	Medido sobre el rango de 6 a 18 pulgadas de penetración en el terreno.

Tabla II-3 Procedimiento de ejecución del SPT recomendado para usarlo en correlaciones de licuación (Seed y otros, 1985).

Pesa	Cabeza de golpeo	e2
Donut	Pequeña (2 kg).	0.85
	Grande (12 kg)	0.70
Pilcon de seguridad	Pequeña (2.5 kg)	0.90
	Grande (19 kg)	0.65

Tabla II-4 Efecto del peso de la cabeza de golpeo sobre la energía transmitida a las barras.

Longitud de las barras	$e_3$	
	Seed y otros (1988)	Skempton (1986)
< 3m	0.75	
3 a 4 m	1	0.75
4 a 6 m	1	0.85
6 a 10 m	1	0.95
> 10 m	1	1

Tabla II-5 Efecto de la longitud de las barras sobre la energía transmitida a ellas (Tokimatsu, 1988).

Factor	Coefficiente de corrección $e_4$
<b><u>Diámetro del sondeo (mm)</u></b>	
65-115	1
150	1.05
200	1.15
<b><u>Tomamuestras</u></b>	
Estándar	1
Americano, sin forro	1.2
<b><u>Frecuencia de los golpes</u></b>	
30-40 golpes/minuto	1
10-20 golpes/minuto y :	
Si (N1) 60 < 20	0.95
Si (N1) 60 > 20	1.05

Tabla II-6 Coeficientes de corrección aproximados para los valores de  $n$  medidos (Skempton).

### II-4-2-3 Método de Tokimatsu y Yoshimi (1983)

Tokimatsu y Yoshimi realizaron una revisión exhaustiva del comportamiento observado en los depósitos de suelos arenosos durante terremotos previos, con especial énfasis en características tales como el golpeo en el ensayo de penetración estándar ( $N_{SPT}$ ) y el contenido de finos (CF). En función de esto y de los resultados de ensayos triaxiales cíclicos sobre muestras inalteradas de alta calidad, obtenidas por congelamiento "in situ", llegaron a las siguientes conclusiones:

- 1) Las arenas con un CF > 10 % tienen mayor resistencia a la licuación que las arenas limpias con el mismo  $N_{SPT}$ .
- 2) No ocurren daños importantes debido a licuación en arenas limpias con  $N_1 > 20$ .
- 3) Los suelos con un contenido de finos arcillosos (tamaño inferior a 5 micrones) mayor que el 20 % son muy poco susceptibles de licuarse, a menos que su índice plástico (IP) sea muy bajo.
- 4) Las arenas con gravas tienen menor resistencia a la licuación que las arenas limpias sin gravas y con el mismo  $N_1$ .
- 5) El modo de ejecución del SPT debe ser tenido en cuenta puesto que los equipos que utilizan el sistema de "caída libre" de la pesa, aplican una energía un 20 % superior a la de los que emplean el dispositivo tradicional de "polea y cuerda".

A continuación y con base en las conclusiones anteriores, propusieron un procedimiento para estimar el potencial de licuación de los suelos, que consta de los pasos siguientes:

- 1) Si el contenido de arcilla es mayor que el 20 % debe considerarse que el suelo no es susceptible de licuarse, a menos que su IP sea bajo o que se trate de un suelo sensitivo.

2) Se debe calcular los esfuerzos de corte dinámicos con la expresión:

$$\frac{\tau_d}{\sigma_{v'}} = 0,1(M - 1) \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma_{v'}} (1 - 0,015z) \quad (II-6)$$

En la cual  $z$  es la profundidad expresada en m y los demás símbolos tienen el significado conocido.

3) Se deben corregir los valores de  $N_{SPT}$  en función de la energía realmente aplicada a las barras, teniendo en cuenta que los datos que se han tomado como referencia han sido obtenidos con un equipo de SPT que aplica una energía del orden del 80 % de la teórica.

4) Para obtener los valores de  $N_{SPT}$  ajustados ( $N_a$ ) para una  $\sigma'_{v'} = 1 \text{ Kg/cm}^2$  y para un CF determinado, debe usarse la expresión:

$$N_a = \left( \frac{1,7}{\sigma_{v'} + 0,7} \right) N + \Delta N_F = N_I + \Delta N_F \quad (II - 7)$$

En la cual  $\sigma'_{v'}$  se introduce en  $\text{Kg/cm}^2$  y  $\Delta N_F$  se extrae de la Tabla II-7, en función de CF.

6) Para determinar la resistencia a la licuación se deben utilizar las curvas empíricas que aparecen en la Figura II-37, en términos de  $\tau/\sigma'_{v'}$ ,  $N$ , CF y  $\gamma$  (deformación angular en %). Dichas curvas vienen dadas por la expresión:

$$\frac{\tau_l}{\sigma_{v'}} = 0,26 \left[ \frac{16 \sqrt{N}}{100} + \left( \frac{16 \sqrt{N_a}}{C_s} \right) 14 \right] \quad (II - 8)$$

En la cual  $C_s$  es una constante semiempírica que depende de la deformación tangencial  $\gamma$  ( $C_s = 94 - 19 \log \gamma$ ) y que adopta valores entre 80 y 90 en el límite entre las condiciones de licuación y de no licuación ( $\gamma$  entre 2 y 5 %), y de 75 para el caso de licuación extensiva ( $\gamma = 10$  %).

6) Finalmente debe calcularse el factor de seguridad respecto de la licuación:

$$F_l = \frac{\tau_l / \sigma'_v}{\tau_d / \sigma'_v} \quad (II-9)$$

El cual es conveniente que sea al menos 1,5 para  $N_1 \leq 10$  y 1,3 para arenas medianamente densas a densas.

Contenido de finos (%)	$\Delta NF$
0 a 5	0
5 a 10	Interpolación
10	0.1 CF + 4

Tabla II-7 Incremento equivalente de N en función del contenido de finos (CF)  
(Tokimatsu y Yoshimi, 1983).

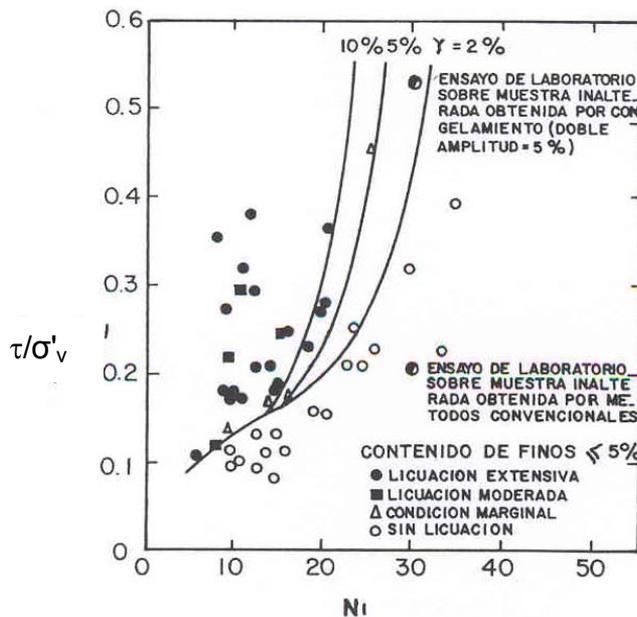


Figura II-37a Correlación de campo entre la relación de esfuerzos cíclicos,  $\tau_d/\sigma'_v$ , y el valor de  $N_{SPT}$  corregido,  $N_1$ , para arenas limpias (Tokimatsu y Yoshimi, 1983).

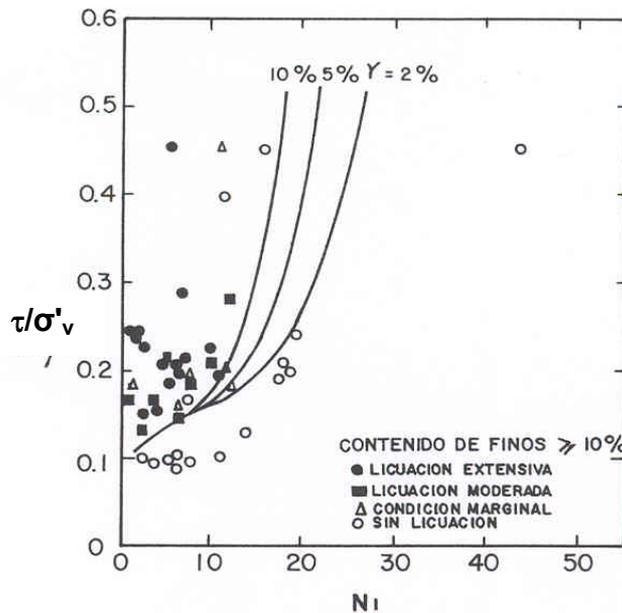


Figura II-37b Correlación de campo entre la relación de esfuerzos cíclicos,  $\tau_d/\sigma'_v$ , y el valor de  $N_{SPT}$  corregido,  $N_1$ , para arenas con más del 10% de fino (Tokimatsu y Yoshimi, 1983).

#### II-4-2-4 Método de Taiping y otros (1984)

Estudios de licuación efectuados en China permitieron establecer, por medio de un análisis estadístico, una correlación entre las características sísmicas que causan licuación y los valores críticos del número de golpes en el ensayo de penetración estándar ( $N_{crit.}$ ), que separan condiciones de licuación y de no licuación, hasta una profundidad de 15 m, aproximadamente. Dicha correlación tiene la expresión siguiente:

$$N_{crit} = N^* [1 + 0,125 (d_s - 3) - 0,05 (d_w - 2) - 0,07 p_c] \quad (II-10)$$

Donde:

$d_s$  = profundidad en metros de la capa arenosa considerada.

$d_w$  = profundidad en metros del nivel freático.

$p_c$  = porcentaje en peso de partículas con tamaño de arcilla.

$N^*$  = Es función de la intensidad del sismo, según la escala Mercalli modificada, que adoptan los valores que se indican en la Tabla II-8.

Intensidad	N* (golpes/30 cm)	M	a <sub>máx.</sub>
VII	6	7.5	0.10 g
VIII	10	7.5	0.20 g
IX	16	7.5	0.35 g
X			

Tabla II-8 Valores de N\* en función de la intensidad del sismo, según la escala Mercalli Modificada (Taiping y otros, 1984).

#### II-4-2-5 Método de Ambraseys (1988)

Ambraseys realizó una re-evaluación de los datos de campo dados por Seed y otros (1985) y por diversos autores japoneses, agregando unos pocos nuevos casos, con el objeto de obtener una correlación entre el golpeo del ensayo de penetración estándar ( $N_{SPT}$ ) y la relación  $\tau/\sigma'_v$  que produce licuación, para sismos de diferentes M, en forma directa y sin usar el concepto de número de ciclos equivalentes (utilizando los factores de escala que aparecen en la Tabla II-2).

A partir de los datos mencionados llegó a las siguientes expresiones:

- Para  $M \geq 7,5$  y  $CF < 5 \%$ , ó  $6,0 \leq M < 7,5$  y  $CF < 13 \%$ :

$$\tau/\sigma'_v = 3,29 [(N_1)_{60}]^{0,755} \cdot e^{[0,06 (N_1)_{60} - 0,81 M]} \quad (II-11)$$

- Para  $6,0 \leq M < 7,5$  y  $CF < 5 \%$ :

$$\tau/\sigma'_v = 0,4 [(N_1)_{60}] \cdot e^{[0,06 (N_1)_{60} - 0,525 M]} \quad (II-12)$$

Donde  $(N_1)_{60}$  es el golpeo de SPT para una energía realmente aplicada, del orden del 60 % de la teórica.

$$(N_1)_{60} = (0,77 \cdot \log_{10} \frac{20}{\sigma'_v}) N_{60} \quad (II-13)$$

Por medio de dichas expresiones se pueden obtener curvas límite que separan condiciones de licuación y de no licuación como las que aparecen en la Figura II-38.

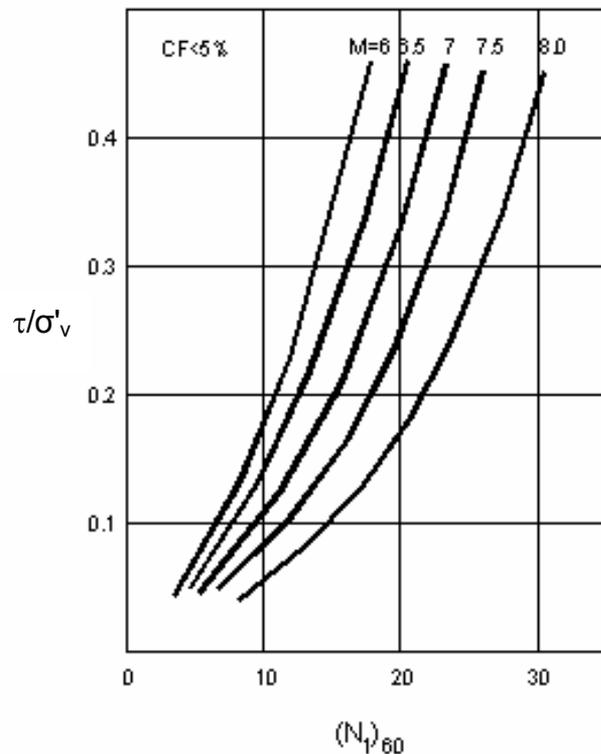


Figura II-38 Relación de esfuerzos cíclicos que causan licuación en función de  $(N_1)_{60}$ , para arenas limpias, según las ecuaciones 16 y 17 (Ambraseys, 1988).

Además de las anteriores, Ambraseys da también una expresión para la máxima distancia al epicentro del sismo ( $R_e$ ), a partir de la cual es muy probable que no se produzca licuación:

$$M = -0,31 + 2,65 \times 10^{-8} R_e + 0,99 \log R_e \quad (II-14)$$

Con  $R_e$  en cm.

Esta relación entre  $M$  y  $R_e$  aparece representada en la Figura II-39 junto con la fórmula dada por Kuribayashi y Tatsuoka (1975).

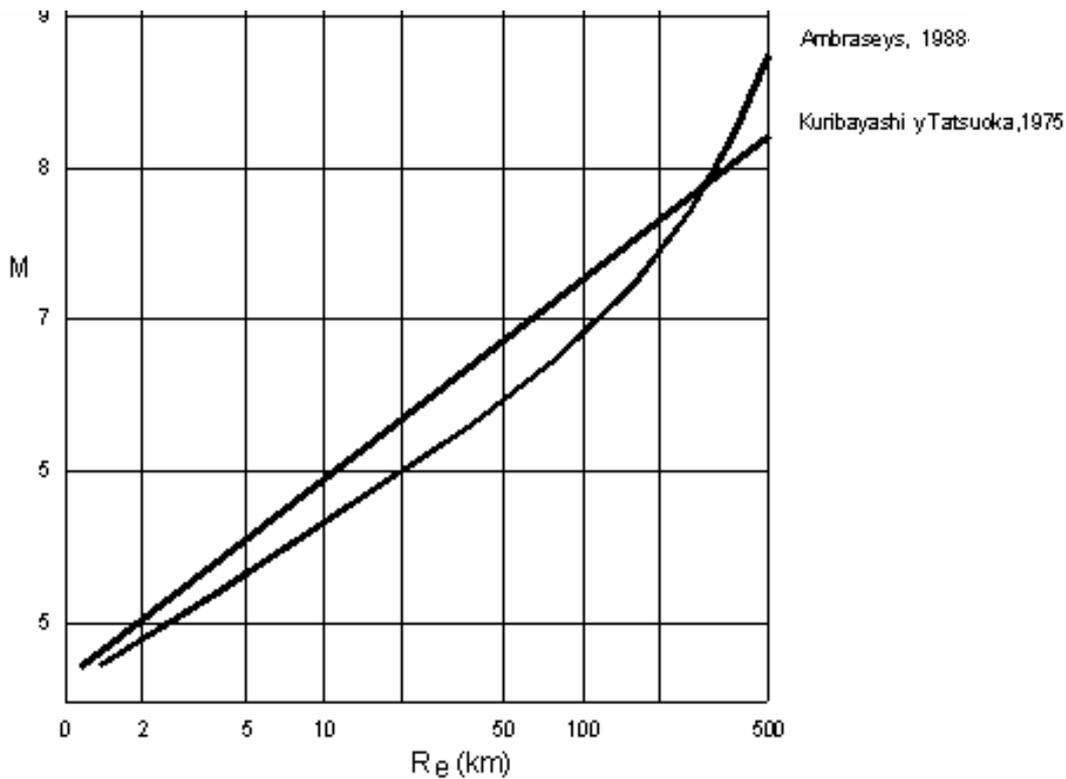


Figura II-39 Relación entre la máxima distancia al epicentro para sitios con licuación,  $R_e$ , y la magnitud del sismo  $M$ .

### II-4-3 METODOS BASADOS EN LA RESISTENCIA POR PUNTA ( $q_c$ ) DEL CPT

#### II-4-3-1 Método de Zhou (1980)

Al igual que el método de Taiping y otros, este método se desarrolló a partir de estudios de licuación efectuados en China, los cuales por medio de un análisis estadístico permitieron establecer una correlación entre las características sísmicas que causan licuación y, los valores críticos de la resistencia a la penetración por punta,  $q_{Ccrit}$ , en prueba de penetración con cono estático (CPT), que separan condiciones de licuación y de no licuación, hasta una profundidad de 15 m, aproximadamente. Dicha correlación tiene la expresión siguiente:

$$q_{Ccrit} = q_c^* [1 - 0,065 (d_w - 2)] [1 - 0,05 (d_s - 2)] \quad (II-15)$$

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

Donde:

$d_s$  = profundidad en metros de la capa arenosa considerada.

$d_w$  = profundidad en metros del nivel freático.

$p_c$  = porcentaje en peso de partículas con tamaño de arcilla.

$q_c^*$  = Es función de la intensidad del sismo (I), según la escala Mercalli modificada, que adoptan los valores que se indican en la Tabla II-9.

Intensidad	$q_c^*$ (kg/cm <sup>2</sup> )	M	amax
VII	60-70	7.5	0.10 g
VIII	120-135	7.5	0.20 g
IX	180-200	7.5	0.35 g
X	220-250		

Tabla II-9 Valores de  $q_c^*$  en función de la intensidad del sismo, según la escala Mercalli modificada. (Zhou y otros, 1980).

Esta correlación empírica fue establecida con base en datos de pruebas de campo realizadas sobre arenas limpias, es decir, con pequeño contenido de finos ( $D_{50} \approx 0,25$  mm). También puede aplicarse a arenas limosas ( $D_{50} \approx 0,07$  mm), si a los valores de  $q_c$  obtenidos se les suma, previamente, la cantidad  $\Delta q_c$  (en Kg/cm<sup>2</sup>) calculada mediante la siguiente expresión (Zhou, 1981):

$$\Delta q = 584 (\sigma_v' + 0,7) \left( \frac{\Delta \tau_l}{\sigma_v'} \right) \quad (II - 16)$$

Donde:

$\sigma_v'$  = Esfuerzo vertical efectivo, en Kg/cm<sup>2</sup>.

$\Delta \tau_l / \sigma_v'$  = Variación en la relación de esfuerzos cíclicos que produce licuación, para veinte ciclos, en función del porcentaje en peso de partículas que pasan

por la malla N° 200 (contenido de finos, CF). Se puede estimar con la siguiente fórmula  $\Delta\tau_L/\sigma'_v = 0,0022 \text{ CF a } 0,0075 \text{ CF } (\leq 0,175)$ .

**II-4-3-2 Método de Seed y de Alba (1986)**

Tomando como base la Figura II-40 que vincula a la relación  $q_c/N$  con el  $D_{50}$ , para suelos arenosos y limo-arenosos, Seed y de Alba (1986) expresaron las curvas límite que aparecen en las Figuras II-31 y II-35, en términos de  $q_{c1}$  y obtuvieron la Figura II-41. El valor de  $q_{c1}$ , de modo análogo al de  $N_1$ , se obtiene multiplicando el valor  $q_c$  obtenido con CPT, por el factor de corrección  $Cq_c$  (Figura II-33). La Figura II-41, al igual que la II-31 y la II-35, es válida para sismos de  $M = 7,5$  y puede extenderse a otros  $M$  utilizando los factores de corrección indicados en la Tabla II-3.

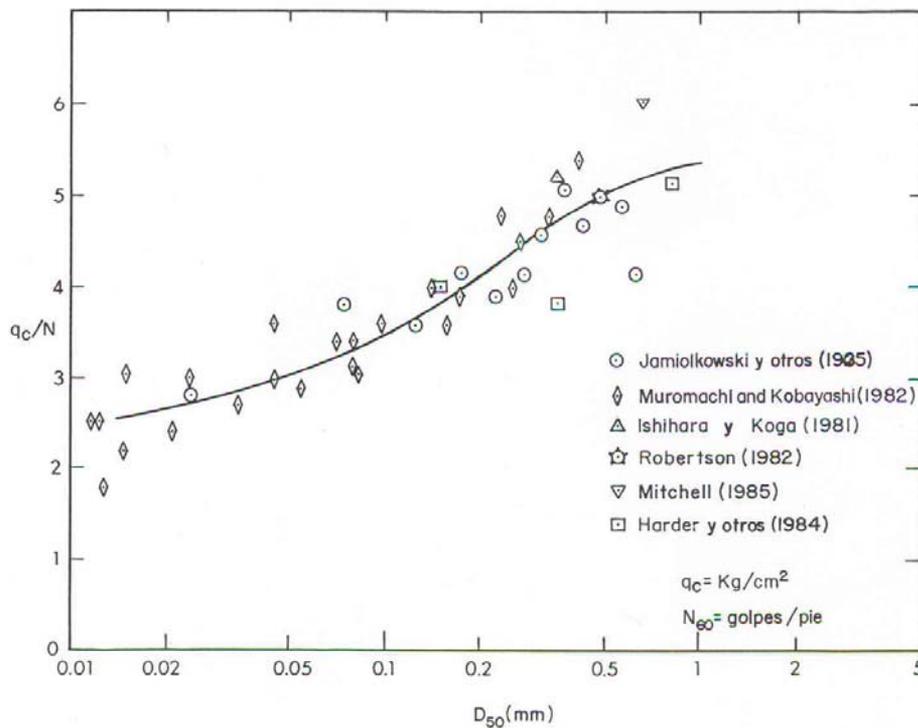


Figura II-40 Variación de la relación  $q_c/N_{60}$  con el tamaño medio del grano  $D_{50}$  (Seed y de Alba, 1986).

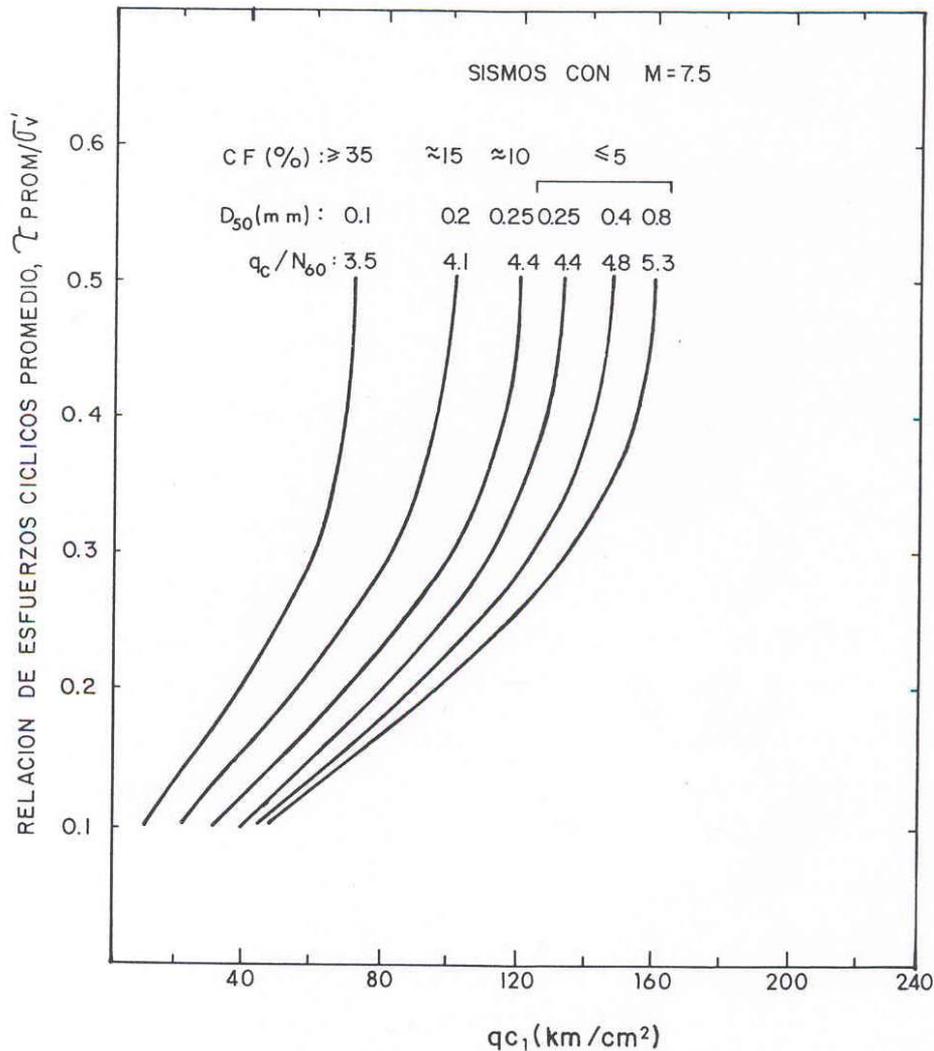


Figura II-41 Relaciones de esfuerzos cíclicos que causan licuación en función de  $q_c$ , para arenas limpias y limosas (Seed y de Alba, 1986)

### II-4-3-3 Método de Robertson y Campanella (1985)

En forma resumida se puede decir que este método se obtuvo relacionando los valores de  $q_c$  con  $C_r$  y  $N$ , previamente correlacionados por otros investigadores con los valores de  $\tau/\sigma'_v$  que producen licuación. Luego, en función de dichas correlaciones, Robertson y Campanella (1985) establecieron una curva límite, entre las condiciones de licuación y de no licuación, de características intermedias.

En efecto, en función de la curva límite obtenida por Christian y Swiger (1975), que correlaciona a  $\tau/\sigma'_v$  con  $C_r$  (Figura II-42), y de las correlaciones entre  $C_r$  y  $q_c$  establecidas por Baldi y otros (1982), se obtuvo la Figura II-43. Luego, a partir del método de Seed y otros (1983), ya descrito, se obtuvo otra curva límite que separa los pares de valores  $\tau/\sigma'_v$  y de  $q_c$  que producen licuación de los que no la producen. Para ello, Robertson y Campanella tuvieron que valerse de las correlaciones presentadas en las Figuras II-33 y II-44 para obtener los valores de  $q_c$  normalizados ( $q_{c1}$ ), es decir, para una presión de sobrecarga de  $1 \text{ Kg/cm}^2$ , y para transformar los valores de  $N$  en  $q_c$ , respectivamente. Finalmente, en la Figura II-45 aparece una comparación entre las dos curvas anteriores, basadas en correlaciones con  $C_r$  y con  $N$ , y la curva propuesta por Robertson y Campanella, quienes la trazaron teniendo en cuenta lo siguiente:

- 1- Factores tales como la edad, la cementación y la historia de esfuerzos tienden a incrementar la resistencia a la licuación del depósito de suelo granular. Por lo tanto, una relación basada en  $C_r$ , tal como la mostrada en la Figura II-43, puede tender a subestimar dicha resistencia y, en consecuencia, la curva propuesta debe estar por encima de la curva basada en  $C_r$ .
- 2- La correlación con SPT está basada en una gran cantidad de observaciones de campo que incluyen factores tales como la edad, la cementación y la historia de esfuerzos del depósito de suelo granular. Por lo tanto, la relación basada en datos de SPT tenderá a ser más representativa del comportamiento de campo. No obstante, como el valor de  $q_c/N = 4,5$  es un valor promedio considerado bajo para arenas ( $D_{50} > 0,25 \text{ mm}$ ), ya que el mismo se hace mayor a medida que las arenas se hacen más gruesas y a medida que se hace mayor la energía entregada por el martillo a las barras en la prueba SPT, la curva propuesta debe estar por debajo de la curva basada en SPT.

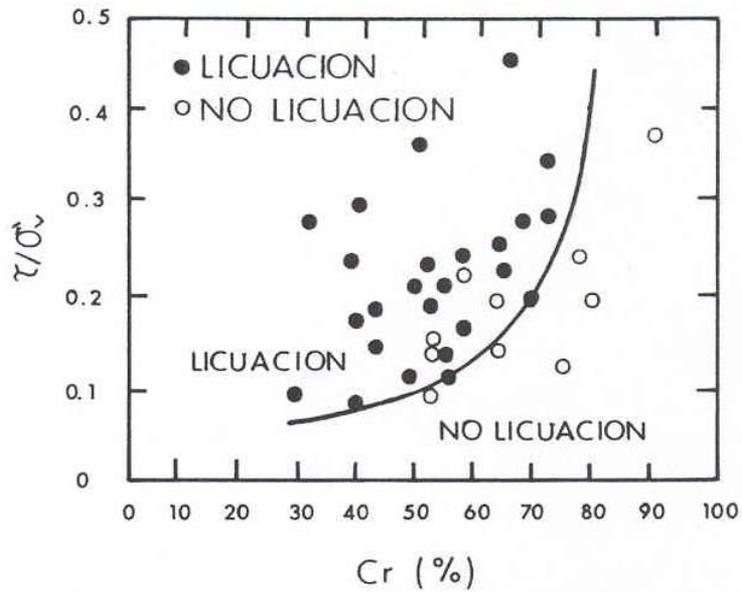


Figura II-42 Correlación entre la relación de esfuerzos cíclicos ( $\tau/\sigma_v$ ) y la compacidad relativa ( $C_r$ ) basada en datos de Christian y Swinger, 1975 (Robertson y Campanella, 1985).

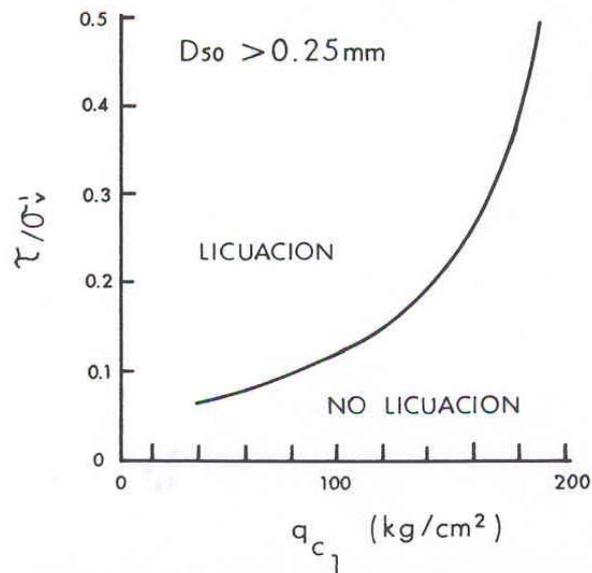
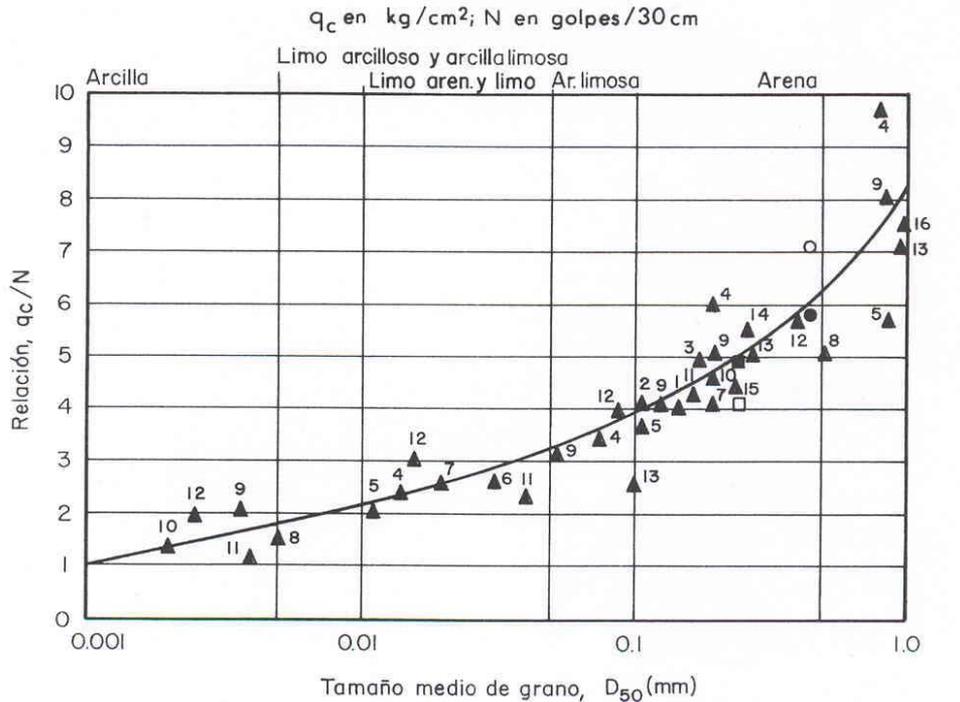


Figura II-43 Correlación entre la resistencia a la licuación y  $q_c$  obtenida a partir de la Figura 41 y de las correlaciones entre  $q_c$  y  $C_r$  establecidas por Balde y otros, 1982 (Robertson y Campanella, 1985).

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS



- |                                |                                  |
|--------------------------------|----------------------------------|
| 1. Meyerhof (1956)             | 9. Nixon (1982)                  |
| 2. Meigh y Nixon (1961)        | 10. Kruizinga (1982)             |
| 3. Rodin (1961)                | 11. Douglas (1982)               |
| 4. De Alencar Velloso (1959)   | 12. Muromachi y Kobayashi (1982) |
| 5. Schmertmann (1970)          | 13. Goel (1982)                  |
| 6. Sutherland (1974)           | 14. Ishihara y Koga (1981)       |
| 7. Thornburn y MacVicar (1974) | 15. Laing (1983)                 |
| 8. Campanella y otros (1979)   | 16. Mitchell (1983)              |
- 
- |                                |   |                                |                                      |       |                                |                                |                      |
|--------------------------------|---|--------------------------------|--------------------------------------|-------|--------------------------------|--------------------------------|----------------------|
| Isla Tilsbury                  | <table border="0"> <tbody> <tr> <td>□ SPT <math>N_i</math>, <math>E_{r_i} = 47\%</math></td> <td>○ SPT <math>N_i</math>, <math>E_{r_i} \approx 65\%</math></td> <td rowspan="2">} UBC</td> </tr> <tr> <td>■ SPT <math>N_c</math>, <math>E_{r_i} = 55\%</math></td> <td>● SPT <math>N_c</math>, <math>E_{r_i} = 55\%</math></td> <td rowspan="2">} Granja Mc Donald's</td> </tr> </tbody> </table> | □ SPT $N_i$ , $E_{r_i} = 47\%$ | ○ SPT $N_i$ , $E_{r_i} \approx 65\%$ | } UBC | ■ SPT $N_c$ , $E_{r_i} = 55\%$ | ● SPT $N_c$ , $E_{r_i} = 55\%$ | } Granja Mc Donald's |
| □ SPT $N_i$ , $E_{r_i} = 47\%$ | ○ SPT $N_i$ , $E_{r_i} \approx 65\%$  | } UBC                          |                                      |       |                                |                                |                      |
| ■ SPT $N_c$ , $E_{r_i} = 55\%$ | ● SPT $N_c$ , $E_{r_i} = 55\%$  |                                | } Granja Mc Donald's                 |       |                                |                                |                      |

Figura II-44 Variación de la relación  $q_c/N$  con el tamaño medio del grano ( $D_{50}$ ) (Robertson y otros, 1983).

Como la correlación propuesta (Figura II-45) es aplicable solamente a arenas limpias con  $D_{50} > 0,25$  mm y basándose en trabajos de Zhou (1981), Robertson y Campanella produjeron una segunda correlación para suelos con  $D_{50} < 0,15$  mm, es decir para arenas limosas, mediante el decrecimiento de la correlación

propuesta para arenas en un valor de  $q_c = 40 \text{ Kg/cm}^2$  aproximadamente (Figura II-46).

Las curvas que aparecen en las Figuras II-45 y II-46 separan condiciones de licuación y de no licuación para sismos de magnitud  $M = 7,5$ . Para sismos de otras magnitudes, al igual que en el método anterior, deben multiplicarse las ordenadas de dichas curvas por los factores de escala que aparecen en la Tabla II-3, para obtener las curvas límite correspondientes. Este método se aplica de la misma manera que el método de Seed y colaboradores ya descrito.

Además del criterio expuesto para evaluar el potencial de licuación, Robertson y Campanella adaptaron la carta de clasificación de suelos, en función de  $q_c$  y de  $f_s/q_c$  ( $f_s$  = resistencia a la penetración por fricción en la prueba CPT), desarrollada por Martin y Douglas (1981), marcando un área, la zona A, en la cual quedan comprendidos los suelos susceptibles de licuarse (Figura II-47). Las arenas limpias, cuarzosas, sueltas, con  $D_{50} > 0,25 \text{ mm}$ , tienden a caer en la parte superior de dicha zona, con  $q_c$  comprendido entre 30 y 150  $\text{Kg/cm}^2$  y  $f_s/q_c$  menor que el 1 %. A su vez, las arenas limosas sueltas y los limos, con  $D_{50} < 0,15 \text{ mm}$ , tienden a caer en la parte inferior de la misma, ya que un decrecimiento en el tamaño medio de grano tiende a causar una disminución en el valor de  $q_c$ .

Esta carta puede usarse solamente para hacer una identificación preliminar de los suelos susceptibles a la licuación y se puede ir ajustando de acuerdo con datos relevantes adicionales que se vayan reportando.

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

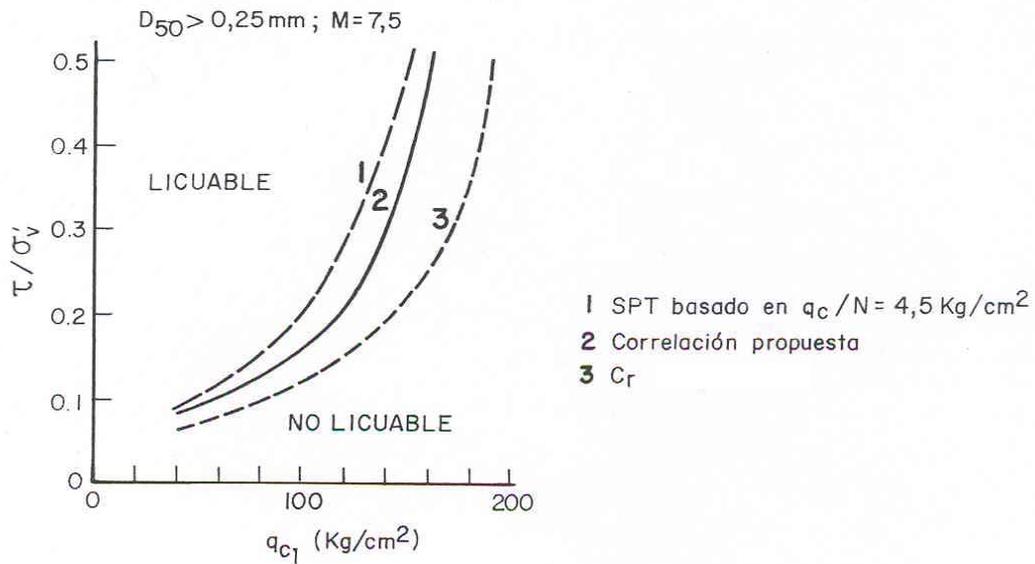


Figura II-45 Resumen de las características entre la resistencia a la licuación y  $q_{c1}$  para arenas limpias, con un  $D_{50} > 0,25 \text{ mm}$  (Robertson y Campanella, 1985)

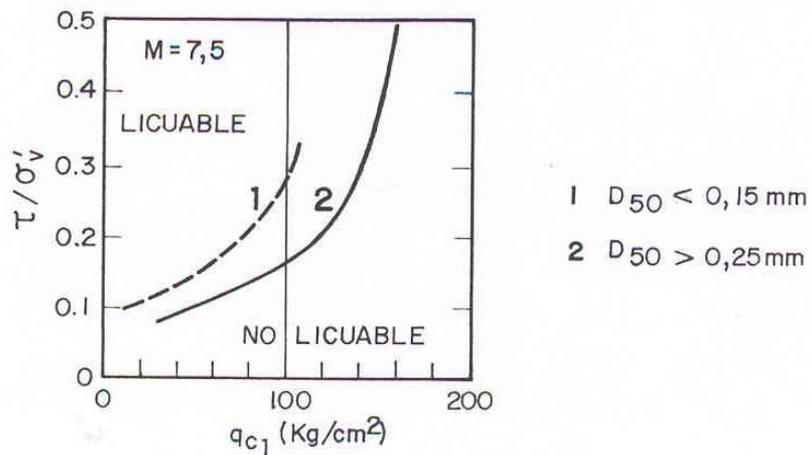
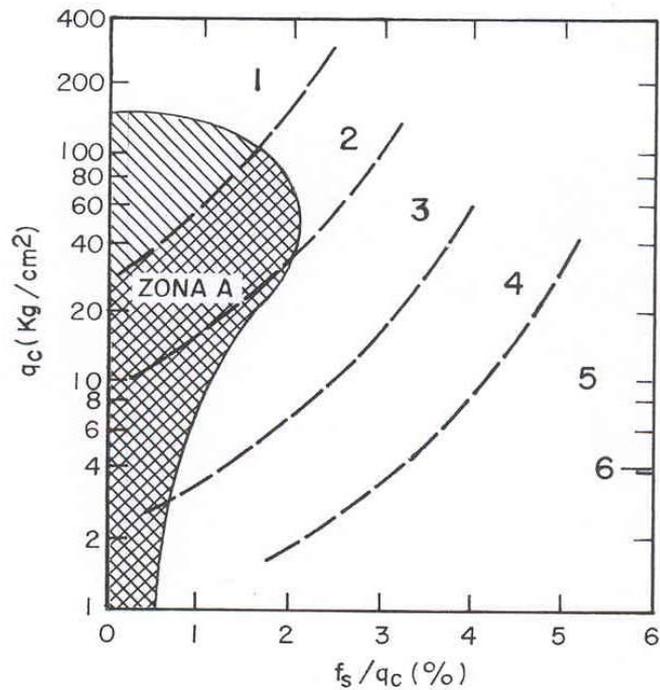


Figura II-46 Correlaciones entre la resistencia a la licuación y  $q_{c1}$  para arenas limpias y para arenas limosas, con un  $D_{50} > 0,15 \text{ mm}$  (Robertson y Campanella, 1985).



- 1 Arenas
- 2 Arenas limosas
- 3 Limos arenosos y limos
- 4 Limos arcillosos y arcillas limosas
- 5 Arcillas
- 6 Turbas

Figura II-47 Carta de clasificación de suelos, con base en CPT, mostrando la zona de suelos licuables propuesta (Robertson y Campanella, 1985).

**II-4-3-4 Método de Teparaksa (1991)**

Utilizando datos sobre el comportamiento del terreno durante sismos pasados, Teparaksa (1991) obtuvo la siguiente correlación entre la resistencia a la licuación y la resistencia a la penetración por punta del CPT:

$$\frac{\tau_l}{\sigma_v'} = 0.1 + 0.2 \left[ \frac{(q_c I + \Delta q_c I) - 50}{250 - (q_c I + \Delta q_c I)} \right] \quad (II-17)$$

En esta correlación  $q_{c1}$  (en  $\text{Kg/cm}^2$ ) es el valor de  $q_c$  ajustado para una  $\sigma'_v = 1 \text{ Kg/cm}^2$  por medio de la expresión (II-12) y  $\Delta q_{c1}$  es el incremento de resistencia en función del CF, que es igual a cero para suelos con  $D_{50} \geq 0,25 \text{ mm}$  y al valor dado por la siguiente expresión para  $D_{50} < 0,25 \text{ mm}$ :

$$\Delta q_{c1} = q_c I \left( \frac{0.25 - D_{50} (\text{mm})}{D_{50} (\text{mm})} \right) \quad (\text{II} - 18)$$

A partir del  $\tau_i/\sigma'_v$  obtenido y del  $\tau_d/\sigma'_v$  calculado según la ecuación (II-11), se puede determinar el factor de seguridad utilizando la expresión (II-14).

### II-4-3-5 Método de Armijo (1995)

Este método permite evaluar el potencial de licuación en función directamente, de la forma en que varía la resistencia por punta del CPT  $q_c$  (normalizado con respecto a  $\sigma'_v$ ) con la profundidad. Ha sido desarrollado a partir del estudio de la base de datos obtenida en los sismos ocurridos en el Valle de Mexicali, México (1980) y en el Valle Imperial, USA (1981), siendo posteriormente contrastado con los datos en que se basa el Método de Seed y otros, comentado en el apartado 4-2-2.

En la gráfica  $q_c/\sigma'_v$  versus profundidad se definen dos fronteras, una curva límite por la izquierda y otra curva por la derecha. Dichas curvas constituyen la base del método para evaluar el potencial de licuación de un depósito de suelo granular fino.

Los suelos en los que  $q_c/\sigma'_v$  en función de la profundidad caiga a la izquierda de la curva límite por la izquierda, se consideran no susceptible a licuarse (Figura II-48). Estos valores bajos de  $q_c/\sigma'_v$  están asociados un contenido significativo de finos. La ecuación que define la curva límite por la izquierda es la siguiente:

$$q_c = 14.24 \sigma'_v{}^{0.71} \quad (\text{II-19})$$

Los suelos en los que  $q_c/\sigma'_v$  en función de la profundidad caiga a la izquierda de la curva límite por la derecha serán susceptibles a licuar y no susceptibles en el caso contrario (Figura II-49). Estas curvas están en función de la aceleración máxima registrada en superficie y la expresión que las define es la siguiente:

$$q_c = 34.14 \sigma'_v{}^{0.71} \exp.(1.5 a_{\max} / g) \quad (\text{II-20})$$

Originalmente las curvas límites por la derecha correspondían a una aceleración máxima de 0.60 g, la cual representaba a la aceleración máxima ocurrida en los sismos en el cual se basa este método. Con el objetivo de darle un carácter más general al mismo, se extrapola a otros valores de aceleración y por tal motivo la expresión quedó en función de la misma.

Todos los suelos que tengan las siguientes características, tampoco son susceptibles a licuarse:

$$f_s / q_c > 2.5\%.$$

$$IP > 10\%.$$

$$LL > 35\%.$$

Siendo:

$f_s$  = La fricción lateral desarrollada en el CPT.

IP = Índice plástico.

LL = Límite líquido.

Sin embargo, debido a que para valores muy pequeños de  $q_c$  el parámetro  $f_s / q_c$  deja de ser confiable (Schmermant, 1978-a). Puede suceder que en estratos formados por suelos arcillosos muy blandos, no susceptible a licuarse, dicho parámetro se encuentre por debajo del 2.5%.

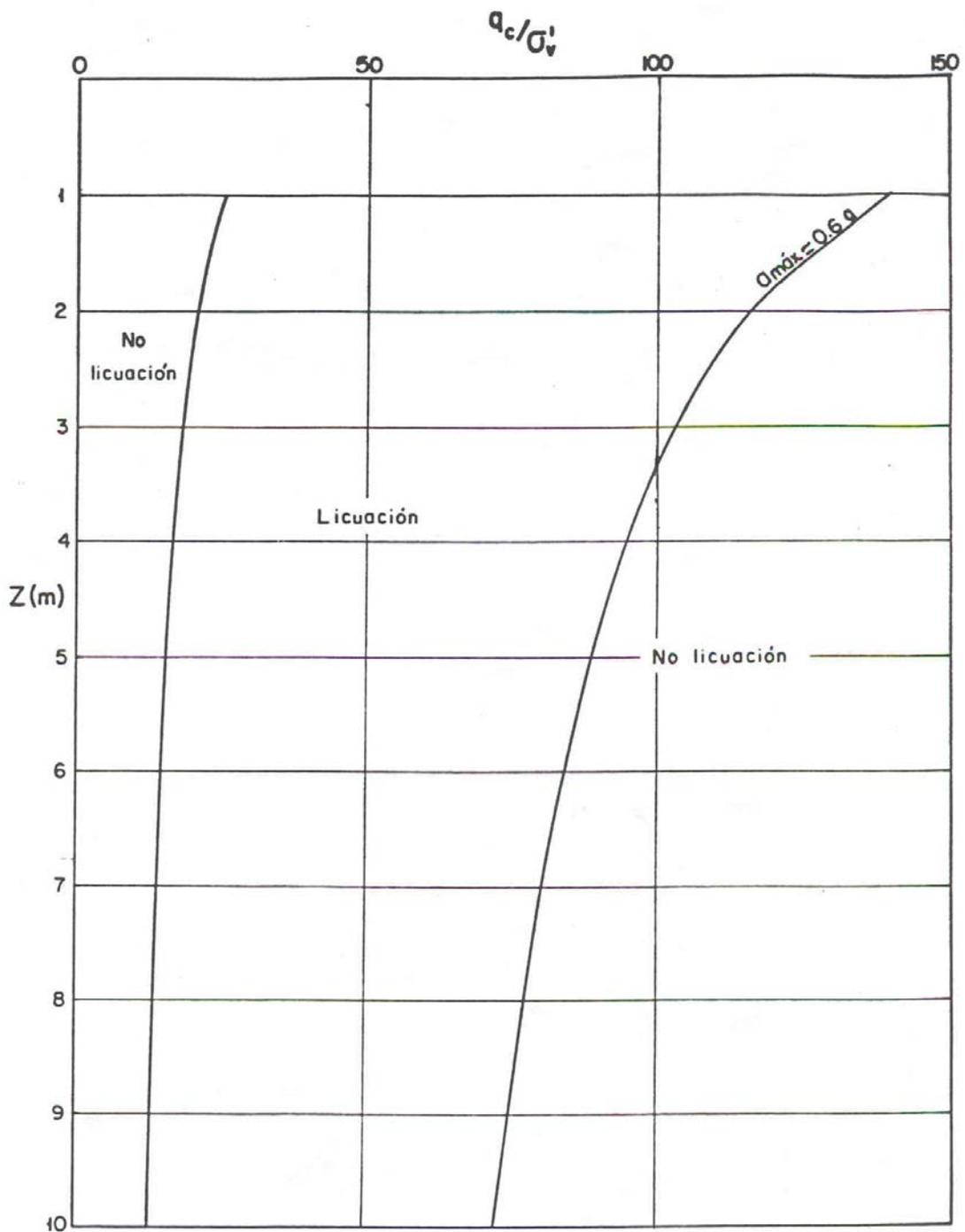


Figura II-48 Curvas límite promedio por la izquierda y por la derecha (para  $a_{m\acute{o}x} = 0.6 g$ ) obtenidas con base en datos del Valle de Mexicali (Armijo, 1995)

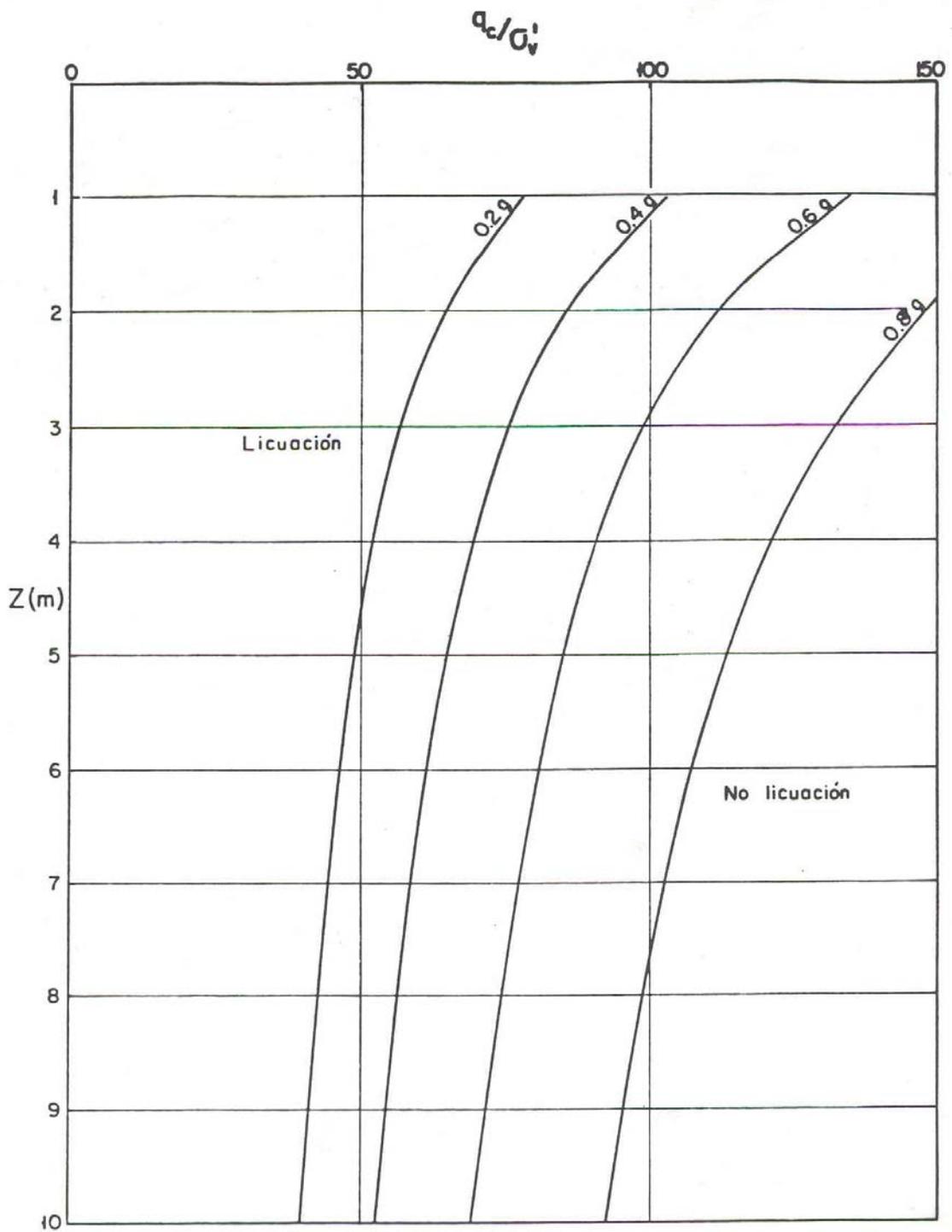


Figura II-49 Curvas límite por derecha para valores de  $a_{max}$  variables entre 0.2 y 0.8 g obtenidas en base a datos de los Valles de Mexicali e Imperial (Armijo, 1995).

#### II-4-3-6 Método propuesto por “National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER)” (1996)

En los últimos años, la cantidad de información disponible de las campañas de exploración geotécnica realizadas a partir del ensayo CPT, ha facilitado el desarrollo de correlaciones más fiables, para estimar el esfuerzo cíclico resistente del terreno de manera directa y no teniendo que recurrir a convertir los resultados de los CPT a número de golpes equivalentes del ensayo de SPT, para luego aplicar el método de evaluación de licuación basada en el SPT y evaluar la peligrosidad ante el fenómeno de la licuación (como se había venido aplicando en el pasado).

En la Figura II-50 se muestra la gráfica desarrollada por Robertson y Wride (1996), para determinar el peligro de licuación a partir de los resultados de los ensayos de CPT, para un arena con contenido de finos de 5 % y una magnitud de sismo de 7.5.

En esta figura el esfuerzo cíclico resistente (CRR), aquellos sitios donde el fenómeno de licuación ha sido o no observado, se grafica en función de la resistencia por punta del CPT corregida y normalizada  $q_{c1N}$ . Una curva separa las zonas donde se han detectado licuación de las que no. Las curvas discontinuas muestran el potencial de deformación tangencia cíclica ( $\gamma_e$ ) en función de  $q_{c1N}$ , y en ellas se puede observar que la deformación tangencial cíclica y el potencial de deformación en los suelos licuables disminuyen en la medida que la resistencia a la penetración se incrementa.

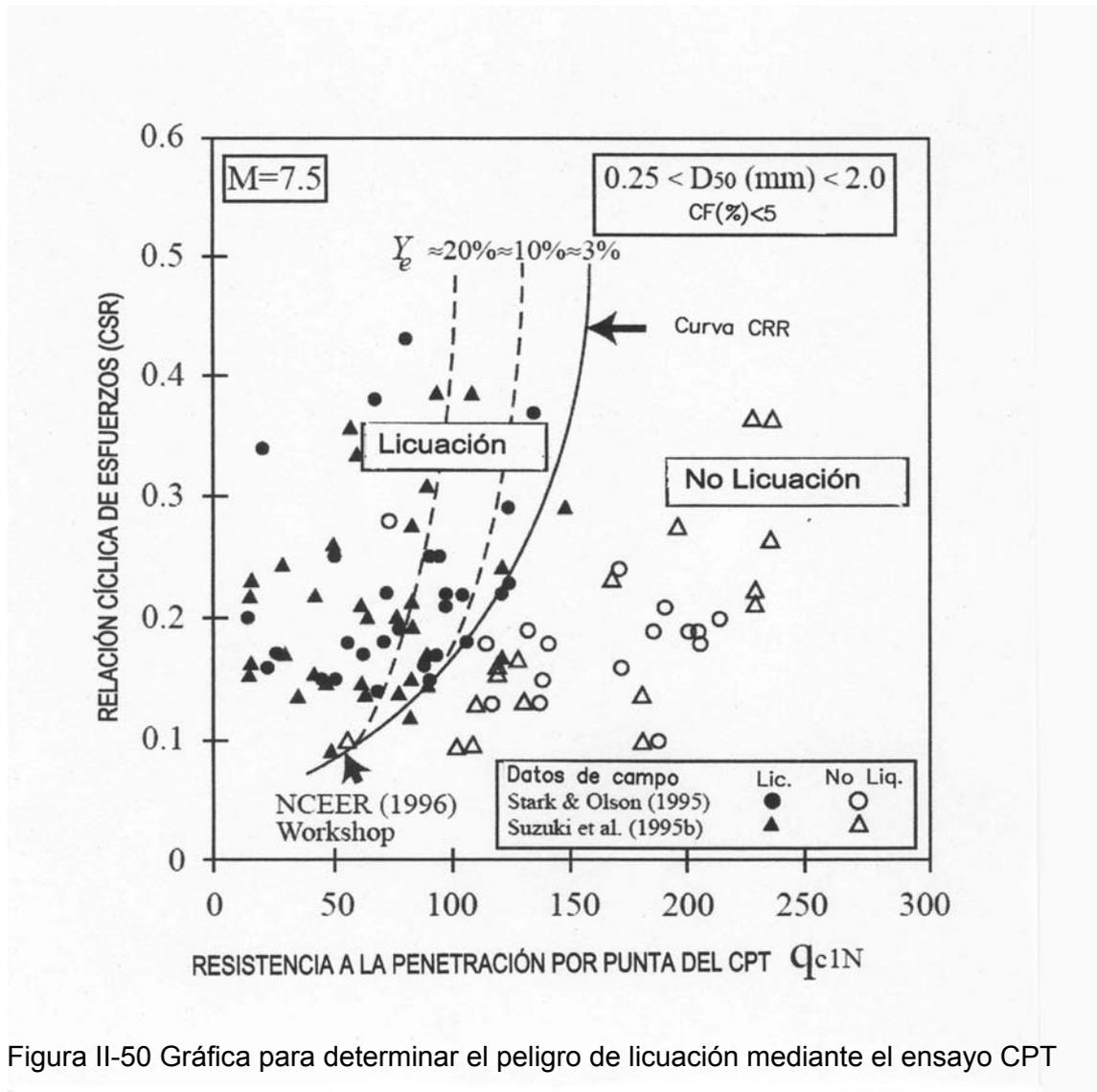
La curva que separa las zonas licuables de las no licuables, en la Figura II-50, se puede expresar mediante las siguientes ecuaciones:

$$\text{Si } (q_{c1N})_{cs} < 50, \quad CRR_{7.5} = 0.833[(q_{c1N})_{cs}/1000] + 0.05 \quad (\text{II-21})$$

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

$$\text{Si } 50 \cdot (q_{c1N})_{cs} < 160, \quad \text{CRR}_{7.5} = 93 [(q_{c1N})_{cs}/1000]^3 + 0.08 \quad (\text{II-22})$$

Donde  $(q_{c1N})_{cs}$  es la resistencia a la penetración del cono por punta en arenas limpias, normalizado para una tensión efectiva vertical de 100 kPa (aproximadamente 1 atmósfera).



### **Normalización de la resistencia a la penetración por punta del CPT.**

La resistencia a la penetración por punta del CPT se normaliza, para tomar en cuenta el estado tensional del terreno, mediante la siguiente expresión:

$$q_{c1N} = C_Q(q_c / P_a) \quad (II-23)$$

Donde:

$$C_Q = (P_a / \sigma'_{vo})^n \quad (II-24)$$

$C_Q$ , es un factor de normalización,  $P_a$  es 100 kPa o aproximadamente 1 atmósfera de presión en las mismas unidades usadas para expresar la tensión efectiva vertical  $\sigma'_{vo}$  y  $q_c$  es la resistencia a la penetración medida en la punta.

El valor de  $C_Q$  igual a 2.0, es generalmente usado para resultados del CPT obtenidos a poca profundidad.

El valor del coeficiente  $n$  es dependiente de las características granulométricas del suelo y varían entre 0.5 para arenas limpias hasta 1 para arcillas (Olsen, 1996). La selección de este coeficiente para el análisis de licuación, se comentan en los párrafos siguientes.

La relación de fricción (resistencia por fuste dividido la resistencia por punta, expresadas en porcentaje), por lo general, se incrementa al aumentar el contenido de finos y la plasticidad del suelo. Robertson and Wride (1996) sugirieron que la caracterización del suelo y la estimación de los finos podía ser realizada de manera aproximada a partir de los registros del CPT. Las recomendaciones de Robertson and Wride se esquematizan en las Figuras II-51 y II-52.

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

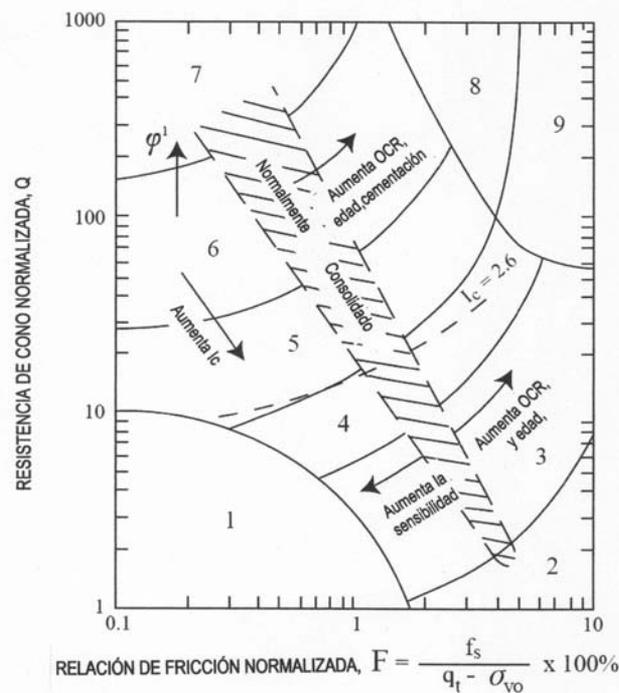
Las fronteras entre los suelos tipo 2 hasta el tipo 7, en la Figura II-51, se puede aproximar a círculos concéntricos (Jeffries y Davies, 1993); entonces el radio de cada círculo se puede definir como el índice de tipo de suelo ( $I_c$ ), el cual se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5} \quad (II-25)$$

Donde:

$$Q = [(q_c - \sigma'_{vo})/P_a][(P_a/\sigma'_{vo})^n] \quad (II-26)$$

$$F = [f_s/(q_c - \sigma'_{vo})] \times 100\% \quad (II-27)$$



- |   |  |
|---|--|
| 1. Suelo fino, sensitivo                    | 6. Arenas limpias a arenas limosas             |
| 2. Suelo orgánico, turba                    | 7. Arenas gruesas (con gravas) a arenas densas |
| 3. Arcilla, arcilla limosa a arcilla        | 8. Arena muy rígida a arenas arcillosas        |
| 4. Limos, limos arcillosos a arcilla limosa | 9. Suelo fino muy rígido *                     |
| 5. Arena limosa a limos arenosos            | * Altamente sobreconsolidado o cementado       |

Figura II-51 Características de los suelos en función de la resistencia a la penetración por punta del CPT (Robertson, 1990).

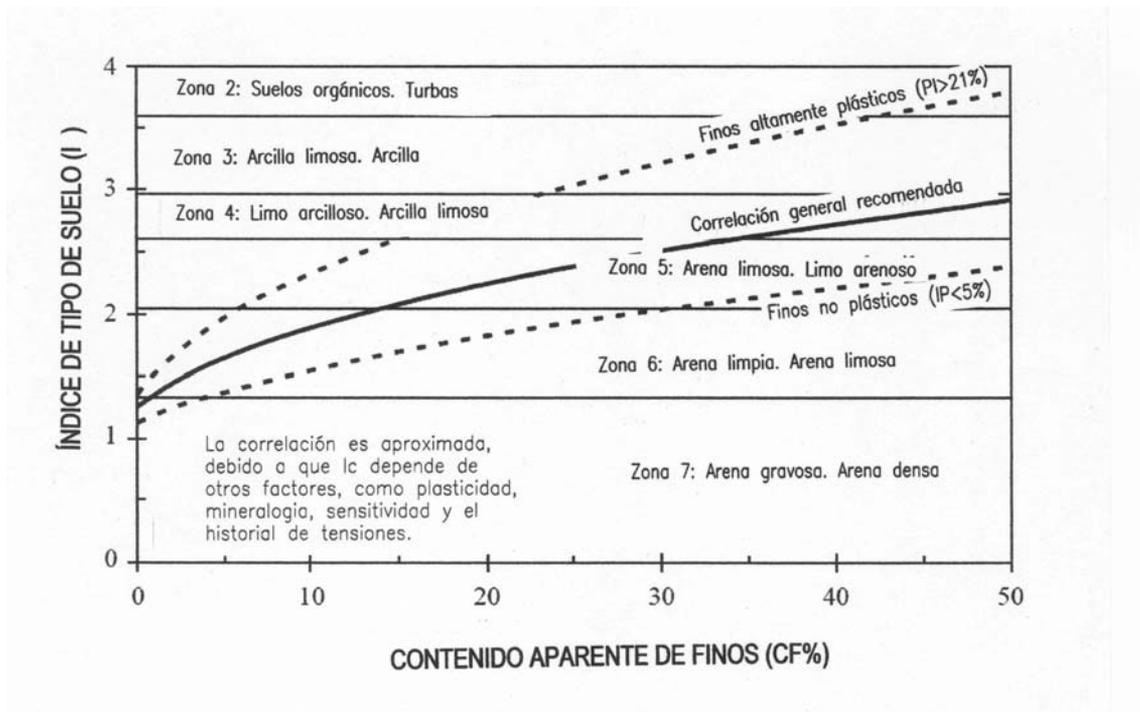


Figura II-52 Índice de tipo de suelo  $I_c$  vs. El contenido aparente de finos para suelos normalmente consolidados (Robertson y Wride, 1996).

La gráfica correspondiente a la Figura II-51, se realizó utilizando un exponente  $n = 1$ , el cual es el apropiado para los suelos arcillosos. Para los suelos arenosos el exponente  $n = 0.5$  es el apropiado. Un valor intermedio entre 0.5 y 1 es el correspondiente a las arenas limosas y limos.

Robertson and Wride, recomiendan el siguiente procedimiento para seleccionar el exponente  $n$  y el índice  $I_c$ :

El primer paso consiste en diferenciar los suelos finos de los granulares, utilizando la Figura II-51. Esta separación se realiza asumiendo un exponente  $n = 1$  (correspondiente a un suelo arcilloso) y llevando a cabo los siguientes cálculos.

Para arcillas, el factor adimensional  $Q$  para arcillas es:

$$Q = [(q_c - \sigma'_{vo})/P_a] \cdot [(P_a/\sigma'_{vo})^n] = [(q_c - \sigma'_{vo})/\sigma'_{vo}] \quad (II-28)$$

Si el valor de  $I_c$  calculado con un exponente  $n= 1$  es mayor a 2.6, el suelo es clasificado como cohesivo, por lo cual no será licuable.

Los criterios expuestos en el método Chino, comentados en los apartados siguientes podrían ser utilizados para confirmar la no susceptibilidad a la licuación de un determinado suelo.

Si el valor de  $I_c$  es menor que 2.6, el suelo será más granular, por lo que el coeficiente  $Q$  deberá ser determinado con un exponente  $n= 0.5$  (ecuación II-26). Para este caso  $C_Q$  también deberá ser recalculado utilizando un exponente  $n= 0.5$  (ecuación II-24) y  $q_{c1N}$  (a partir de la ecuación II-23). Con estos valores,  $I_c$  se determina de nuevo. Si el resultado obtenido es menor a 2.6, el suelo podrá ser clasificado como granular y no plástico, entonces este valor de  $I_c$  podrá ser utilizado para estimar la resistencia a la licuación

Si el nuevo valor de  $I_c$  es mayor que 2.6, el suelo será limoso y posiblemente plástico. Por lo que,  $q_{c1N}$  debe ser recalculado (ecuación II-23) utilizando un exponente  $n= 0.7$  (valor intermedio) en la ecuación II-24 e  $I_c$  se determinará mediante la ecuación II-25, utilizando el nuevo valor de  $q_{c1N}$ . Este será el valor de  $I_c$  utilizado para calcular la resistencia a la licuación.

Debido a que la relación entre  $I_c$  y el tipo de suelo es una aproximación, los suelos con un valor de  $I_c$  de 2.4 o mayores, deberán ser sondeados y las muestras obtenidas ser analizadas, con el objetivo de verificar la susceptibilidad a la licuación con otro criterio.

### **Estimación de la resistencia a la penetración por punta del cono normalizada $(q_{c1N})_{cs}$ .**

Para corregir la resistencia a la penetración normalizada  $(q_{c1N})$  en las arenas con finos y obtener una resistencia equivalente a arenas limpias  $(q_{c1N})_{cs}$ , para el cálculo de la resistencia a la licuación CRR, se aplica la siguiente expresión:

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c q_{c1N} \quad (II-29)$$

Donde  $K_c$  es el factor de corrección por las características granulométricas del terreno y se puede definir por las siguientes ecuaciones (Robertson y Wride, 1996):

$$\text{Para } I_c \leq 1.64 \rightarrow K_c = 1.0 \quad (II-30a)$$

$$\text{Para } I_c > 1.64 \rightarrow K_c = -0.403 I_c^4 + 5.581 I_c^3 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88 \quad (II-30b)$$

A pesar de que el contenido de finos determinado en laboratorio se puede sustituir por el contenido de finos aparente, en la Figura II-52, y calcular directamente  $I_c$ , no se debe hacer debido a que se obtienen valores erróneos.

Como se ha podido observar, el factor  $I_c$  es función de la plasticidad y otros factores, además del contenido de finos. Por lo tanto, cuando se utilicen los resultados del CPT,  $I_c$  debe calcularse a partir de la ecuación II-25, en vez de estimarlo a partir del contenido de finos.

La curva que relaciona el factor  $K_c$  en función de  $I_c$ , definidas a partir de las ecuaciones II-30a y II-30b se grafican en la Figura II-53. Para valores de  $I_c$  mayores a 2.6, la curva se grafica en líneas discontinuas, indicando que el suelo tiene un alto contenido de finos y su comportamiento será plástico, por lo cual no será susceptible a licuar.

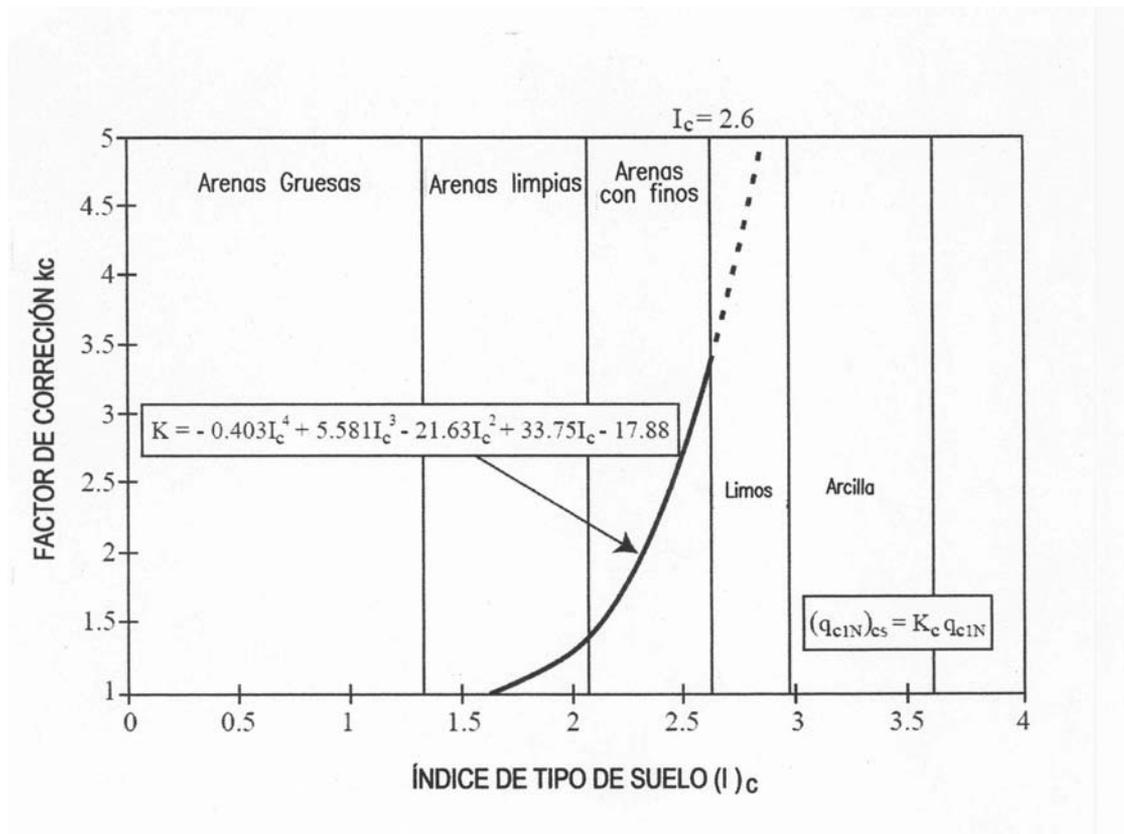


Figura II-53 Factor de corrección por el contenido de finos, para determinar la resistencia equivalente del CPT en arenas limpias (Robertson y Wride, 1996).

Con un valor apropiado de  $I_c$  y  $K_c$ , las ecuaciones II-21, II-22, II-30a y II-30b podrán ser utilizadas para calcular el  $CRR_{7.5}$ . Para ajustar el  $CRR$  a magnitudes mayores o menores de 7.5, el cálculo de  $CRR_{7.5}$  debe ser multiplicado por el apropiado factor de corrección por magnitud, comentado en apartados anteriores.

**Corrección de la resistencia a la penetración por punta del CPT por la existencia de un estrato blando o rígido de poco espesor.**

Estudios teóricos y experimentales han revelado que la resistencia a penetración del cono es influenciada por la existencia de un estrato de suelos más blando o más rígido por debajo de la punta del mismo. Debido a ello, el

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

CPT, en algunos casos, no mide la resistencia total a la penetración en los estratos granulares finos de poco espesor, localizados entre estratos blandos.

La profundidad, en que la resistencia por punta, es influenciada por la existencia de un estrato de menor o mayor rigidez es en torno a 2 – 3 diámetros del cono en el caso de arenas flojas o arcillas blandas, mientras que en arcillas rígidas o arenas densas esta distancia puede llegar a ser de hasta 20 diámetros. Por este motivo debe prestarse mucha atención a la hora de evaluar la resistencia por punta del CPT, en los estratos de arenas finas, sobre todo los localizados entre estratos con resistencias a la penetración menores.

Vreugdenhil y otros (1994) desarrollaron un procedimiento para estimar la resistencia total por punta del CPT, en estratos de suelos rígidos de poco espesor, localizado entre estratos mucho más blandos. Con base en este modelo, Robertson y Fear (1995), sugirieron el factor de corrección a la resistencia a la penetración del CPT ( $K_H$ ), en función del espesor del estrato, como se muestra en la Figura II-54. La corrección solo es aplicable en los estratos rígidos o densos de poco espesor, localizado entre de terrenos blandos de gran espesor. En dicha figura se recomiendan utilizar la curva con la relación  $q_{cA}/q_{cB} = 2$ .

La expresión para evaluar el factor de corrección  $K_H$  es:

$$K_H = 0.5 [(H/1,000) - 1.45]^2 + 1.0 \quad (\text{II-31})$$

Donde H es el espesor del estrato intermedio en mm,  $q_{cA}$  y  $q_{cB}$  son las resistencias a la penetración por punta de los estratos rígidos y blandos, respectivamente.

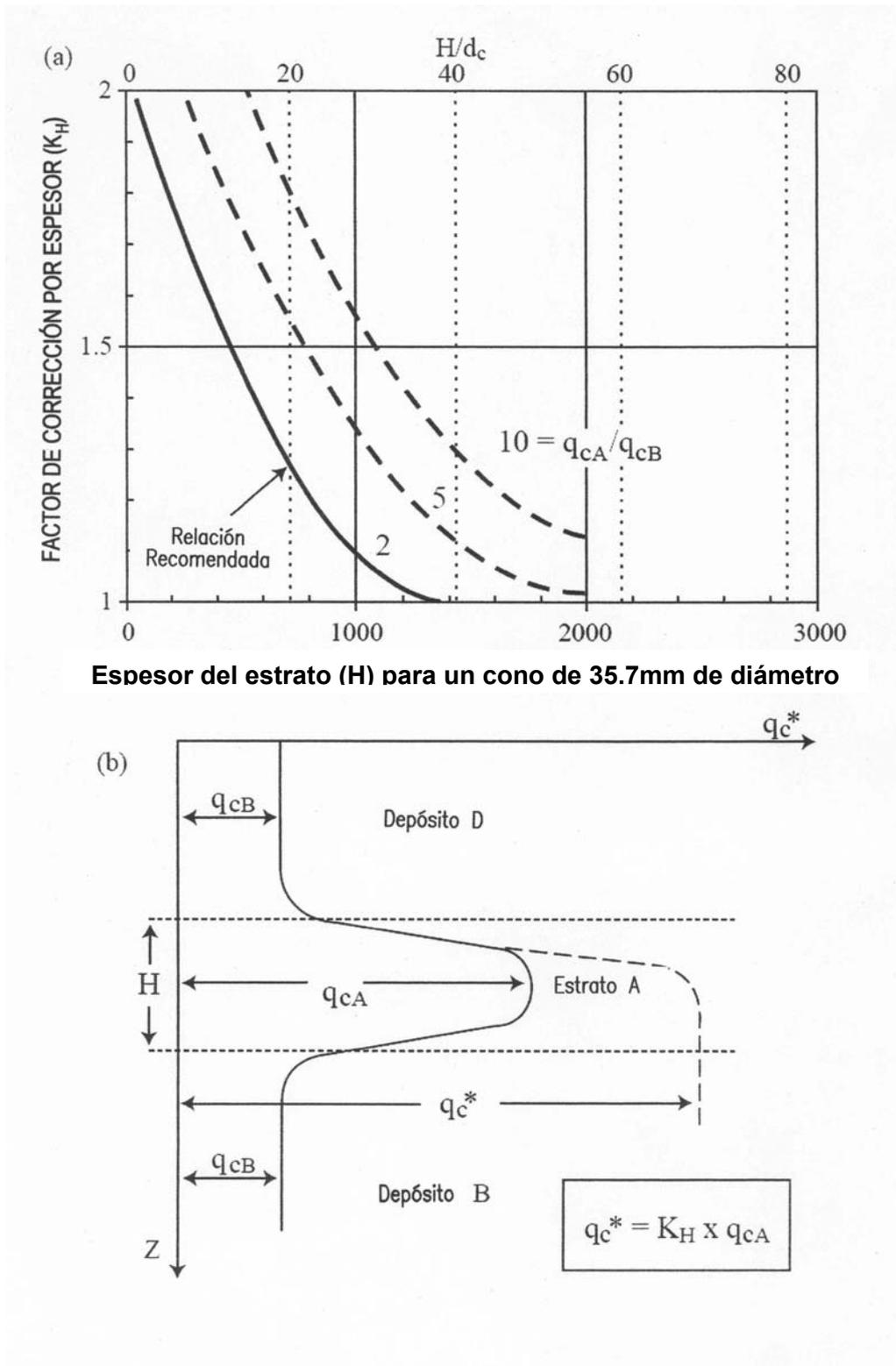


Figura II-54 Factor de corrección  $K_H$ , para determinar la resistencia a la penetración por punta del CPT en un estrato de poco espesor, localizado entre dos estratos blandos de gran espesor (Robertson y Fear, 1995).

#### II-4-4 METODOS BASADOS EN LA VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE LAS ONDAS DE CORTE

El uso de velocidad de propagación de las ondas de corte, como un índice de la resistencia a la licuación, se justifica con el hecho de que la misma y la resistencia a la licuación, están influenciados por la densidad, confinamiento, historia de tensiones y edad geológica existente en el terreno.

El uso de la velocidad de propagación de las ondas de corte ( $V_s$ ) presenta las siguientes ventajas:

- 1) La velocidad de propagación de las ondas de corte ( $V_s$ ) puede ser medida con precisión mediante varios ensayos "in situ", como son el "cross-hole" sísmico, ensayo de penetración estático sísmico (SCPT), o mediante el análisis espectral de ondas superficiales.
- 2) Su medición es posible realizarla en suelo donde resulta difícil la toma de muestras, como las gravas, y en sitios donde los sondeos no son permitidos, como en vertederos.
- 3) Se pueden llevar a cabo mediciones en pequeños especímenes en laboratorio, haciendo posible una comparación directa entre el comportamiento en laboratorio y el comportamiento en el campo.
- 4) La velocidad de propagación de las ondas de corte está directamente relacionada, para pequeñas deformaciones, al módulo de corte máximo  $G_{max}$ , el cual es un parámetro necesario para la evaluación analítica de las deformaciones tangenciales dinámicas.

Las dos principales limitantes del uso de estos métodos en la evaluación de la resistencia a la licuación son las siguientes:

- 1) La carencia de una muestra para la identificar los finos que no son susceptibles a sufrir licuación.

- 2) Las mediciones son muy sensitivas a la frágil cementación intergranular, la cual puede ser producida por envejecimiento o por cualquier otro proceso de cementación, los cuales son eliminados a largas deformaciones. Por lo tanto, conjuntamente con estos métodos deben ejecutarse sondeos y ensayos de penetración para identificar los suelos frágilmente cementados y los arcillosos (no susceptible a sufrir licuación).

### II-4-4-1 Método de Seed y otros (1983)

En términos generales, en los 15 m superiores de un depósito de suelo potencialmente licuable,  $\sigma'_v$  se mantiene menor que 1,9 Kg./cm<sup>2</sup> y para presiones menores que dicho valor,  $C_N$  oscila entre 0,7 y 1,3 (Figura II-34). Teniendo en cuenta esto y la siguiente relación aproximada entre la velocidad de propagación de ondas de corte ( $V_s$ ) y N:

$$V_s (m/seg) = 56 \sqrt{N} \quad (II - 31)$$

Seed y otros (1983), tomando con criterio conservador  $\sqrt{C_N} = 0,9$ , llegaron a la expresión:

$$V_s (m/seg) = \frac{56 \sqrt{N_l}}{\sqrt{C_N}} = \frac{56 \sqrt{N_l}}{0,9} = 60 \sqrt{N_l} \quad (II - 32)$$

A continuación, y a partir de esta expresión, se colocó el eje de las abscisas de la Figura II-34 en función de  $V_s$ . De este modo obtuvieron una correlación aproximada entre este parámetro y los valores de la relación de esfuerzos cíclicos que producen licuación.

Dicha correlación resulta enteramente análoga a la expresada por estos autores en términos de N y de  $q_c$ , y, en consecuencia, se aplica de un modo similar.

Con base en ella se puede concluir que aún para sismos con  $M = 8,5$ , no se producirá licuación si la  $V_s$ , en los 15 m superiores, supera los 350 m/seg. Esto coincide con lo establecido en otras investigaciones, según las cuales las arenas del Holoceno, con valores típicos de  $V_s$  entre 200 y 225 m/seg, son más susceptibles de licuarse que las del Pleistoceno, con  $V_s$  mayor que 325 a 350 m/seg.

### II-4-4-2 Método de Robertson (1990)

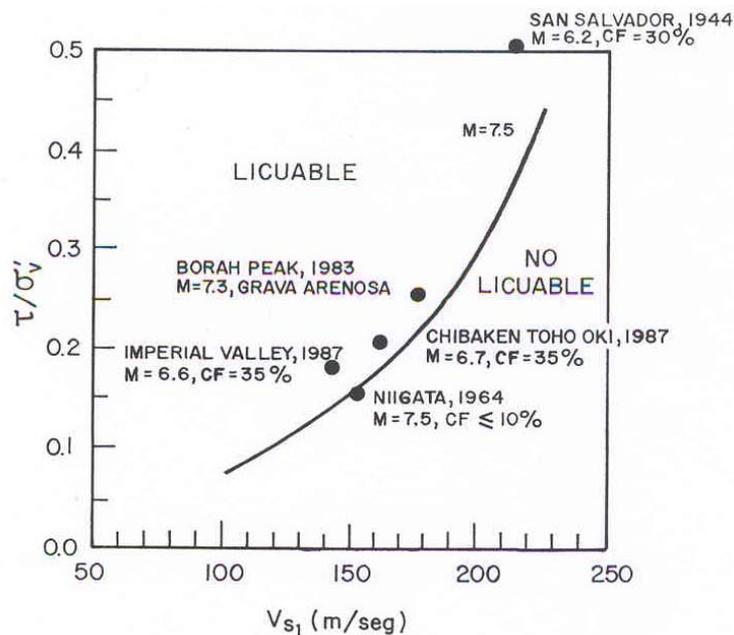
Tomando como base, principalmente, valores de  $V_s$  medidos en sitios que sufrieron licuación en el Valle Imperial de California y una cantidad limitada de datos procedentes de otros sitios, Robertson (1990) elaboró la Figura II-55.

La curva que aparece en dicha Figura, permite obtener la  $\tau/\sigma'_v$  que produce licuación en función de la velocidad de ondas de corte normalizada ( $V_{s1}$ ), mediante la siguiente expresión:

$$V_{s1} \text{ (m/seg)} = V_s (P_a/\sigma'_v)^{0,25} \quad (\text{II-33})$$

En la cual la presión atmosférica ( $P_a$ ) se expresa en las mismas unidades que  $\sigma'_v$ , y  $V_s$  se introduce en m/seg.

Debido a que la correlación anterior está basada en una cantidad relativamente limitada de datos de campo, en su estado actual no da la posibilidad de hacer correcciones en función del tipo de suelos o del contenido de finos.



$$V_{s1} = V_s (1/\sigma'_v)^{0,25}$$

M = Magnitud del sismo

CF = Contenido de finos

Figura II-55 Relaciones de esfuerzos cíclicos que causan licuación en función de la velocidad de ondas de corte corregida,  $V_{s1}$  (Robertson, 1990).

## II-4-5 METODOS BASADOS EN LAS PROPIEDADES DE LA FRACCIÓN FINA DEL SUELO

### II-4-5-1 Método Chino (1979) y Método Chino modificado (1991 y 1994)

El potencial de licuación, de las arenas con finos plásticos, se puede evaluar por medio del denominado "Método Chino" desarrollado por Wang (1979). Los suelos que cumplan los siguientes cuatro criterios son vulnerables a licuar o tener una pérdida considerable de su resistencia:

- 1) El porcentaje de finos, cuyo tamaño sea inferior a 0.005 mm, debe ser menor o igual al 20% (en los códigos chinos el tamaño de partículas 0.005 mm se utiliza para separar las arcillas de los limos).

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

- 2) El límite líquido menor o igual al 35 % (determinado con el ensayo de caída de cono).
- 3) La humedad natural mayor o igual 0.9 del límite líquido.
- 4) El índice de liquidez ( $I_w$ ) mayor o igual a 0.75.

El "Método Chino" usualmente era aplicado estrictamente, sin tomar en cuenta las incertidumbres en la determinación de los parámetros en que se basa este método.

En estudios posteriores (Finn 1991 y 1994), basados en el análisis de las incertidumbres encontradas en los métodos de determinación de estos parámetros, así como en la revisión de la base de datos utilizada por Wang, recomendaron ignorar el índice de liquidez, surgiendo el "Método Chino Modificado" (Figura II-56), en donde se adoptan los siguientes parámetros del terreno para que exista potencial de licuación:

1. Porcentaje de finos inferior a 0.005mm  $\dots \leq 15\%$
2. Límite líquido (LL)  $\dots \leq 35\%$
3. Humedad  $\dots \geq 0.9 \times LL$

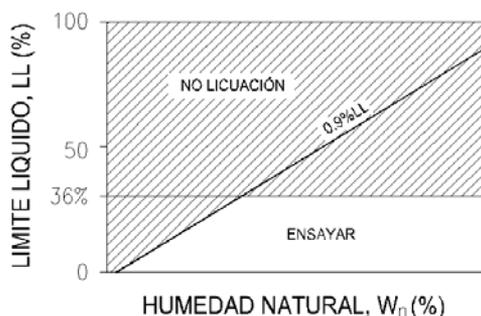


Figura II-56 Método Chino modificado (Finn et al. 1994)

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

- 1) El porcentaje de finos, cuyo tamaño sea inferior a 0.005 mm, debe ser menor o igual al 15%.
- 2) El límite líquido menor o igual al 35%.
- 3) La humedad natural mayor o igual al 90% del límite líquido.

En el año 2000 Andrews y Martin, re-evaluaron los datos de campo recogidos en la base de datos de Seed et al. (1984 y 1985) y adaptaron el “Método Chino Modificado” a las unidades utilizadas en la normas A.S.T.M. (donde se definen las arcillas como partículas inferiores a 0.002 mm de tamaño). Andrews y Martin concluyeron (Tabla II-10) que suelos con menos del 10% de arcilla (< 0.002 mm) y un límite líquido (determinado con la cuchara de Casagrande) menor al 32 % se consideran potencialmente licuables. Los suelos con más del 10% de arcilla y un límite líquido mayor al 32% son menos susceptibles a licuar, mientras que los suelos situados entre los rangos expuestos anteriormente deben ser ensayos para determinar si son susceptibles o no.

	Límite líquido < 32	Límite líquido > 32
Contenido de arcilla < 10%	Susceptible	Se requieren estudios más profundos (tomando en cuenta las partículas no plásticas, como la mica)
Contenido de arcilla $\geq$ 10%	Se requieren estudios más profundos (tomando en cuenta las partículas arcillosas no plásticas)	No susceptible

Notas:

1- El límite líquido es determinado con la cuchara de Casagrande.

2- Las arcillas se definen como partículas menores a 0.002 mm

Tabla II-10 Susceptibilidad de licuación en limos y arenas arcillosas (Andrews y Martín, 2000).

Este método solo evalúa la susceptibilidad de un determinado suelo a licuar en función de su contenido de finos, no tomando en cuenta aspectos como el estado

del terreno (densidad relativa) y las acciones actuantes. Por lo tanto, debe utilizarse como complemento a otro método que tome en cuenta estos aspectos.

### **II-4-5-2 Método de Seed, Cetin y otros (2003)**

Este método surge a partir del estudio de casos de licuación en los sismos de Kocaeli (Turkía) y Chi-Chi (Taiwan), ocurridos en el año 1999.

A partir de los ensayos de laboratorio realizados, se llegó a la conclusión de que los suelos con alta plasticidad son susceptibles a sufrir un incremento cíclico de la presión intersticial, y en consecuencia una pérdida mayor de resistencia que la sugerida por el método Chino modificado.

Los suelos de baja plasticidad (arenas y algunos suelos limosos) experimentan licuación a partir de un nivel relativamente bajo en las deformaciones tangenciales (generalmente del orden de un 3 a un 6%) y pudiendo ser grande su pérdida de resistencia. Suelos con alta plasticidad, por otro lado, también puede exhibir una pérdida de resistencia, al incrementarse la presión intersticial, pero dicho incremento será mucho menor que el asociado con los suelos licuables de baja plasticidad y la pérdida de resistencia se producirá a grandes deformaciones.

Otro aspecto importante, es que el porcentaje de finos es menos importante que la plasticidad de dichos finos. Inclusive se han estudiado casos de licuación con porcentaje de arcilla superior al 15 %.

En la figura II-57 se presenta una gráfica, donde se recogen las conclusiones de los estudios realizados sobre el potencial de licuación de suelos con un contenido de finos importante. Esta gráfica es aplicable en los siguientes casos:

- a) Suelos con un contenido de finos mayor o igual al 20%, con un índice plástico superior al 12%.
- b) Suelos con un contenido de finos superior o igual al 35%, con un índice plástico inferior al 12%.

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

Los suelos que estén dentro de la zona A de la gráfica, son considerados susceptibles a licuar, siempre y cuando, la humedad natural sea superior al 80% del límite líquido.

Los suelos dentro de la zona B, caen dentro de un rango de transición entre la zona potencialmente licuable y la no susceptible, debido a ello, deben realizarse ensayos sobre muestras inalteradas. Experimentalmente se ha demostrado, que los suelos, situados en esta zona, han sido susceptibles a licuar cuando, la humedad natural del mismo ha sido mayor que el 85 % del límite líquido. El comportamiento de este tipo de suelos será más dúctil que en el caso A.

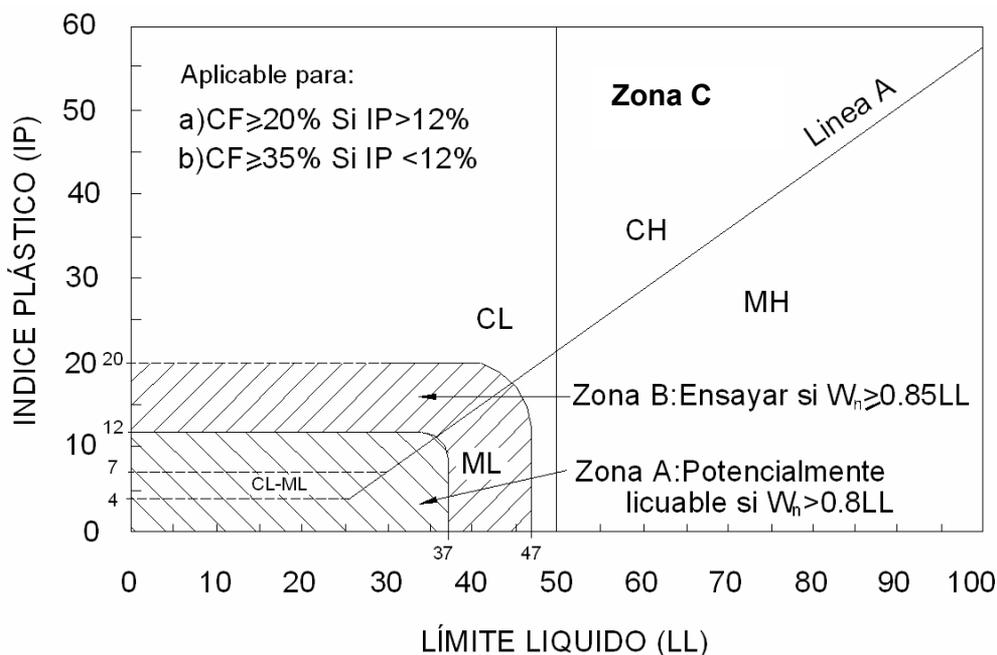


Figura II-57 Gráfica método de Seed, Cetin y otros (2003)

Los suelos en la zona C no serán susceptibles a licuar bajo acciones cíclicas, pero esto no descarta que dicho suelo pueda tener un comportamiento sensitivo, con pérdida de resistencia provocado por re-moldeo o debido a grandes deformaciones.

Al igual que el Método Chino y Método Chino modificado, mediante este método solo se evalúa la susceptibilidad de un determinado suelo a licuar en función de su contenido de finos, no tomando en cuenta aspectos como el estado del terreno (densidad relativa) y las acciones actuantes. Por lo tanto, debe utilizarse como complemento a otro método que tome en cuenta estos aspectos.

### II-4-6 MÉTODOS BASADOS EN LA TEORÍA DE LAS PROBABILIDADES

En la evaluación del potencial de licuación, existen muchas fuentes potenciales de incertidumbre, tanto en la evaluación de las acciones actuantes, como en la determinación de la resistencia del terreno, lo cual ha motivado el desarrollo de los métodos probabilísticos, con el objetivo de manejar estas variables.

Las incertidumbres debidas a las cargas cíclicas actuantes pueden ser analizada utilizando un análisis probabilístico de la peligrosidad sísmica, mientras que las incertidumbres asociadas a la resistencia a la licuación pueden ser tratadas de dos maneras distintas:

- 1) El primer grupo se basa, en la caracterización probabilística de los parámetros, obtenidos en ensayos de laboratorio, que tienen influencia en la generación de presión intersticial. Hadar y Tang (1979) caracterizaron la incertidumbre de los parámetros en ensayos cíclicos de tensión controlada. Chaneau y Clough (1983) analizaron la generación probabilística de la presión intersticial utilizando información experimental y un modelo en tensiones efectivas. Cualquiera de estos métodos puede calcular la probabilidad de licuación debido a unas condiciones específicas de partida. La precisión dependerá del modelo de generación de presión intersticial y de los parámetros utilizados.
- 2) El segundo grupo se basa en la caracterización de la resistencia a la licuación por medio de ensayos "in situ" (Christian y Swinger, 1975; Yegian y Whitman, 1978; Veneziano y Liao, 1984). Estos análisis se basan en el empleo de varios métodos estadísticos y análisis de regresión, con el objetivo de asignar probabilidades de licuación para diferentes combinaciones de parámetros de resistencia y

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

carga. En la Figura II-58 se pueden observar las curvas número de golpes en la prueba SPT vs. relación crítica de esfuerzos ( $\tau/\sigma'_v$ ), obtenidas de los trabajos realizados por Liao (1988, 1998) y las más recientes obtenidas por Youd y Noble (1997), Toprak et al. (1999) y R.B. Seed et al (2001), para una probabilidad de licuación entre 5 y 95%.

Además del SPT, se han estudiado probabilísticamente métodos de predicción de licuación basados en CPT y velocidad de propagación de ondas de corte.

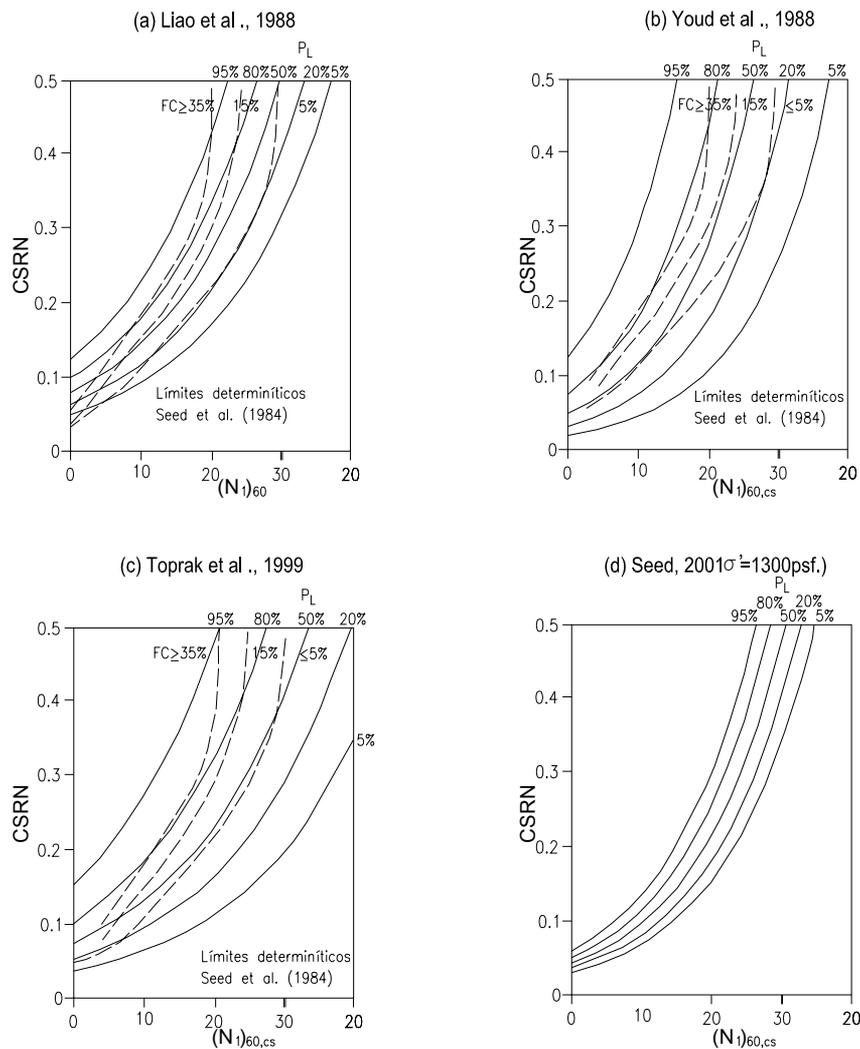


Figura II-58 Métodos probabilísticos para la evaluación del potencial de licuación (CSRN = relación cíclica de esfuerzo normalizada).

### II-4-7 MÉTODOS BASADOS EN OTROS ENSAYOS DE CAMPO

Además de los métodos mencionados, existen otros que intentan correlacionar los resultados de otras pruebas “in situ” con la resistencia a la licuación. Dichas pruebas son, entre otras, el piezocono (Schmertmann, 1978), el dilatómetro plano (Marchetti, 1982; Robertson y Campanella, 1986), la medición de las propiedades eléctricas (Arulmoli y otros, 1985) y la explosión de cargas de dinamita (Florín e Ivanov, 1961).

Sin embargo, la cantidad de datos en que se basan estas correlaciones, correspondientes a sitios que sufrieron licuación en el pasado, es todavía bastante escasa. En consecuencia, no resultan, desde este punto de vista, tan confiables como las que se apoyan en resultados de ensayos de penetración y, particularmente, de SPT.

En el caso particular del piezocono, se debe tener en cuenta que la magnitud de la presión de poro registrada durante la penetración con cono, depende no sólo del estado de esfuerzos efectivos y de la compresibilidad o dilatancia de los suelos granulares “in situ”, sino también de su permeabilidad y de la velocidad de penetración, forma y ubicación del elemento sensible en el cono empleado (Schmertmann, 1978; Campanella y otros, 1982 y 1984). Por lo tanto, su uso como una medida de la resistencia a la licuación resulta extremadamente difícil de cuantificar, sobre todo y como se ha dicho antes, a partir de la pequeña cantidad de datos con que se cuenta hasta la fecha.

### II-4-8 RECAPITULACIÓN

#### II-4-8-1 Métodos de predicción

Por las razones expuestas al inicio del apartado II-4, los métodos para evaluar el potencial de licuación basados en correlaciones empíricas entre el comportamiento en sismos anteriores y la resistencia a la penetración y, últimamente, la velocidad de propagación de ondas de corte, son las más usadas.

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

Estos métodos se dividen básicamente en cinco grupos y a su vez en varios sub-grupos:

- 1) Métodos basados en el número de golpes del SPT.
  - 1a) Métodos de Kishida y Ohsaki (1969 y 1970).
  - 1b) Método de Seed y otros (1983 y 1985).
  - 1c) Método de Tokimatsu y Yoshimi (1983).
  - 1d) Método de Taiping y otros (1984).
  - 1e) Método de Ambraseys (1988).
  
- 2) Métodos basados en la resistencia por punta ( $q_c$ ) del CPT.
  - 2a) Método de Zhou (1980).
  - 2b) Método de Seed y de Alba (1986).
  - 2c) Método de Robertson y Campanella (1985).
  - 2d) Método de Teparaksa (1991).
  - 2e) Método de Armijo (1995).
  - 2f) Método propuesto por “National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER)” (1996).
  
- 3) Métodos basados en la medida de la velocidad de ondas ( $V_s$ ).
  - 3a) Método de Seed y otros (1983).
  - 3b) Método de Robertson (1990).
  
- 4) Métodos basados en las propiedades de fracción fina de los suelos.
  - 4a) Método Chino (1979) y Método Chino modificado (1991 y 1994).
  - 4b) Método de Seed, Cetin y otros (2003).
  
- 5) Métodos basados en la teoría de las probabilidades.
  - 5a) Métodos basados en el número de golpes de la prueba SPT, resistencia por punta ( $q_c$ ) y fuste del CPT y, medida de la velocidad de propagación de las ondas de corte.

Estos métodos a su vez, se podría también clasificar de acuerdo a los siguientes criterios:

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

- 1- Métodos que evalúan la resistencia a la licuación ( $\tau_d/\sigma'_v$ ) y la comparan con el esfuerzo cíclico inducido por el sismo ( $\tau_d/\sigma'_v$ ), dentro de esta grupo se encuentran los siguientes métodos:
  - En función de N del SPT
    - Método de Seed y otros (1983 y 1985).
    - Método de Tokimatsu y Yoshimi (1983).
    - Método de Ambraseys (1988).
    - Métodos probabilísticos basados en SPT.
  - En función de  $q_c$  del CPT.
    - Método de Seed y de Alba (1986).
    - Método de Robertson y Campanella (1985).
    - Método de Teparaksa (1991).
    - Métodos probabilísticos basados en CPT.
    - Método propuesto por “National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER)” (1996).
  - En función de  $V_s$ .
    - Método de Seed y otros (1983)
    - Método de Robertson (1990)
    - Método probabilísticos basados en  $V_s$ .
- 2- Métodos que establecen un valor crítico de la resistencia a la penetración.
  - En función de N del SPT.
    - Método de Taiping y otros (1984).
  - En función de  $q_c$  del CPT.
    - Método de Zhou (1980).
- 3- Método basado en la aceleración máxima en superficie.
  - En función de  $q_c$  del CPT.
    - Método de Armijo (1995).
- 4- Métodos basados en las propiedades de la fracción fina del suelo.
  - Método Chino (1979) y Método Chino Modificado (1991 y 1994).

Método de Seed, Cetin y otros (2003).

Las correlaciones y las ecuaciones fundamentales en las que se basan los métodos anteriores pueden verse en los apartados correspondientes a cada método.

### II-4-8-2 Análisis de las variables que intervienen

#### a) Métodos que evalúan la resistencia a la licuación y la compara con el esfuerzo cíclico inducido por el sismo

En los métodos que evalúan la resistencia a la licuación ( $\tau/\sigma'_v$ ) y la comparan con el esfuerzo cíclico inducido por el sismo ( $\tau_d/\sigma'_v$ ), las variables que intervienen son las siguientes:

- Dependientes del terreno:

Profundidad de los estratos arenosos,  $Z$

Profundidad del nivel freático,  $Z_{NF}$

Densidad,  $\gamma$

$N$ ,  $q_c$  ó  $v_s$

Contenido de finos,  $CF$ , o tamaño efectivo medio,  $D_{50}$

- Dependientes del sismo:

Aceleración superficial máxima,  $a_{m\acute{a}x}$

Magnitud,  $M$

Intensidad,  $I$

Distancia al epicentro,  $R_e$

Entre las variables dependientes del terreno, las tres primeras ( $Z$ ,  $Z_{NF}$  y  $\gamma$ ) intervienen directamente a través de las presiones verticales totales, ( $\sigma_v$ ), efectivas, ( $\sigma'_v$ ) y del factor  $r_d$ , e indirectamente por medio de los factores  $C_N$ ,  $C_{q_c}$  y  $C_{v_s}$ .

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

El factor  $r_d$ , que tiene en cuenta la deformabilidad de la columna de suelo, es una función decreciente con  $Z$  y variable según el autor considerado. El rango de variación de  $r_d$  comienza a ser importante a partir de los 10 a 15 m de profundidad, tal como aparece en la Figura II-59.

Los factores  $C_N$ ,  $C_{qc}$  y  $C_{vs}$ , por los cuales se multiplican  $N$ ,  $q_s$  y  $V_s$ , respectivamente, para referirlos a una presión efectiva unitaria, son unas funciones decrecientes de  $\sigma'_v$ , variables también según el autor considerado. Sin embargo, el rango de variación de estos factores es bastante menos importante que el de  $r_d$ , tal como puede verse en la Figura II-60.

Boulangier realizó una reevaluación de estos factores, basándose en estudios teóricos y experimentales con datos de ensayos de CPT y SPT. La expresión resultante de estos estudios es la siguiente:

$$C_N = (P_a/\sigma'_v)^m \quad (\text{II-34})$$

Donde el exponente  $m$  es linealmente dependiente de la Densidad o compacidad relativa y varía de acuerdo a la siguiente expresión:

$$m = 0.784 - 0.521 C_r \quad (\text{II-35})$$

En la Figura II-61, se grafican los valores de  $C_N$  en función de la compacidad relativa y la profundidad.

Los métodos basados en resultados de SPT están referidos, por lo general, a una energía real aplicada al tomamuestras,  $E_r$ , del orden del 60% de la energía teórica,  $E_t$ . Debido a los inconvenientes propios de esta prueba de penetración, que presenta una pobre repetibilidad y una gran variabilidad entre diferentes operadores y equipos, Seed y otros (1985) recomendaron un procedimiento que se debe adoptar como estándar en los estudios de licuación. En la Figura II-36 y en las Tablas II-4, II-5 y II-6 se resumen las correcciones a aplicar a los valores de  $N$ , en caso de producirse desviaciones respecto de dicho procedimiento:

$$N_{60} = N \cdot e_1 \cdot e_2 \cdot e_3 \cdot e_4 \cdot 100/60 \quad (\text{II-36})$$

Los métodos basados en CPT, por su parte, han sido desarrollados para resultados de cono eléctrico. En consecuencia, cuando se utilicen valores de  $q_c$  provenientes de cono mecánico, deberán corregirse previamente aplicando factores tales como el que aparece en la Figura II-62.

Los métodos basados en  $V_s$ , utilizan resultados de ensayos sísmicos en sondeos, generalmente tipo cross-hole, o en superficie, empleando la técnica del análisis espectral de ondas superficiales (SASW). Esta última, de reciente aplicación, permite obtener un perfil de  $V_s$  en función de  $Z$ , a partir de un análisis inverso de la relación velocidad fase-longitud de onda.

El aumento del CF o la disminución del  $D_{50}$  produce un efecto que puede interpretarse de dos maneras: como un aumento de  $\tau_{1/2}\sigma'_v$  en suelos con igual  $N$ ,  $q_c$ , o  $V_s$ , o bien como una disminución de  $N$ ,  $q_c$  o  $V_s$  en suelos con igual  $\tau_{1/2}\sigma'_v$ . En los métodos en cuestión, este efecto se tiene en cuenta de la forma que se indica a continuación:

- Con un desplazamiento hacia la izquierda de las curvas límite para arenas limpias ( $CF \leq 5\%$ ,  $D_{50} \geq 0,25$  mm), en los gráficos  $\tau_{1/2}\sigma'_v - (N_1)_{60}$ ,  $\tau_{1/2}\sigma'_v - q_{c1}$  o  $\tau_{1/2}\sigma'_v - V_{s1}$ , dados por Seed y otros (1983 y 1985), Seed y de Alba (1986), y Robertson y Campanella (1985), tal como puede verse en las Figuras II-31, II-41 y II-46, respectivamente.
- Con un incremento de la resistencia a la penetración,  $\Delta N_1$  o  $\Delta q_{c1}$ , que se suma a los valores de entrada en las ecuaciones dada por Tokimatsu y Yoshimi (1983), y Teparaksa (1991), respectivamente. En el primer caso, el  $\Delta N_1$  se obtiene de la Tabla II-7, mientras que en el segundo se calcula con la expresión:

$$\Delta q_{c1} = q_{c1} \left[ \frac{0,25 - D_{50} (mm)}{D_{50} (mm)} \right] \text{ con } D_{50} \leq 0,25 \text{ mm} \quad (II - 37)$$

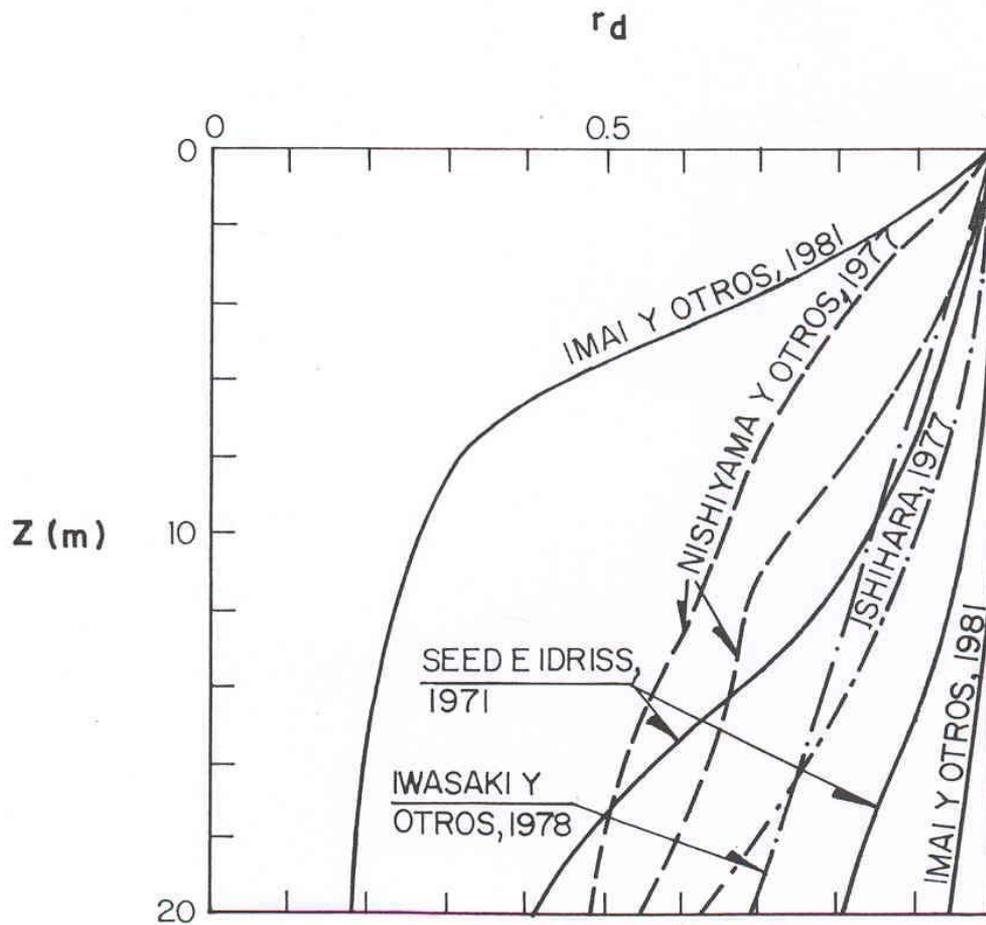


Figura II-59 Rangos de variación del factor de reducción  $r_d$ .

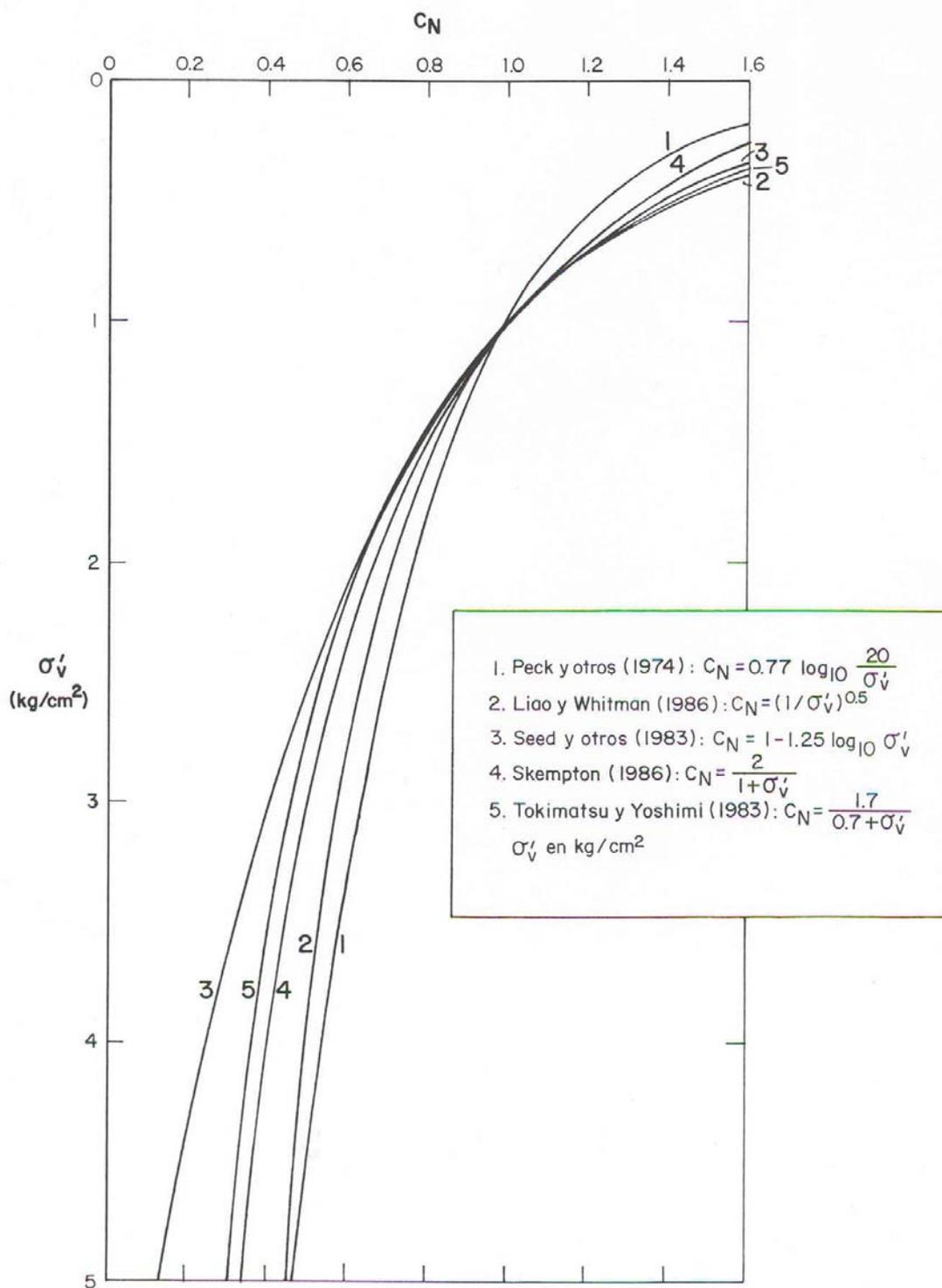


Figura II-60a Variación del factor de corrección  $C_N$  con relación a tensión vertical efectiva.

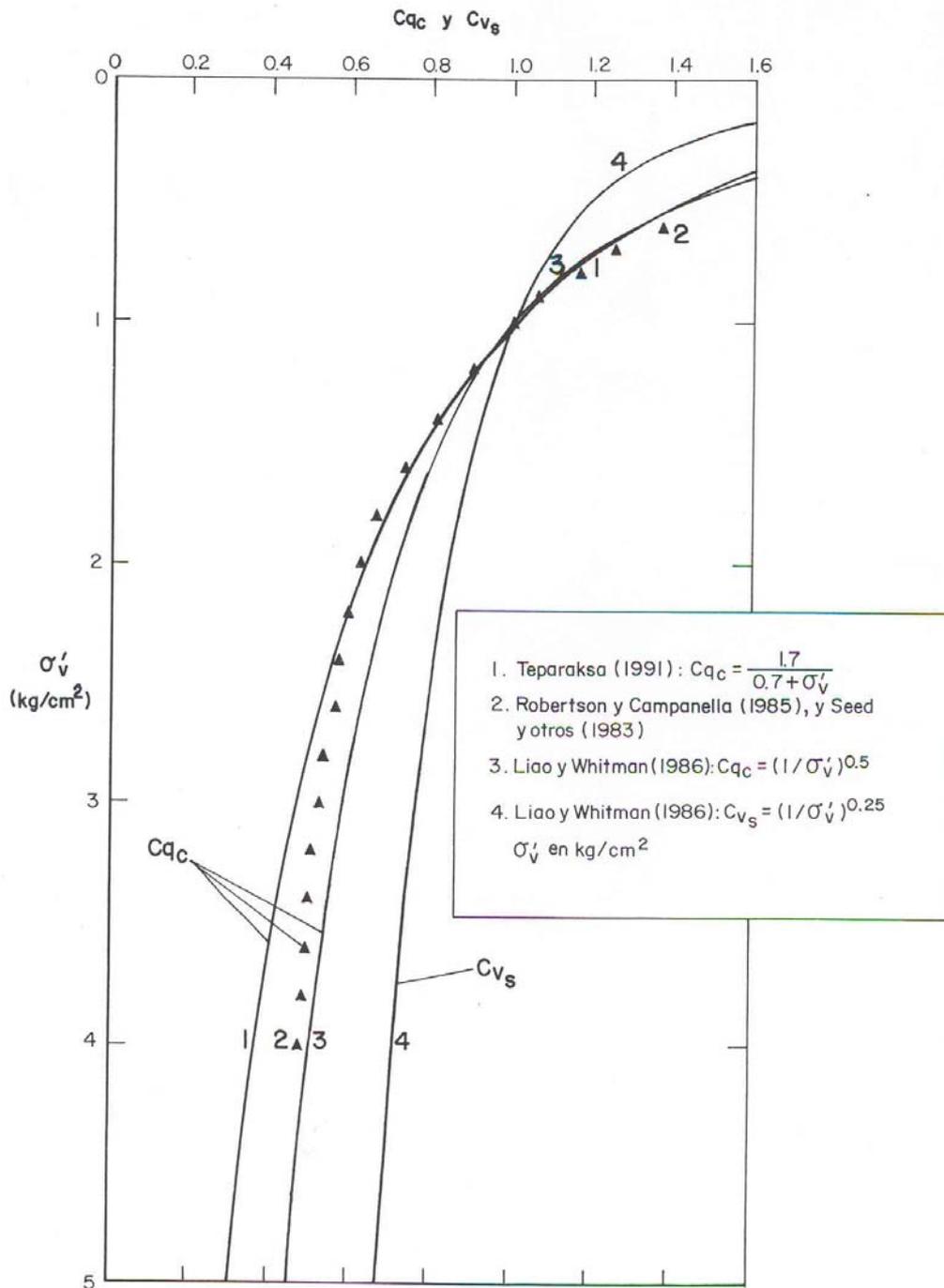


Figura II-60b Variación de los factores de corrección C<sub>N</sub> y C<sub>qc</sub>, con la tensión efectiva vertical.

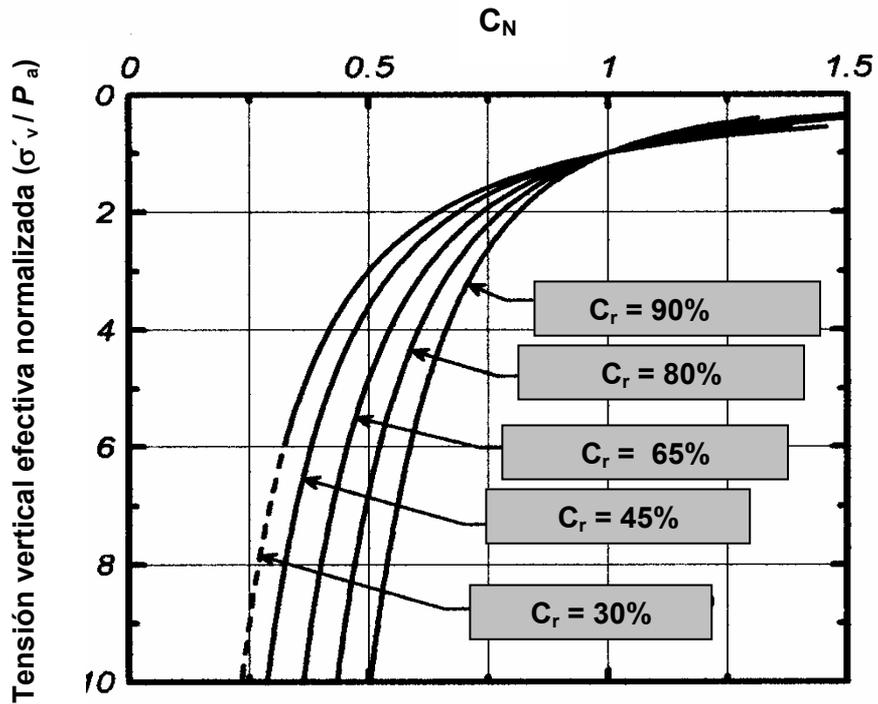


Figura II-61 Variación del factor  $C_N$  con la tensión vertical efectiva y la densidad relativa (Boulanger e Idriss, 2004)

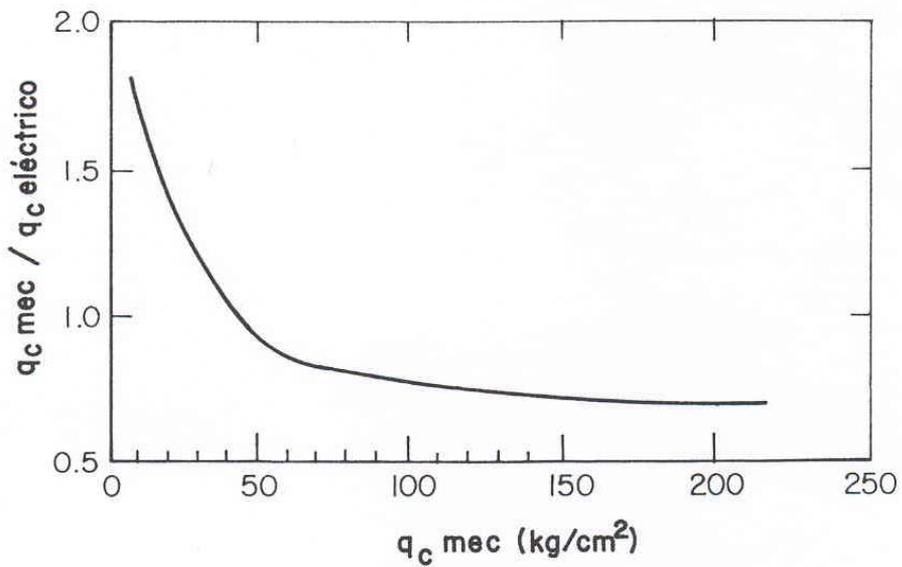


Figura II-62 Relación aproximada entre el valor de  $q_c$  medido con cono eléctrico y mecánico (Schmertman 1978-a)

- Con un factor que multiplica a la  $\tau_d/\sigma'_v$  dada por la ecuación de Ambraseys (1988), para arenas limpias. Dicho factor está dado por la fórmula:

$$F = 8,225 \exp (-0,285 M), \text{ con } 6 \leq M < 7,5 \text{ y } CF \approx 13 \% \quad (\text{II-38})$$

El  $\tau_d/\sigma'_v$  inducido por el sismo es directamente proporcional a la  $a_{\max}$ . En todos los métodos, a excepción del método de Tokimatsu y Yoshimi,  $\tau_d/\sigma'_v$  se calcula con una expresión simplificada que, para  $M = 7,5$  tiene la forma conocida:

$$\tau_d/\sigma'_v = 0,65 (a_{\max}/g) \cdot \sigma_v/\sigma'_v \cdot r_d \quad (\text{II-39})$$

En el método de Tokimatsu y Yoshimi,  $\tau_d/\sigma'_v$  se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_v} = 0,1(M - 1) \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} (1 - 0,015z) \quad (\text{II-40})$$

Para Magnitudes diferentes a 7,5 deben multiplicarse los valores dados por las dos ecuaciones anteriores, por los factores que aparecen en la Tabla II-11 o en la Figura II-63. En ella se puede observar que tanto Arango, como Youd y Noble proponen más de un factor de corrección para una determinada magnitud.

En el caso de Arango, la primera columna de valores (columna 1) se basa en la observación de casos de licuación producidos por una fuente sísmica lejana. La segunda (columna 2), se ha desarrollado a partir de los conceptos de energía y de las relaciones obtenidas por Seed e Idriss (1982) entre el número de ciclos equivalentes y la magnitud del sismo.

Youd y Noble, establecieron varios factores de corrección en función de la probabilidad de ocurrencia de licuación.

Dada la diferencia entre las diferentes curvas propuestas, en el Workshop del "National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER)", se recomendó un rango de valores (Figura II-63).

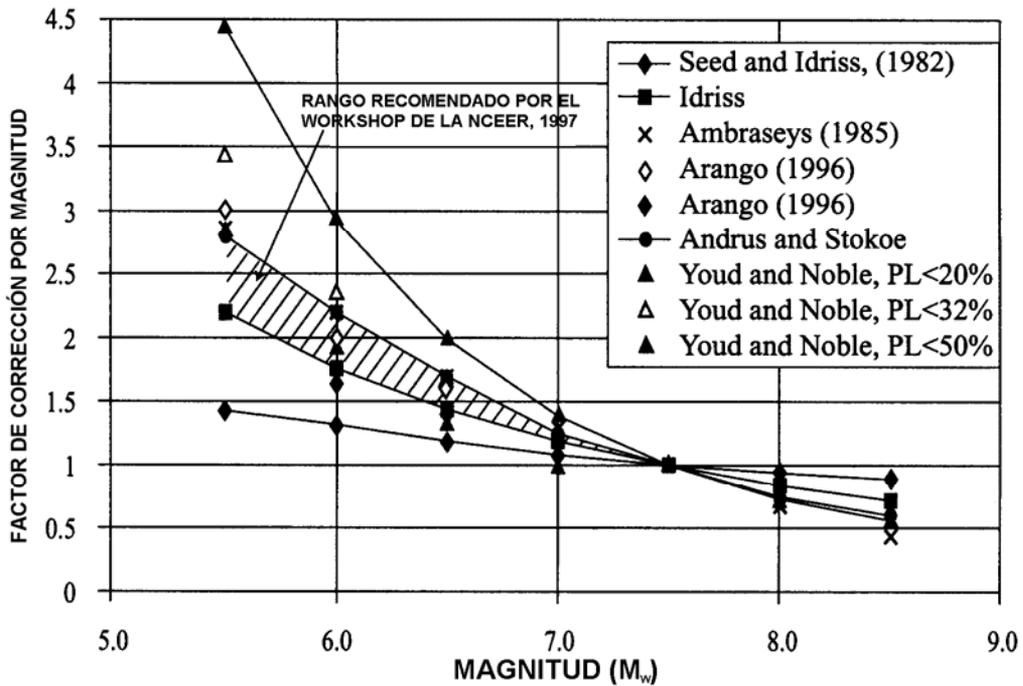


Figura II-63 Magnitud ( $M_w$ ) vs. factores de corrección.

Para magnitudes inferiores a 7.5 se recomienda como curva límite inferior la curva propuesta por Idriss. Como límite superior, dentro de ese mismo rango, la propuesta por Andrus y Stokoe. Si las magnitudes superiores a 7.5, se sugirió utilizar la curva de Idriss.

En cuanto a los métodos probalísticos, se han realizado estudios por varios investigadores, basados en número de golpes de la prueba SPT, la resistencia por punta y la fricción lateral del CPT y, la velocidad de propagación de las ondas corte. Estos estudios se han llevado a cabo para un rango de probabilidad entre 5 y 95%.

Magnitud (M)	Seed and Idriss (1982)	Tokimatsu y Yoshimi (1983)	Idriss	Ambraseys (1988)	Arango (1996)		Andrus and Stoke (1997)	Youd and Noble (1997)		
					1	2		PL < 20%	PL < 32%	PL < 50%
5.5	1.43	1.44	2.20	2.86	3.00	2.20	2.80	2.86	3.42	4.44
6.0	1.32	1.3	1.76	2.20	2.00	1.65	2.10	1.93	2.35	2.92
6.5	1.19	1.18	1.44	1.69	1.60	1.40	1.60	1.34	1.66	1.99
7.0	1.08	1.08	1.19	1.30	1.25	1.10	1.25	1.00	1.20	1.39
7.5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			1.00
8.0	0.94	0.93	0.84	0.67	0.75	0.85	0.80			0.73
8.5	0.89	0.87	0.72	0.44			0.65			0.56

Nota:

PL : Probabilidad de licuación.

Tabla II-11 Factores de corrección de la resistencia a la licuación en función de la magnitud del sismo.

### b) Métodos que establecen un valor crítico de la resistencia a la penetración

En los métodos de este tipo, las variables de entrada son básicamente las mismas que en los métodos del apartado anterior.

La  $Z$  y la  $Z_{NF}$  intervienen directamente en los métodos de Taiping y otros (1984) y de Zhou (1980).

En el método de Taiping, el  $N_{crit}$  está referido a una  $E_r = 60\%$ , mientras que en el método de Zhou, el  $q_c$  corresponde a cono eléctrico.

La influencia de los finos se tiene en cuenta de diferente modo:

- En el método de Taiping, a través del porcentaje de arcilla,  $P_c$ , que produce una disminución proporcional del  $N_{crit}$ :

$$\Delta N_{crit} = - 0,07 \cdot P_c \cdot N \quad (II-31)$$

- En el método de Zhou, por medio de un  $\Delta q_c$  que se suma al  $q_c$  medido. Este  $\Delta q_c$  se obtiene, en función de  $CF$ , a través de la ecuación (II-16).

Ambos métodos sólo son aplicables a sismos con  $M = 7,5$ , e introducen a la intensidad sísmica,  $I$ , como variable.

### c) Método basado en la aceleración máxima en superficie y la resistencia a la penetración

En este método las variables de entrada son la resistencia por punta del cono, la tensión efectiva vertical y la profundidad.

Con la tensión efectiva vertical y la profundidad se tiene en cuenta indirectamente el nivel freático.

El contenido de finos se toma en cuenta a partir de la resistencia por punta  $q_c$  y la relación de fricción ( $f_s/q_c$ ).

Este método se apoya en otros datos como son el límite líquido (LL) e índice de plasticidad (IP), los cuales se obtienen a partir de la realización de sondeos.

Este método tiene la particularidad de no utilizar ninguna simplificación a la hora de evaluar la acción del sismo, debido a que toma directamente la aceleración máxima registrada en superficie. Esto implicaría, por un lado, mayor precisión en la evaluación de las acciones, al disminuir las fuentes de incertidumbres. Pero, por otro lado, este método fue desarrollado a partir de unos rangos de aceleración muy limitados y luego extrapolando los resultados obtenidos, a otros rangos de aceleraciones.

### **d) Métodos basados en las propiedades de la fracción fina del suelo**

En todos los métodos anteriormente expuestos, se comparaban las acciones generadas por los sismos con la resistencia del terreno a sufrir licuación, sin embargo los métodos basados en las propiedades de la fracción fina del suelo, enfocan el problema desde otra óptica.

Los métodos de este tipo, se basan en el estudio de la capacidad de generación de presión de poros producida en los suelos finos, no interviniendo variables relacionadas con las acciones que generan la ocurrencia del fenómeno de licuación, siendo las variables de entrada el contenido de finos, la humedad natural, el límite líquido y el índice de plasticidad.

Los criterios en que se basa el método Chino y el método Chino modificado son similares, a excepción del contenido de finos y el índice de liquidez. En el método Chino modificado el contenido de finos, para que se produzca licuación, debe ser menor o igual al 15%, mientras que en el método Chino este valor deber ser inferior o igual al 20%. En cuanto al índice de liquidez, el método Chino modificado no lo toma en cuenta.

El método propuesto por Seed y Cetin (2003), parecer el más completo de los tres. Este surge a partir del estudio de casos de licuación en los sismos de Kocaeli (Turkía) y Chi-Chi (Taiwan), ocurridos en el año 1999.

De los ensayos de laboratorio realizados, se llegó a la conclusión que los suelos con alta plasticidad son susceptibles a sufrir un incremento cíclico de la presión intersticial y en consecuencia una perdida mayor de resistencia que la sugerida por el método Chino modificado.

A partir de los ensayos de laboratorio realizados, se llegó a la conclusión que el porcentaje de finos es menos importante que la plasticidad de los mismos. Inclusive se han estudiado casos de licuación con porcentaje de arcilla superior al 15 %.

*Una vez concluido el análisis de los métodos de predicción basados en ensayos "in situ", se expresan los siguientes comentarios finales:*

- *Todos los métodos expuestos anteriormente permiten calcular, unos con más precisión que otros, la resistencia a la licuación mediante figuras y ecuaciones citadas en los párrafos anteriores. Sin embargo dichos métodos han sido desarrollado para unas condiciones ideales, es decir campo libre (es decir que la tensión vertical actuante se debe solamente al peso de tierra que gravita a una profundidad determinada), superficie del terreno horizontal y suelos normalmente consolidados.*
- *Existe una gran variación en las curvas para la estimación de las variables que intervienen en el análisis de licuación, así como también en los factores de corrección y/o normalización para la resistencia a la penetración del SPT, la resistencia por punta del CPT y los factores de escala asociados a las magnitudes de los sismos. Lo cual introduce incertidumbres a la hora de llevar a cabo este tipo de análisis.*
- *El método de Armijo, es el único que correlaciona directamente la resistencia a la licuación, con la forma en que varía, con la*

*profundidad, la resistencia a la penetración con cono estático (CPT), utilizando el valor de la aceleración máxima sin necesidad de estimar la relación cíclica de esfuerzos. Sin embargo, fue desarrollado a partir de unos rangos de aceleración muy limitados y luego extrapolando los resultados obtenidos, a otros rangos de aceleraciones distinto. Por lo tanto, existe cierta incertidumbre a la hora de su aplicación, cuando se evalúa el potencial de licuación en un rango de aceleraciones distinto con el que fue desarrollado.*

*Por las razones expuestas en los comentarios anteriores:*

- *En el apartados II-5, se estudian los factores que modifican la resistencia a la licuación por la influencia de alguna obra en la superficie del terreno.*
- *En el apartado II-6, se estudia el ensayo de penetración con cono estático junto a una base de datos de casos de licuación, cubriendo los rangos de aceleración registrados en la base de datos de la literatura técnica. De esta manera, desarrollar un nuevo método de predicción basado en la resistencia por punta del penetrómetro estático ( $q_c$ ), su variación con la profundidad y la aceleración máxima en superficie.*

### **II-5- FACTORES QUE AFECTAN LA RELACIÓN CÍCLICA DE ESFUERZOS QUE CAUSAN EL FENÓMENO DE LA LICUACIÓN**

La relación cíclica de esfuerzos necesaria, para causar licuación bajo una obra edificada o un talud, puede ser diferente que la requerida bajo condición de superficie horizontal y sin sobrecargas, debido a que intervienen una serie de factores que modifican la respuesta del terreno, los cuales se nombran a continuación:

- 1- La existencia de tensiones tangenciales estáticas en planos horizontales en el suelo.
- 2- El efecto del incremento de la tensión efectiva vertical.
- 3- La razón de sobre-consolidación.

### II-5-1 Efecto de la existencia de tensiones tangenciales estáticas

Para cualquier terreno, la condición de superficie horizontal sin sobrecarga, implica la inexistencia de tensiones tangenciales en los planos horizontales del suelo. Sin embargo, en terrenos en talud o bajo el borde de una edificación aparecerán tensiones tangenciales estáticas en planos horizontales, provocada por una redistribución de tensiones, inducida por la existencia del talud o por alguna sobrecarga en superficie.

La afirmación realizada, será cierta para todo tipo de edificaciones, a excepción de aquellas en el que el peso de la edificación sea exactamente compensado por la excavación de sótanos.

Si denominamos como la relación estática inicial de tensiones ( $\alpha$ ), a la tensión tangencial estática inicial ( $\tau_1$ ) normalizada con la tensión efectiva vertical ( $\sigma'_{v0}$ ).  $\alpha$  tendrá un valor de cero en condición de superficie horizontal sin sobrecarga y cualquiera valor bajo un talud o en la proximidad a una edificación.

Investigaciones de laboratorio han revelado que el valor de  $\alpha$  puede tener una influencia importante a la hora de evaluar la resistencia a la licuación en arenas. Por ejemplo, en la Figura II-64-a, se resumen los trabajos de varios investigadores. En dicha figura se observa que en arenas con compacidad relativa mayor al 50%, la relación cíclica de esfuerzos requerida para causar la licuación aumenta a medida que los valores de  $\alpha$  se incrementan (Lee y Seed, 1967; Seed et al, 1973; Seed et al, 1974; Szerdy, 1985; Vaid y Chern, 1983; Vaid y Finn, 1979). Sin embargo, como se muestra en la Figura II-64-b, lo opuesto suele ocurrir en arenas sueltas, en donde la relación cíclica de esfuerzos tiende a disminuir a medida que disminuyen los valores de  $\alpha$  (Castro et al, 1982; Szerdy, 1985; Vaid y Chern, 1983; Yoshimi y Oh-Oka, 1975).

Si se seleccionan dos curvas representativas, de carácter conservador, para cada una de las figuras anteriores (II-64-a y II-64-b), es decir, una correspondiente a arenas densas (compacidad relativa de aproximadamente 55%) y otra a arenas sueltas (compacidad relativa de aproximadamente 35%), se puede obtener la Figura II-65. El factor corrector  $K_{\alpha}$ , se ha obtenido normalizando la relación cíclica de esfuerzos causante de licuación, por el valor obtenido para dicha relación

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

cíclica cuando el coeficiente  $\alpha$  ha sido cero. En la Figura II-66 se pueden obtener los valores para el factor de corrección  $K_\alpha$  a partir de los diferentes valores de  $\alpha$  y de compacidades relativas.

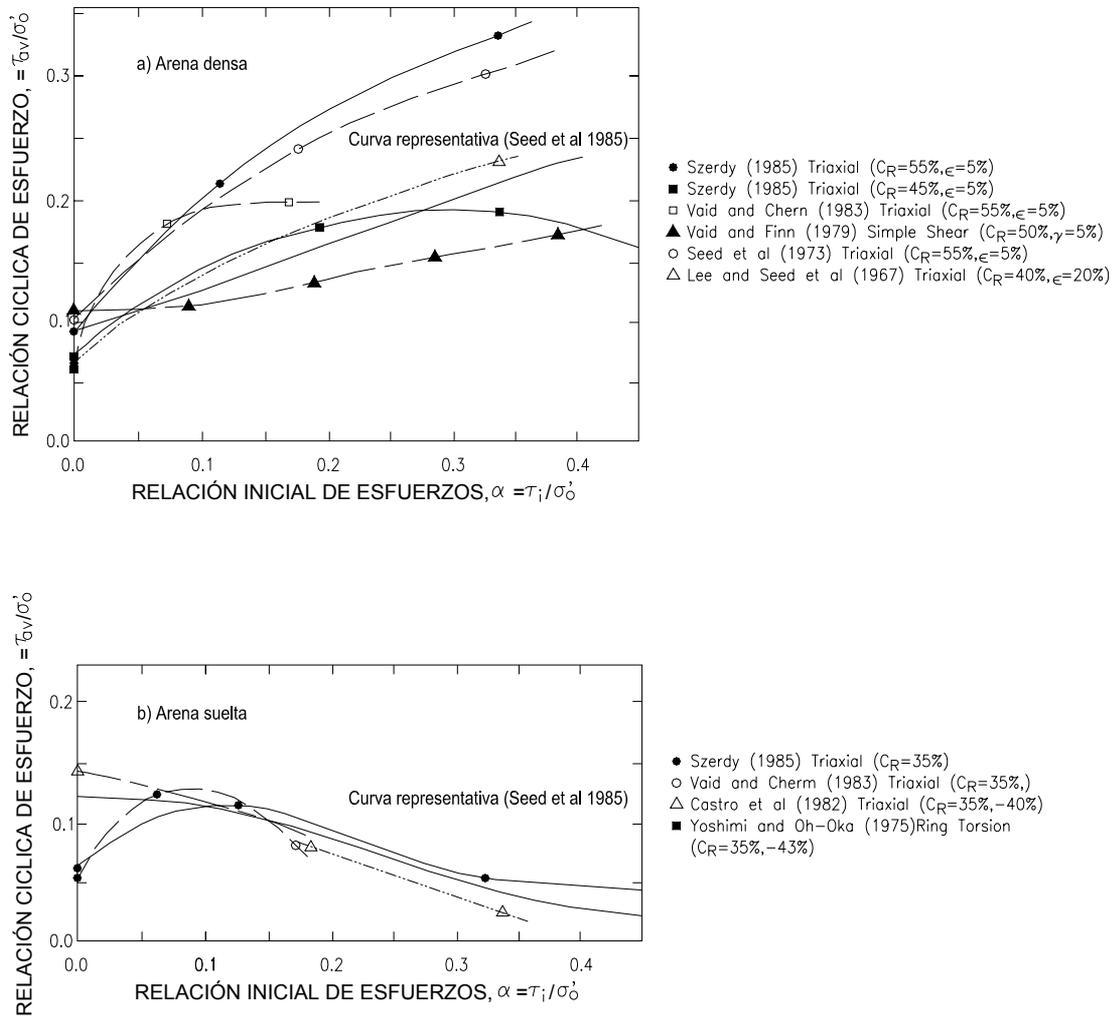


Figura II-64 Relación cíclica de esfuerzos versus relación inicial estática de esfuerzos para producir licuación o una deformación específica después de 10 ciclos en: a) arena densa; y b) arena suelta (Seed et al, 1988).

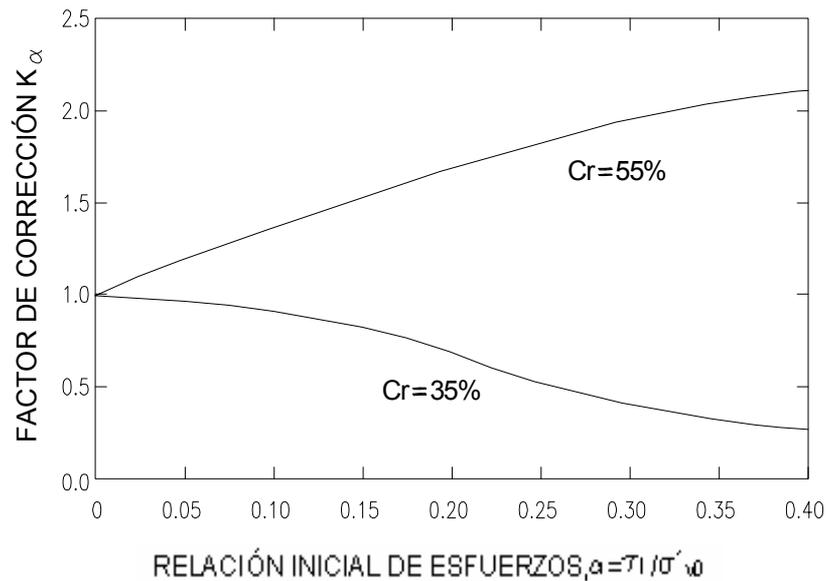


Figura II-65 Relación estática inicial de esfuerzos versus el factor de corrección  $K_\alpha$  en arenas, para una compactación relativa del 55% y 35% (Seed et al. 1988).

La resistencia corregidas a la licuación para arenas con cualquier valor de  $\alpha$  y de la compactación relativa, se puede obtener al multiplicar la resistencia calculada, bajo condición de superficie horizontal y sin sobrecarga, por el factor de corrección  $K_\alpha$ . Esta corrección resultará en un incremento en la resistencia a la licuación próxima a la edificaciones para arenas densas y una disminución en la resistencia en arenas sueltas.

$$\frac{\tau_{\text{Resistente}}}{\sigma'_v} \alpha = \frac{\tau_{\text{Resistente}}}{\sigma'_v} K_\alpha \quad (\text{II-32})$$

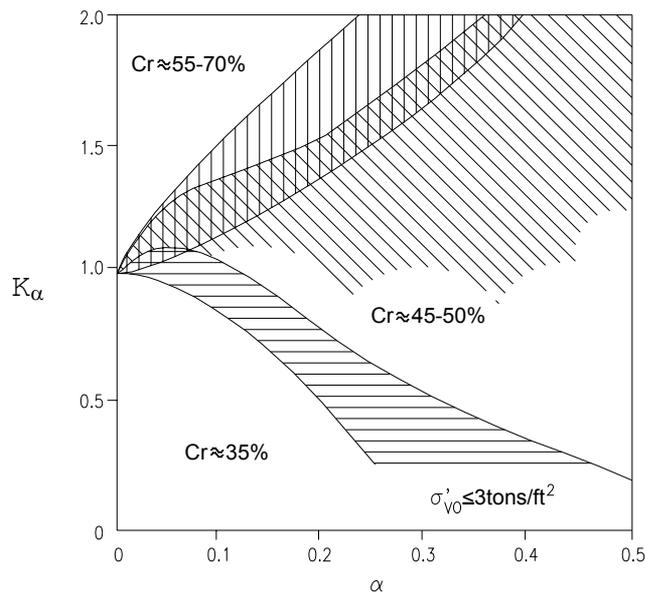


Figura II-66 Variación del factor de corrección  $K_\alpha$  con la relación inicial estática de esfuerzos (Seed y Harder, 1990).

### II-5-2 Efecto del incremento de la tensión efectiva vertical

Ensayos triaxiales cíclicos, sobre muestras isotrópicamente consolidadas han revelado que mientras la resistencia a la licuación se incrementa con la tensión de confinamiento inicial, la medida mediante la relación cíclica de esfuerzos, es una función no lineal que decrece con el incremento de la tensión normal. Con el objetivo de incorporar el efecto de decrecimiento no lineal, Seed (1983) recomendó la incorporación del factor de corrección  $K_\sigma$  en el cálculo de la resistencia a la licuación, para sobrecargas superiores a 100 kPa.

Este factor, permite corregir los valores obtenidos al aplicar los métodos simplificados de cálculo de la relación cíclica de esfuerzos, cuando existen sobrecargas superiores a las existentes en la base de datos con que dichos métodos fueron desarrollados.

Los valores de  $K_\sigma$  deducidos por Seed (1983), fueron obtenidos normalizando la relación cíclica resistente obtenida de ensayos triaxiales, con muestras

isotrópicamente consolidadas, con la relación cíclica resistente asociada a un valor de la tensión de confinamiento de 100 kPa. Para valores de la tensión de confinamiento mayores a 100 kPa, el factor  $K_{\sigma}$  será menor a 1 y decrecerá a medida que aumenta la tensión de confinamiento.

En los estudios originales llevados a cabo por Seed (1983), se establecieron valores para  $K_{\sigma}$  que decrecían aproximadamente de forma lineal con el incremento de la sobrecarga, desde un valor de 1 para 100 kPa hasta una rango entre 0.40 y 0.65 a 800 kPa. Posteriormente, en estudios más recientes (Byrne y Harder, 1991; Pillai y Byrne, 1994; Arango, 1996) se ha confirmado que el valor de factor  $K_{\sigma}$  es sensible a la densidad relativa del terreno.

En la Figura II-67 se muestra la variación  $K_{\sigma}$  con la densidad relativa, según los estudios realizados por Hynes y Olsen (1988) y, Boulanger e Idriss (2004). Según esta gráfica, en las curvas obtenidas por Boulanger e Idriss se obtienen mayores valores de  $K_{\sigma}$  para valores de  $\sigma'_{vo}/p_a$  mayores que 1 y menores valores para  $\sigma'_{vo}/p_a$  inferiores a 1. A pesar de ser menos conservadoras, se recomienda el uso de las curvas propuestas por Boulanger y Seed, debido a que estas se fundamentan en un mayor número de casos estudiados. Las ecuaciones con las cuales se define estas curvas son las siguientes:

$$K_{\sigma} = 1 - C_{\sigma} \ln (\sigma'_{vo} / p_a) \leq 1.0 \quad (\text{II-43})$$

$$C_{\sigma} = 1 / (18.9 - 17.3 D_r) \leq 0.3 \quad (\text{II-44})$$

Donde:

$K_{\sigma}$  = Factor de corrección por incremento de la tensión efectiva vertical.

$C_{\sigma}$  = Factor que toma en cuenta la densidad o compacidad relativa.

$\sigma'_{vo}$  = Tensión efectiva vertical.

$P_a$  = Presión atmosférica (100 kPa).

$D_r$  = Densidad o compacidad relativa.

En el caso que la sobrecarga en superficie, que provoca el incremento de la tensión efectiva, sea la cimentación de alguna obra existente, resultará en un decrecimiento en la resistencia a la licuación bajo la misma en comparación con la condición superficie horizontal y sin sobrecarga.

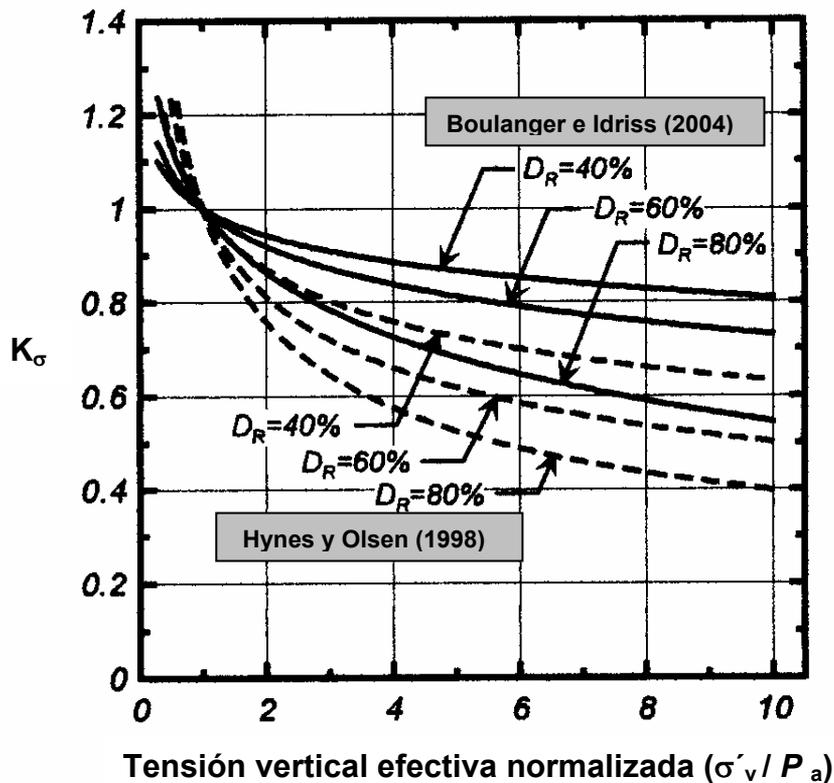


Figura II-67 Tensión efectiva vertical efectiva vs.  $K_\sigma$  (Boulanger e Idriss, 2004).

En cimentaciones sobre-compensadas puede ocurrir el efecto opuesto. Como la tensión vertical efectiva será menor bajo una edificación que en una profundidad equivalente en campo libre (sin sobrecargas), el factor de corrección  $K_\sigma$  será mayor bajo la edificación que en campo libre. Como resultado la resistencia se incrementará bajo la edificación.

La resistencia a la licuación corregida para arenas con cualquier valor de la tensión vertical efectiva, se puede obtener al multiplicar la resistencia, calculada bajo condición de superficie horizontal y sin sobrecarga, por el factor de corrección  $K_\sigma$ .

$$\frac{\tau_{\text{Resistente}}}{\sigma'_v} \sigma = \frac{\tau_{\text{Resistente}}}{\sigma'_v} K_\sigma \quad (\text{II-45})$$

### II-5-3 Efecto de la razón de sobreconsolidación

Un número de investigadores (Ishihara y Takatsu, 1979; Seed et al, 1975; Seed y Peacock, 1971) han mostrado, tanto analítica como experimentalmente, que la razón de sobre-consolidación tiene un efecto importante en la resistencia a la licuación en arenas saturadas.

El factor de corrección  $K_{OCR}$  se puede obtener mediante ensayos de laboratorio, variando la razón de sobre-consolidación y verificando la relación cíclica de esfuerzos necesaria para producir licuación. En la figura II-68, se muestra el factor de corrección  $K_{OCR}$  obtenido a partir de diferentes investigaciones.

La presencia de una cimentación en superficie en una arena normalmente consolidada no cambiará el valor de la razón de sobre consolidación, por lo tanto el factor de corrección  $K_{OCR}$  no jugará ningún papel en ese caso. Si la edificación se encuentra embebida y la excavación para sótanos sobre-compensan las cargas estructurales, entonces la razón de sobre-consolidación se incrementará bajo la edificación. Un incremento en la razón de sobre consolidación incrementará la relación cíclica de esfuerzos requerida para causar licuación.

La resistencia a la licuación corregida para arenas con cualquier valor de la razón de consolidación, se puede obtener al multiplicar la resistencia a la licuación, obtenida bajo una razón de sobreconsolidación de 1, por el factor de corrección  $K_{ORC}$ .

$$\frac{\tau_{Resistente}}{\sigma'_v} ORC = \frac{\tau_{Resistente}}{\sigma'_v} K_{ORC} \quad (II-46)$$

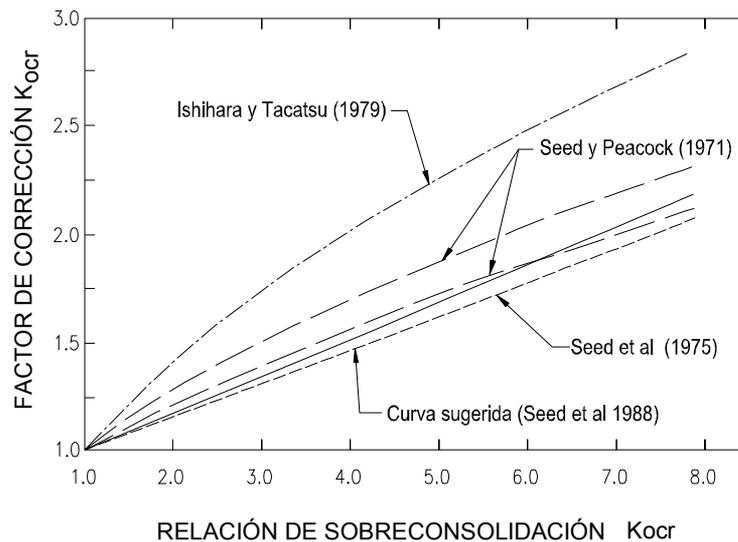


Figura II-68 Razón de sobreconsolidación versus factor de corrección  $K_{OCR}$  (Seed et al. 1988)

#### II-5-4 RACAPITULACIÓN

Los factores de corrección  $K_{\alpha}$  y  $K_{\sigma}$  fueron desarrollados por Seed (1983), con el objetivo de ajustar la relación cíclica resistente, calculada mediante métodos simplificados, debido a la presencia de tensiones tangenciales estáticas y tensiones verticales superiores a las existentes en la base de datos, con que dichos métodos fueron desarrollados.

Los métodos simplificados son solo válidos, para superficie de terreno horizontal a suavemente inclinada (tensiones tangenciales muy bajas) y sin sobrecargas superficiales (tensión efectiva vertical baja).

El factor de corrección  $K_{\sigma}$ , extiende la aplicación de los métodos simplificados a tensiones verticales efectivas grandes, mientras que el factor de corrección  $K_{\alpha}$ , permite la aplicación de dichos métodos a terrenos con superficie inclinada.

En cuanto al factor de corrección  $K_{OCR}$ , fue inicialmente tomado en cuenta por Ishihara y Takatsu (1979) y posteriormente por Seed y otros (1971). Mediante

este factor, se puede estudiar suelos pre-consolidados y cimentaciones compensadas en suelos normalmente consolidados.

Debido a la inexistencia de casos disponibles, con los cuales se pudiera definir estos factores de corrección, ha sido necesario realizar ensayos de laboratorio para la obtención de los mismos.

### **II-6 EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION EN SUELOS GRANULARES FINOS MEDIANTE CPT**

Dada la dificultad y el coste para obtener muestras inalteradas de alta calidad, los métodos simplificados basados en ensayos in situ, son comúnmente usados para la evaluación del potencial de licuación de terrenos granulares finos.

El profesor Harry B. Seed y sus colaboradores (Seed e Idriss, 1971; Seed y otros 1983 y 1985) desarrollaron un método simplificado basado en el ensayo de penetración estándar (SPT), para evaluar el potencial de licuación, siendo en la actualidad el más utilizado en todo el mundo. Sin embargo, en los últimos años, se han desarrollado métodos simplificados basados en otros tipos de ensayos de campo, principalmente en el de penetración estática de cono (CPT).

Los primeros métodos para evaluar el potencial de licuación, utilizando el CPT, se fundamentaban en la conversión de los métodos basados en el SPT a CPT, mediante el uso de correlaciones empíricas entre el SPT y el CPT (Robertson y Campanella, 1985; Seed y de Alba, 1986). Estos métodos seguían generalmente el mismo formato de los métodos simplificados iniciados por Seed e Idriss (1971), en los cuales la condición para el inicio de la licuación, está referida a un estado límite definido, por una curva que separaba los casos en que se producía o no licuación, en una gráfica bidimensional que vincula la relación cíclica de esfuerzos y el valor normalizado del número de golpes del SPT. Sin embargo, en todos estos métodos se requiere el conocimiento del diámetro medio de partícula del suelo ( $D_{50}$ ) y/o en el contenido de finos (CF), ambos parámetros no disponibles de manera directa de los registros del CPT.

Con el objetivo de proveer un medio conveniente, con el cual se pueda evaluar el potencial de licuación basándose solamente en los registros del CPT, se han desarrollado técnicas de clasificación de suelos basados en la resistencia por punta y la fricción lateral del cono (Olsen 1988, 1997). Sin embargo, hoy en día estas técnicas aún no son muy precisas.

Resulta importante resaltar que las curvas límites en que se basan estos métodos de predicción, han sido establecidas a partir de la inspección visual de datos disponibles, por tal motivo existe cierta subjetividad en el trazado de las mismas.

### II-6-1 Prueba de penetración con cono

Las pruebas “in situ” han atraído, recientemente, considerable atención como un medio para determinar las propiedades del suelo durante la investigación de un emplazamiento. La economía en tiempo y en esfuerzo, así como las alteraciones inevitables de las muestras ensayadas en el laboratorio, justifican la tendencia actual hacia pruebas de campo simples, consistentes y fiables.

La prueba de penetración con cono, que combina las cualidades citadas en el párrafo anterior, consiste básicamente en hincar en el terreno un penetrómetro con punta cónica mientras se registra la resistencia a la penetración (de punta,  $q_c$ , y por fricción lateral,  $f_s$ ) con la profundidad.

En respuesta a la diversidad de problemas y condiciones del suelo encontradas en la práctica, se han desarrollado una gran variedad de equipos y métodos de penetración con cono.

Una detallada descripción de este tipo de ensayo de reconocimiento “in situ” puede verse en:

- Proceedings of the Second European symposium on Penetration Testing, ESOPT II, Amsterdam, 1982.
- Proceedings ASCE Convention, Session 35 on Cone Penetration Testing and Experience, St. Louis, Missouri, October 1981.

- Proceedings of the First International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, March 1988.

### **II-6-2 Tipos de pruebas de penetración con cono**

Las pruebas de penetración con cono pueden clasificarse, según la velocidad de penetración de la punta, de la manera que se muestra en la Tabla II-12 (Baligh, 1975). De los seis grupos que aparecen en ella, los más comunes son el cuasi-estático y el dinámico. De ellos, en general, el primero es considerado más práctico respecto al segundo debido a que en este último, se complica adicionalmente el análisis de los resultados de la prueba al intervenir fuerzas inerciales.

De acuerdo con lo anterior, en este trabajo se analizarán exclusivamente resultados de pruebas de penetración con cono cuasi-estático, al que de aquí en adelante se le llamará simplemente estático.

### **II-6-3 Pruebas de penetración con cono estático**

Hasta hace algunos años atrás, el equipo y el procedimiento de la prueba de penetración con cono estático no habían sido estandarizados y se desarrollaron, por lo tanto, algunas técnicas generalmente aceptadas.

"El cono holandés" (Figura II-69-a), el cual es ampliamente usado, tiene un área de 10cm<sup>2</sup> en la base (36mm de diámetro) y un ángulo en la punta de 60°. Se hince, con una velocidad de 1.5 a 2 cm/seg, por medio de barras internas de 15mm de diámetro, que se mueven libremente dentro de tubos exteriores de 36mm de diámetro externo (usualmente en tramos de 1 m).

Primero se mide, por medio de una celda de presión de aceite ubicada en la superficie, la fuerza de penetración necesaria para hincar 8cm al cono solamente. Después de esto, se hincan 20cm los tubos exteriores y, en consecuencia, en los últimos 12cm de este intervalo dichos tubos se mueven junto con el cono. Este

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

procedimiento se repite luego, obteniéndose de este modo lecturas intermitentes cada 20cm a lo largo de la profundidad del sondeo.

Para evitar la introducción de suelo dentro del espacio entre el cono y los tubos exteriores, el Delft Soil Mechanics Laboratory desarrolló el llamado "cono con manto" (Figura II-69-b), el cual está en uso todavía. Begemann ideó posteriormente el llamado "cono con forro de adhesión" (Figura II-69-c), el cual permite medir, además de la resistencia a la penetración de punta ( $q_c$ ), la resistencia por fricción lateral ( $f_s$ ) por medio de un forro o mango de 36mm de diámetro y de 150cm<sup>2</sup> de área lateral, ubicado por encima del cono. El procedimiento que se debe seguir para obtener una lectura completa con dicho cono es el siguiente:

1. Los tubos exteriores se mantienen en su lugar, mientras que las barras internas se presionan hacia abajo para que el cono avance 4cm, registrándose en este intervalo el valor de  $q_c$ .
2. Se hacen avanzar las barras internas otros 4cm, durante los cuales el cono, mediante un dispositivo especial, arrastra al forro de manera que ambos se muevan juntos hacia abajo. En este intervalo se registra el valor combinado de  $q_c$  y  $f_s$ .
3. Los tubos exteriores se hincan 20cm y, en consecuencia, en los últimos 16cm de este intervalo se mueven junto con el forro y en los 12cm finales, del mismo intervalo, junto con el cono también.

Desde 1950, las investigaciones sobre la prueba de penetración con cono estático fueron dirigidas hacia el uso de dispositivos eléctricos de medición (transductores), que permitieran mediciones continuas de  $q_c$  y de  $f_s$  durante la penetración a una velocidad constante de 2 cm/seg. Actualmente, dos tipos de conos eléctricos son los más usados: "el cono Fugro" (Figuras II-70-b y II-71) y "el cono Delft" (Figura II-70-a). Las principales diferencias entre ambos radican en la forma del forro de fricción ubicado detrás del cono, y en los detalles de los sistemas de medición. El primero es el más ampliamente usado.

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

La Tabla II-13 (Baligh, 1975) presenta, en forma de resumen, los tipos de conos estáticos en uso.

Tipo	Avance por punta		Uso	Observaciones
	Método	Velocidad		
1- Estático	Durante incrementos de carga constante	0	Solo para investigación, en algunos lugares del mundo.	En general demasiado lento para ser usado en campo.
2- Cuasi-estático	Por medio de gato hidráulico o mecánico	1 a 2 cm/seg	En todo el mundo.	Usualmente el cono tiene 10 cm2 en la base y 60° en la punta.
3- Dinámico	Por medio del impacto de un peso	Variable	En todo el mundo.	Gran variedad de tamaños.
4- Cuasi-estático y dinámico	Combina el 2 con el 3 usando el dinámico cuando mediante la prueba cuasi-estática no se puede penetrar más.		Francia y Suiza	Usa puntas especiales
5- Tornillo	Rotación de un cono helicoidal.	Variable	Suecia y Noruega	
6- Inercial	Dejando caer libremente el cono o impulsandolo hacia la superficie del suelo.	Variable	Investigación del fondo marino	Util para exploraciones poco profundas en áreas inaccesibles.

Tabla II-12 Tipos generales de pruebas de penetración con cono (Baligh, 1975).

Sistema	Punta	Mediciones	Sistemas de medición
Mecánico	Con manto (Delft)	$q_c$ cada 20 cm	Celdas de carga hidráulicas empujando alternativamente a las barras internas y a los tubos exteriores
	Cono de fricción Begemann	$q_c$ y $f_s$ cada 20 cm	
Eléctrico	Forma cilíndrica Fugro	$q_c$ y $f_s$ continuamente	Transductores de deformación en la punta, conectados a un registrador en la superficie por medio de un cable que va por dentro de los tubos.
	Forma Delft	$q_c$ y $f_s$ continuamente	igual al anterior.

Tabla II-13 Tipos de conos cuasi-estáticos en uso (Baligh, 1975).

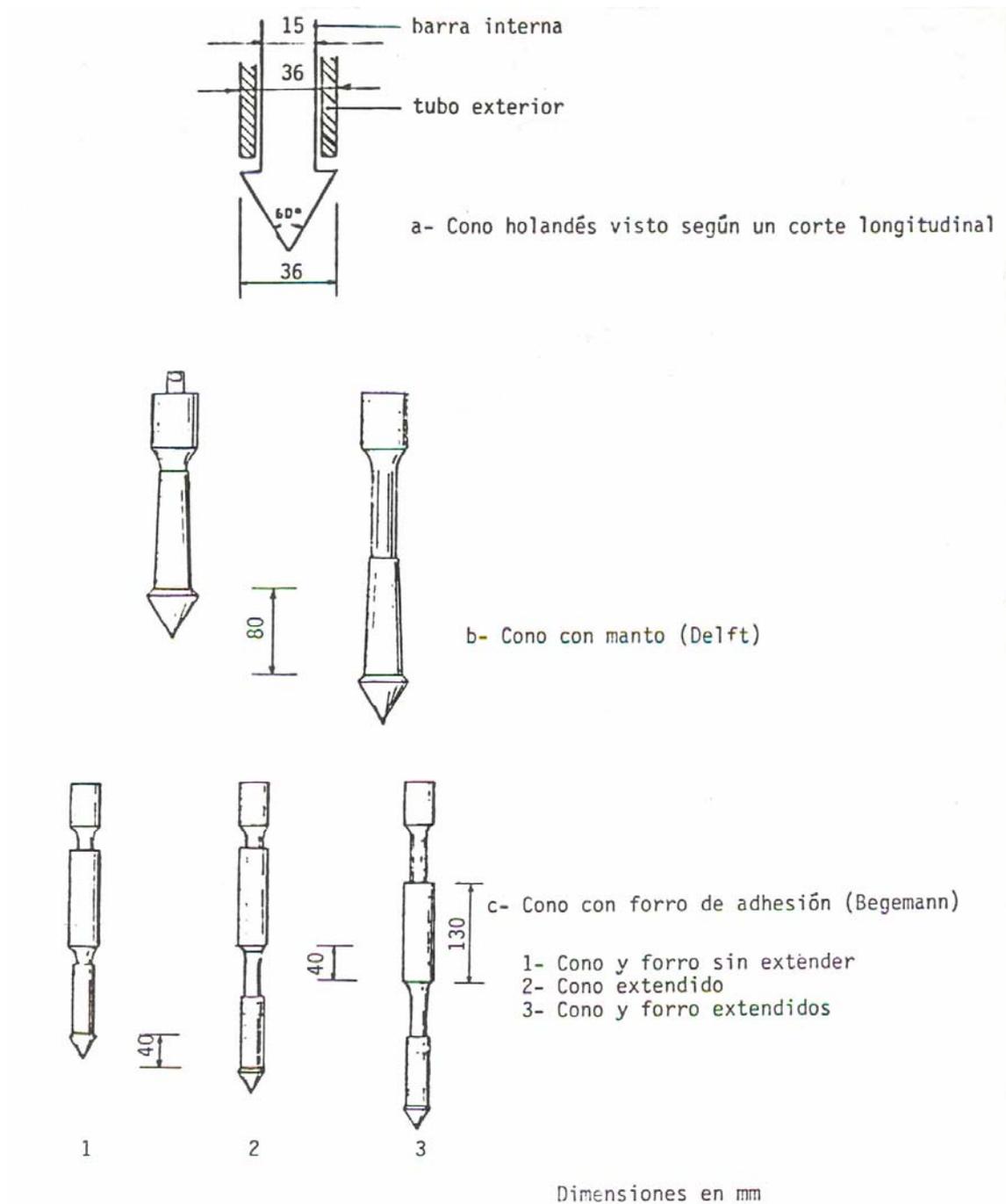


Figura II-69 Cono mecánicos (Sanglerat, 1972).

### II-6-4 Estandarización de los conos estáticos

Tanto en el reporte del Subcomité para la Estandarización de las Pruebas de Penetración en Europa, de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones (1977), como en la norma D3441 de la ASTM (1979), se acepta como estándar un cono con  $10\text{cm}^2$  de área en la base, un ángulo en la punta de  $60^\circ$ , un forro o mango de fricción de  $150\text{cm}^2$  de área lateral (ubicado detrás del cono) y con una velocidad de penetración de 2 cm/seg.

### II-6-5 Comparación entre los resultados obtenidos con cono estático mecánico y eléctrico

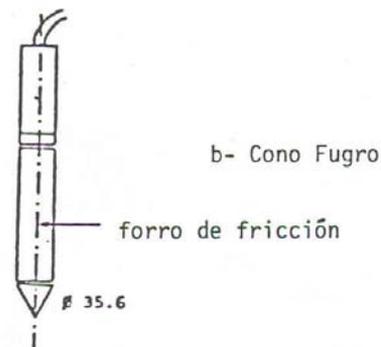
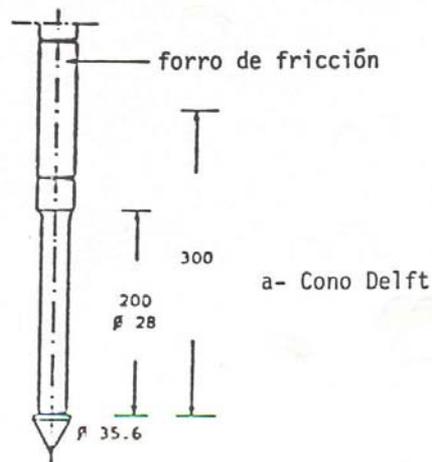
Los errores que afectan a las mediciones tanto con cono estático mecánico, como con cono estático eléctrico aparecen descritos en detalle en los trabajos de De Ruiter (1971, 1981 y 1982). Independientemente de ellos, se debe esperar una diferencia entre los valores de  $q_c$  y de  $f_s$  medidos con ambos tipos de conos, debido a dos razones: en primer lugar, a la influencia de la forma del penetrómetro y en segundo lugar, a la diferencia en el método de avance del cono.

En la Figura II-72 (Schmertmann, 1978-a) se presenta un resumen de los datos obtenidos por Schmertmann, hasta 1978, en lo que se refiere a la relación entre  $q_c$  obtenido con cono estático mecánico y  $q_c$  obtenido con cono estático eléctrico tipo Fugro. Es conveniente aclarar que dichos datos no muestran claramente, aún cualitativamente, los efectos de variables posiblemente significativas tales como la profundidad, las condiciones de esfuerzo "in situ", la granulometría del suelo y la presión de poro generada durante la penetración.

El penetrómetro estático mecánico de fricción, ideado por Begemann, no separa completamente la fricción y la carga de punta en la medición de  $q_c$  y de  $f_s$ . Dependiendo del tipo de suelo y de su consistencia, puede desarrollarse algo de fricción en el forro corto ahusado que se encuentra detrás del cono, mientras que el filo inferior de la manga de fricción puede encontrar algo de resistencia por punta. Además, el cálculo de la relación  $f_s/q_c$  sufre una pérdida de precisión potencial debido a que las dos mediciones,  $q_c$  y  $f_s$ , no son tomadas al mismo nivel en el suelo. Dicha diferencia es de 20 a 25cm y puede ser importante en

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

depósitos estratificados. Por todo lo anterior, los valores de  $f_s$  y, en consecuencia, los valores de  $f_s/q_c$  medidos con cono mecánico pueden no ser del todo confiables.



Dimensiones en mm

Figura II-70 Conos eléctricos (Baligh, 1975)

CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

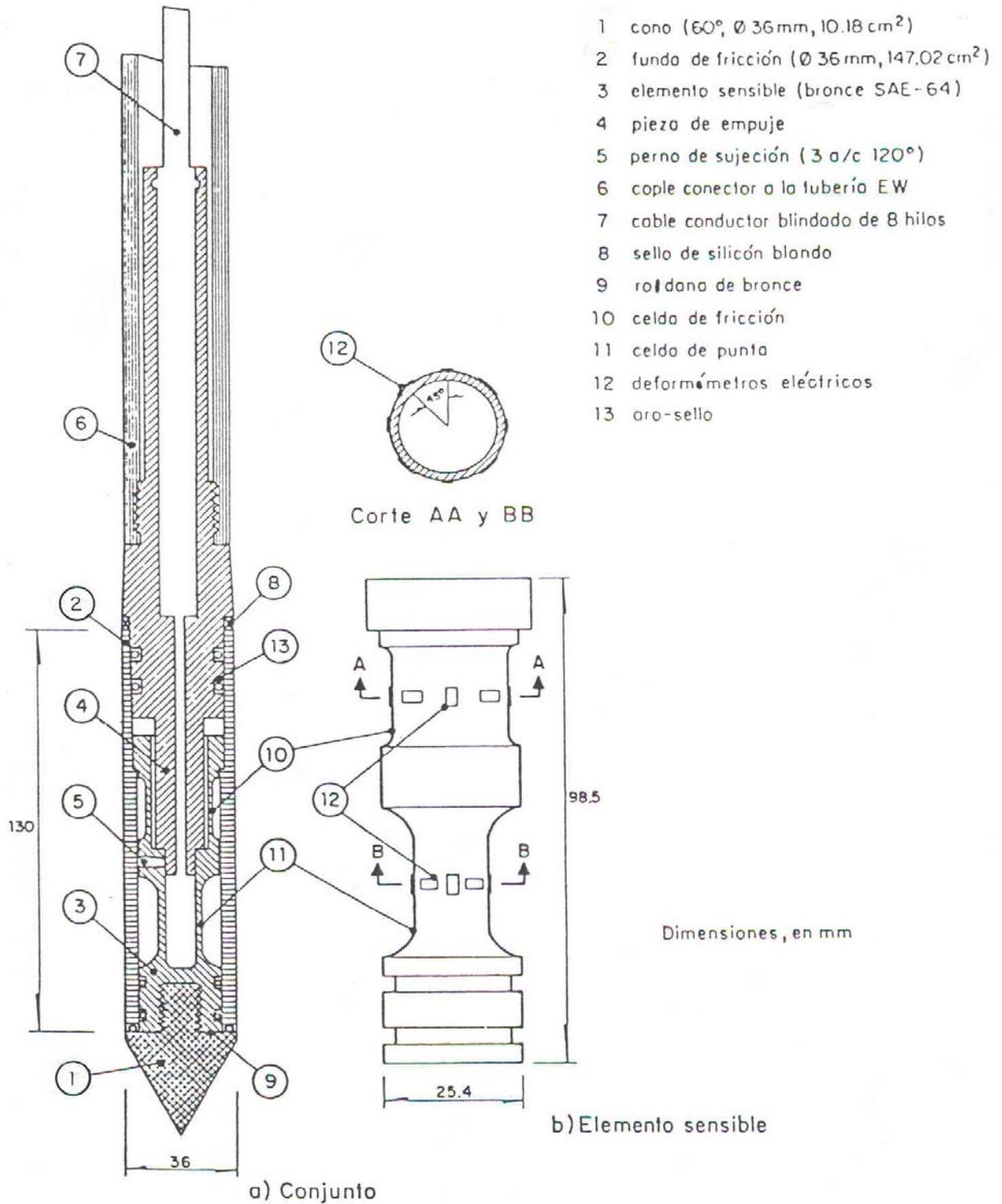
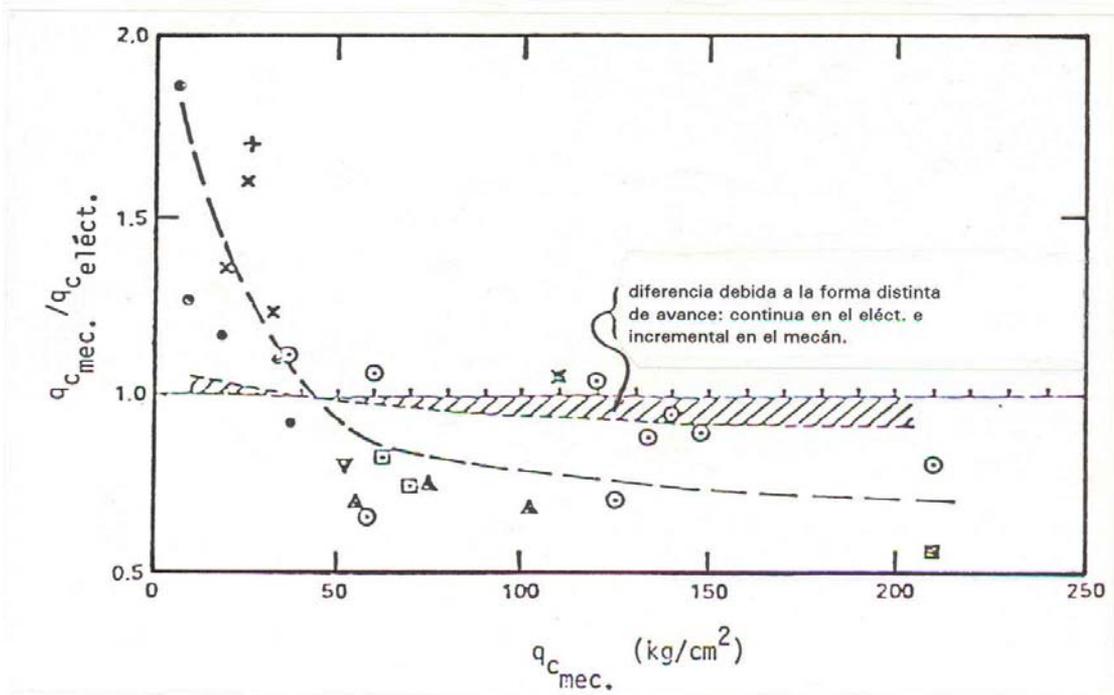


Figura II-71 Cono Fugro visto en corte longitudinal (Sanglerat 1972).



- UNIVERSIDAD DE FLORIDA, PRUEBAS DE CAMPO, SOBRE EL NF.
- PRUEBAS FUGRO, BAJO EL NF (JOUSTRA, 1974).
- PRUEBAS DELFT, BAJO EL NF (HEIJNEN, 1973).
- ▲ KOK (1974), BAJO EL NF.
- UNIVERSIDAD DE FLORIDA, PRUEBAS DE CAMPO, BAJO EL NF.
- + UNIVERSIDAD DE FLORIDA, PRUEBAS DE CAMPO EN ARCILLA ARENOSA, BAJO EL NF.
- ▼ UNIVERSIDAD DE FLORIDA, PRUEBAS DE CÁMARA DE CALIBRACIÓN SOBRE ARENA SECA MEDIA UNIFORME.
- FUERTE PIERCE, FLORIDA, ARENA LIMOSA, BAJO EL NF.
- X RALEIGH, LIMO RESIDUAL, NORMALMENTE CONSOLIDADO, ARRIBA DEL NF.
- × RALEIGH, LIMO RESIDUAL, NORMALMENTE CONSOLIDADO, BAJO DEL NF.

TODOS LOS PUNTOS REPRESENTAN PROMEDIOS PARA UNA CAPA DE AL MENOS 1 M DE ESPESOR.

Figura II-72 Comparación entre  $q_c$  obtenido con cono mecánico tipo Delft y  $q_c$  obtenido con cono eléctrico tipo Fugro Estandar (Schmertman, 1978a).

### **II-6-6 Ventajas y desventajas de los conos estáticos mecánicos y eléctricos**

Los conos estáticos eléctricos ofrecen ventajas obvias en lo que se refiere a la calidad de la prueba. La repetibilidad de la misma, con dichos conos es excelente, siempre y cuando el equipo esté bien calibrado. Más aún, la medición continua resulta en una mayor resolución y en una imagen más precisa de los depósitos altamente estratificados.

La prueba de penetración con cono estático eléctrico requiere, por otro lado, operadores bien entrenados y equipo técnico adecuado para la calibración y mantenimiento del sistema. Las unidades de campo necesitan ser equipadas con instrumentados para verificar la calibración del penetrómetro y el funcionamiento correcto del equipo de registro. Después de completar satisfactoriamente las verificaciones mencionadas, los resultados de la prueba se vuelven prácticamente independientes del operador y no están sujetos, por lo tanto, a errores humanos.

Los penetrómetros estáticos eléctricos son indispensables para exploraciones en condiciones difíciles, como por ejemplo en el mar. Además ofrecen la ventaja de permitir la incorporación de sensores adicionales, tales como: medidores de presión de poro, inclinómetros, medidores de temperatura, medidores de la respuesta acústica del terreno, medidores nucleares de densidad, dilatómetros, entre otros.

Los conos estáticos mecánicos, en cambio, tienen como principales ventajas su simplicidad de operación y su bajo costo. Con el mantenimiento adecuado del equipo y con operadores experimentados, la calidad y la confiabilidad de los resultados no es necesariamente muy inferior a aquella obtenida con el cono estático eléctrico, excepto en el caso de depósitos de suelo muy estratificados con variaciones bruscas en el valor de  $q_c$ . Sin embargo, la calidad de los resultados depende mucho de la capacidad del operador.

Como consecuencia de todo lo expresado, la tendencia actual es hacia el uso cada vez mayor de los conos estáticos eléctricos, tipo Fugro estándar.

### II-7 CORRELACIONES ENTRE $q_c$ Y LAS CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

#### II-7-1 Expresiones que relacionan a $q_c$ con las características del terreno

Debido a que la penetración con cono produce cambios en el estado de esfuerzos y de deformaciones alrededor del penetrómetro, no ha sido desarrollada todavía una solución teórica de carácter general para este problema.

Además de las características propias del penetrómetro (geometría y tamaño del cono, velocidad de penetración, fricción mecánica, defectos de manufactura, entre otros), el valor de  $q_c$  está influido por una gran cantidad de variables propias del terreno tales como el tipo de suelo, la compacidad relativa, el nivel de esfuerzos, el comportamiento esfuerzo-deformación, entre otros. Por lo tanto, resulta impensable que todos estos factores puedan ser tenidos en cuenta por una fórmula única, que relacione al valor de  $q_c$  con parámetros del suelo tales como resistencia y compresibilidad.

#### II-7-2 Análisis de las teorías existentes

Las teorías en torno de la penetración con cono pueden dividirse en dos categorías principales:

- a. Las que están basadas en la teoría de capacidad de carga (Mitchell y Durgunoglu, 1973; y Senneset y otros, 1982).
- b. Las que están basadas en la teoría de expansión de cavidades (Baligh, 1975 y Vesic, 1972).

La resistencia de punta de los penetrómetros, en un medio granular, excede a menudo los niveles de esfuerzo que comúnmente se encuentran en otras aplicaciones de la mecánica de suelos. Un análisis real del proceso de penetración con cono en un medio granular debe estar basado, por lo tanto, en la respuesta del suelo a esfuerzos elevados (50 a 300 Kg/cm<sup>2</sup>), la cual difiere del comportamiento ordinario, a niveles de esfuerzo del orden de 1 a 2 Kg/cm<sup>2</sup>, en dos aspectos importantes:

1. El decrecimiento del ángulo de fricción interna con el esfuerzo normal medio, es decir que la envolvente de falla de Mohr-Coulomb no es recta sino que realmente es convexa.
2. El decrecimiento significativo de volumen que tiene lugar bajo corte aún para medios granulares densos.

Estos dos factores, que tienden a disminuir el valor de  $q_c$ , no son tenidos en cuenta por las teorías clásicas de capacidad de carga, las cuales, en consecuencia, predicen que  $q_c$  crecerá linealmente con la profundidad en un depósito de arena uniforme. Sin embargo, mediciones reales muestran que, después de una cierta profundidad conocida como crítica, las gráficas de  $q_c$  en función de la profundidad se vuelven ahusadas y, en algunos casos, se aproximan a un valor constante (Figura II-73). Esta profundidad crítica, variable entre 10 y 20 diámetros del penetrómetro aproximadamente, podría marcar la transición entre el proceso de penetración por falla por corte y el de penetración por compresión, rotura de granos y expansión de cavidades.

Basándose en conceptos de expansión de cavidades, Vesic (1972) elaboró una teoría para la resistencia de punta que tiene en cuenta las características de compresibilidad y de cambio de volumen del suelo. Posteriormente, Baligh (1975) desarrolló adicionalmente dicha teoría para incorporar también la curvatura de la envolvente de falla y tener en cuenta, de esta forma, los dos factores citados antes (1 y 2). Diversas investigaciones realizadas en cámaras de presión con condiciones de frontera controladas (Baldi y otros, 1981, 1982 y 1985; Miura y otros, 1984 y Smits, 1982), han mostrado que los valores de  $q_c$  calculados con la teoría de Baligh son los que más se aproximan a los valores de  $q_c$  experimentales. Sin embargo, esta teoría presenta la desventaja de requerir para su aplicación, la determinación previa de una cantidad considerable de parámetros de compresibilidad y de resistencia al corte, los que demandan a su vez la realización de pruebas de laboratorio sobre muestras "inalteradas". Como consecuencia de esto último, no se puede determinar en muchos casos, especialmente en depósitos en estado medio denso a suelto, si las diferencias entre los valores de  $q_c$  medidos y los calculados se deben a falencias propias de la teoría mencionada o a alguna deficiencia de los parámetros usados (Baldi y otros, 1981).

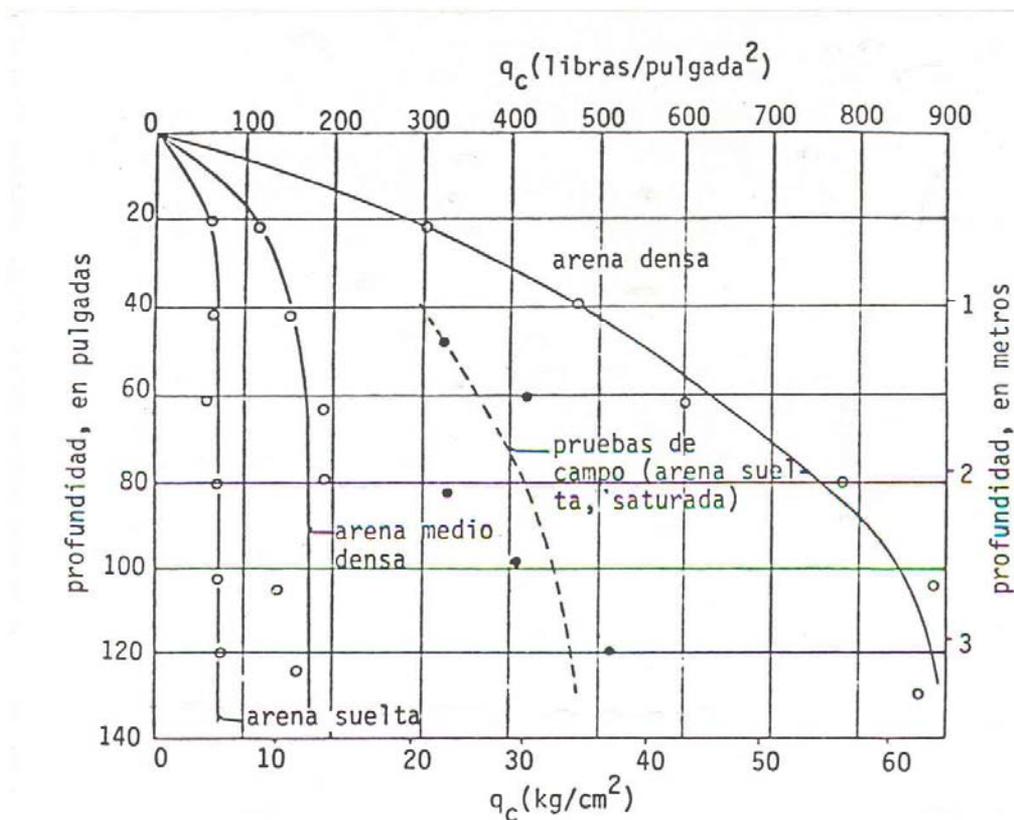


Figura II-73 Variación de la resistencia por punta  $q_c$  con la profundidad (Sanglerat, 1972).

Teniendo en cuenta lo anterior se puede concluir que:

1. Las teorías clásicas de capacidad de carga serían aplicables únicamente al caso de penetración poco profunda en suelos densos.
2. Las teorías basadas en conceptos de expansión de cavidades contribuyen para un mejor entendimiento del proceso de penetración con cono, pero en muchos casos no son de aplicación práctica debido a su naturaleza compleja y a que demandan la realización de pruebas de laboratorio sobre muestras "inalteradas".
3. De los dos puntos anteriores se deduce que la correlación buscada entre  $q_c$  y las características del depósito deberá ser de naturaleza empírica.

### II-7-3 Análisis de las correlaciones empíricas existentes

Desde 1970 a la fecha, se han realizado numerosos estudios en cámaras de presión con condiciones de frontera controladas (conocidas como cámaras de calibración), en diferentes partes del mundo, con el objeto de estudiar la relación existente entre resistencia por punta del CPT ( $q_c$ ), densidad o compacidad relativa ( $C_r$ ) y el estado de esfuerzos efectivos "in situ", en suelos arenosos (Schmertmann, 1978-b; Chapman y Donald, 1981; Baldi y otros, 1981, 1982 y 1985; Smits, 1982 y Miura y otros, 1984).

A partir de los resultados obtenidos en dichos trabajos, puede concluirse que no existe una relación única entre  $q_c$ ,  $C_r$  y el estado de esfuerzos efectivos "in situ", aplicable a todo tipo de suelos arenosos, debido a que hay otros factores que también influyen sobre el valor de  $q_c$ . A pesar de esto, como se verá más adelante, este tipo de pruebas ha permitido una mejor comprensión de la importancia relativa de varios de los factores que influyen sobre la penetración con cono en los suelos mencionados.

Todos los estudios realizados en cámaras de calibración, con condiciones de esfuerzo y de compacidad controlados, han mostrado que, para una  $C_r$  determinada,  $q_c$  varía con  $\sigma'_v$  aproximadamente como se indica en la Figura II-74. En la misma puede verse que, a partir de un pequeño valor (punto "a") para  $\sigma'_v = 0$  (en la superficie),  $q_c$  crece casi linealmente hasta un punto "b". A partir de dicho punto, el rompimiento de los granos se vuelve importante y progresivamente más severo con el aumento de  $\sigma'_v$  y, como consecuencia de esto, la gráfica deja de ser recta y se vuelve más ahusada. En arenas cuarzosas comunes, el punto "b" se produce para  $q_c \cong 100 \text{ Kg/cm}^2$ , mientras que en arenas de granos muy competentes, como la de Ottawa por ejemplo, este punto puede corresponder a valores de  $q_c$  mayores de  $300 \text{ Kg/cm}^2$  y en arenas de granos muy poco competentes, a valores de  $q_c$  menores de  $100 \text{ Kg/cm}^2$ .

Del párrafo anterior se deduce que todas las curvas que representan la variación de  $q_c$  en función de  $\sigma'_v$  y de  $C_r$ , obtenidas en cámaras de calibración, presentan una forma similar y responden aproximadamente a una ecuación del siguiente tipo (Baldi y otros, 1985):

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

$$q_c = C_0 \times \sigma_v'^{C_1} \times \exp(C_2 \times C_r \% / 100) \quad (\text{II-47})$$

En la cual  $C_0$ ,  $C_1$  y  $C_2$  son constantes cuyo valor depende de los siguientes factores:

1. Tipo de arena: casi todas las investigaciones efectuadas hasta el presente corresponden a arenas uniformes, limpia, pero con variaciones en lo que respecta a su composición mineralógica, a su forma y tamaño de partículas, a su grado de saturación y al método para la formación de la muestra a ensayar dentro de la cámara.
2. Tamaño de la cámara y condiciones de frontera.

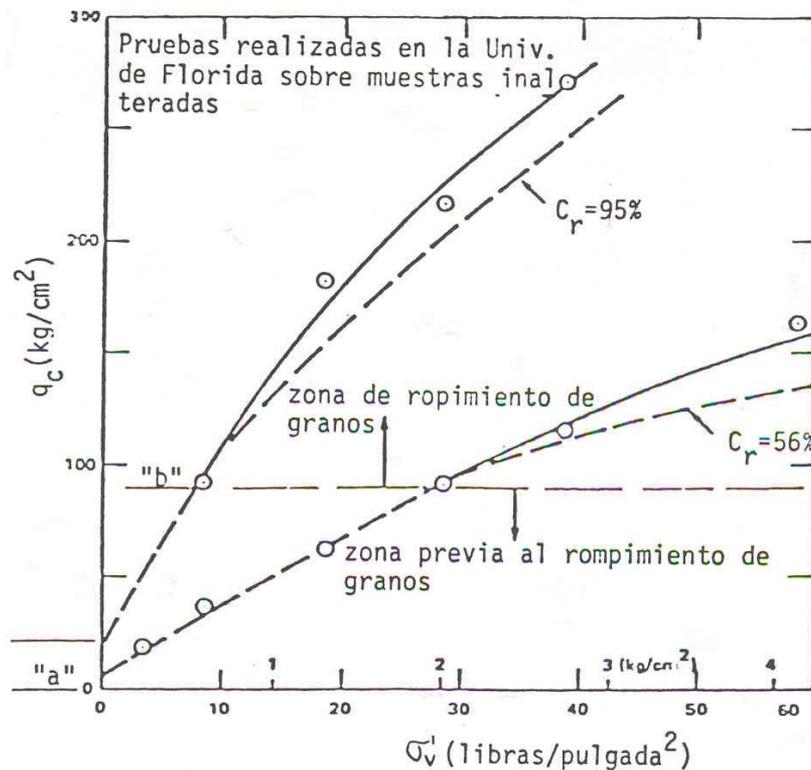


Figura II-74: Variación de la resistencia por punta ( $q_c$ ) con el esfuerzo vertical efectivo ( $\sigma'_v$ ) en pruebas de CPT sobre arena Edgar (Schmertman, 1978a).

#### II-7-4 Elección de una expresión empírica

Teniendo en cuenta lo expuesto hasta aquí, se puede concluir que toda correlación entre la resistencia a la licuación y la forma en que varía  $q_c$  con la profundidad, debe ser de carácter empírico y debería estar expresada por curvas ( $q_c$  en función de  $Z$ ) que respondan aproximadamente a expresiones como la de Schmertmann (1978-b):

$$q_c = 12.31 \cdot \sigma'_v{}^{0.71} \cdot \exp\left(\frac{2.91 \cdot C_r \%}{100}\right) \quad (\text{II-48-a})$$

$$\frac{q_c}{\sigma'_v} = 12.31 \cdot \sigma'_v{}^{-0.29} \cdot \exp\left(\frac{2.91 \cdot C_r \%}{100}\right) \quad (\text{II-48-b})$$

Además la misma es aplicable a arenas uniformes, limpias, compuestas por cuarzo principalmente, finas y saturadas, cuando son penetradas con cono estático eléctrico, tipo Fugro estándar, a una velocidad de 2 cm/seg. Si bien en esta ecuación no se tienen en cuenta los efectos del tamaño de la cámara, esto no constituye un factor importante en este caso debido a que en suelos arenosos de  $C_r$  media a suelta, que son los más susceptibles de licuarse, su influencia es muy pequeña. Asimismo, las condiciones de frontera empleadas para su determinación, intermedias entre las condiciones de esfuerzo constante y de volumen constante, se aproximan bastante bien a las condiciones promedio "in situ".

Es importante aclarar, también, que la expresión II-48-a, que aparece representada en la Figura II-75 (estimada a partir de los datos obtenidos ensayos experimentales, mostrados en las Tablas II-19 y II-20 del Anejo II), al igual que todas las de sus tipos obtenidas en cámaras de calibración, es aplicable solamente a arenas normalmente consolidadas, no cementadas y geológicamente recientes.

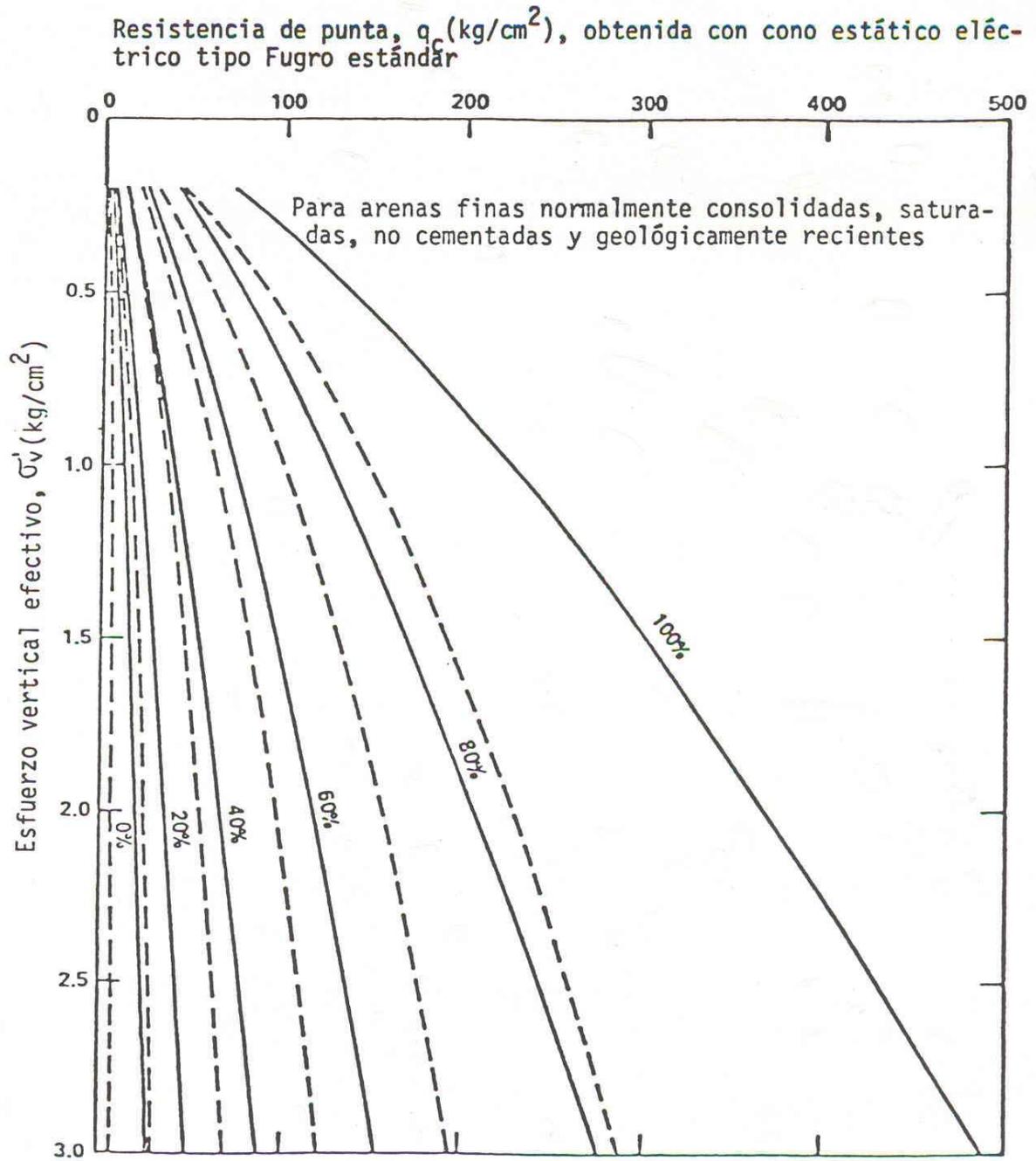


Figura II-75 Correlación entre  $q_c$ ,  $\sigma'_v$  y  $C_r$ , actualizada (—) y anterior (---) (Schmertman, 1978 a)

### II-7-5 Limitaciones de la expresión elegida

Al usar este tipo de correlaciones empíricas se deben tener presentes siempre sus limitaciones. Entre las principales figuran:

1. Que han sido establecidas con base en pruebas sobre muestras redepositadas en laboratorio, lo cual les da una estructura que no necesariamente responderá a la penetración con cono de la misma manera que un depósito natural de arena.
2. Que resulta difícil aplicarlas a depósitos pre-consolidados o cementados debido a:
  - Las dificultades inherentes a la medición de  $\sigma'_{ho}$  "in situ" y a la determinación de la historia de esfuerzos de un depósito natural de arena.
  - La imposibilidad de simular, en cámaras de calibración, procesos de cementación.
3. Que deben aplicarse con cautela a arenas con un contenido de finos significativo (porcentaje en peso que pasa por la malla N° 200 mayor que el 10 %), porque éste reduce su permeabilidad y se generarán, en consecuencia, presiones de poro positivas o negativas, según la compacidad del depósito. Por lo tanto, este tipo de suelos dará valores de  $q_c$  más bajos si están sueltos y más altos si están en estado denso, que los que se obtengan con la expresión II-48, para valores dados de  $\sigma'_v$  y de  $C_r$ . Como resulta difícil lograr especímenes de una misma densidad pero con diferentes contenidos de finos, se cuenta con muy pocos datos cuantitativos al respecto. Debido a esto, al tratar con este tipo de suelos se deberá usar el criterio y quizás alguna correlación local.
4. Que como en un mismo depósito de arena el tamaño de grano y el contenido de finos puede variar considerablemente y, adicionalmente, la composición mineralógica y la forma de grano puede diferir de un depósito a otro (y con ello la compresibilidad), los resultados que se obtengan con este tipo de correlaciones empíricas serán sólo de carácter aproximado.

5. Que como en cualquier correlación en la que interviene  $C_r$ , los métodos empleados para determinar los pesos volumétricos secos máximos, mínimos y de prueba, constituyen una importante fuente de error.

A pesar de las limitaciones señaladas, en depósitos normalmente consolidados formados, principalmente, por suelos granulares finos saturados que comprendan desde arenas cuarzosas muy finas hasta limos gruesos, no cementados y geológicamente recientes como los analizados, este tipo de correlaciones empíricas resulta muy valioso porque contribuye a entender la forma en que se produce la penetración con cono, así como la importancia relativa de los factores que intervienen en ella. De este modo se puede conocer, de manera aproximada, la forma en que varía  $q_c$  (y por lo tanto  $q_c/\sigma'_v$ ) con la profundidad, para diferentes compacidades relativas.

### II-7-6 El uso de $f_s$ con carácter de apoyo de la correlación elegida

La investigación realizada hasta el presente, ha permitido un mejor entendimiento del mecanismo de penetración con cono en suelos no cohesivos, particularmente con respecto al comportamiento de la carga por punta. No obstante esto, es notable la falta de investigación en lo que se refiere a la interpretación y significado de la fricción lateral.

El valor de  $f_s$ , usado directamente o indirectamente a través de la relación  $f_s/q_c$ , es fundamental juntamente con  $q_c$  para la determinación del perfil del suelo en profundidad a partir de los resultados de CPT. Sin embargo, en muchas ocasiones debe usarse con cuidado, especialmente si se ha obtenido con cono mecánico, por las razones señaladas en II-6-1-5.

Al igual que en el caso de  $q_c$ , observaciones de campo y experimentos de laboratorio sobre muestras de grandes dimensiones han mostrado que después de una cierta profundidad, conocida como crítica (también de entre 10 y 20 diámetros de penetrómetro, aproximadamente), las gráficas de  $f_s$  en función de la profundidad, en un depósito de arena homogéneo, se vuelven ahusadas y, en algunos casos, se aproximan a un valor constante (Figura II-76). Sin embargo, a pesar de que la mayoría de los autores coinciden en evaluar a  $f_s$ , por encima de la

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

profundidad crítica, con un enfoque teórico simplista similar al usado para analizar la resistencia al deslizamiento de un cuerpo rígido en contacto con el suelo, llegan a valores de  $f_s$  muy distintos. Esto se debe a diferencias en los valores del coeficiente de fricción entre el suelo y la superficie del penetrómetro, de los esfuerzos normales que actúan sobre ella y de la profundidad crítica que consideran.

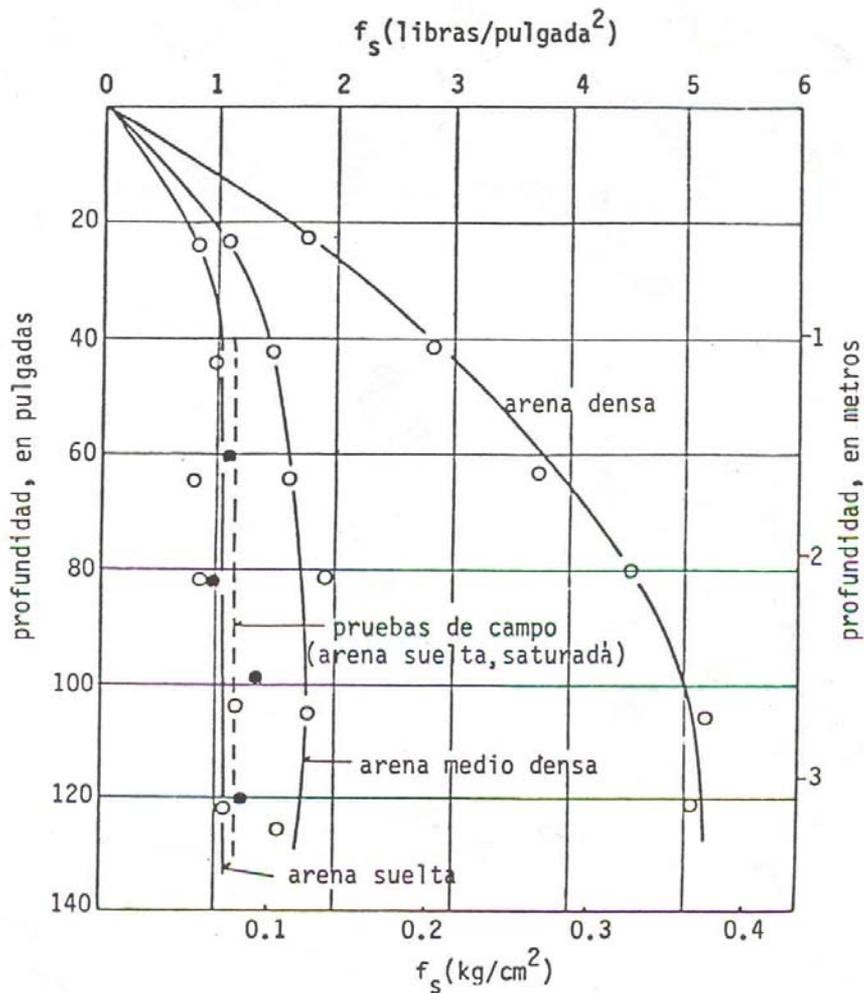


Figura II-76 Variación de la fricción lateral ( $f_s$ ) con la profundidad (Sanglerat, 1972).

De todo lo anterior se deduce que, en la actualidad, resulta mucho más difícil evaluar la forma en que influyen las características del penetrómetro y del depósito de suelo arenoso sobre el valor de  $f_s$  que sobre el valor de  $q_c$ . Debido a

ello,  $f_s$  sólo se debe usar con carácter de apoyo de la correlación (entre  $q_c$  y el potencial de licuación) citada en II-7.4.

### II-8 OBTENCION DE UNA CORRELACION ENTRE LOS RESULTADOS DE CPT Y EL POTENCIAL DE LICUACION

En los párrafos siguientes, se describe la metodología empleada para la obtención de una correlación entre los resultados del CPT y el potencial de licuación.

Para la determinación de esta correlación, se ha tomado como punto de partida los apartados anteriores y los trabajos realizados en 1995 por Armijo (apartado II-4-2-6), en los cuales se desarrolla una metodología para evaluar el potencial de licuación de suelos granulares finos, basado en la relación entre la resistencia por punta del CPT normalizada con respecto a la tensión efectiva vertical y la profundidad.

Se han analizados un número superior a 500 casos correspondientes a sismos de distintas magnitudes producidos en distintos lugares del mundo, encontrándose resumidos en cuatro bases de datos (Tablas II-13 al II-16, ver Anejo II). Estos casos pertenecen a artículos técnicos publicados entre 1995 y 2003, además de las bases de datos contenidas en los trabajos de Armijo (1995).

La tabla II-13 (Anejo II), corresponde a la base de datos del artículo “Liquefaction Resistance Using CPT and Field Case Histories” publicada en el “Journal of Geotechnical Engineering” por Timothy Stark y Scott Olson en diciembre de 1995.

La tabla II-14 (Anejo II), pertenece a la base de datos obtenida por Armijo (1995), de acuerdo a la investigación geotécnica realizada en el Valle de Mexicali (México) y el Valle Imperial (USA) en los años 1980 y 1981.

En la tabla II-15 (Anejo II), se recogen los datos correspondiente a la base de datos utilizada por Seed y otros (1983 y 1985), para determinar el potencial de licuación basado en el número de golpes de la prueba SPT. En esta tabla, los valores correspondientes al número de golpes de la prueba SPT han sido transformado a valores de resistencia por punta del CPT, mediante una relación

$q_c/N = 3.5$  (Schmertman, 1978-a; Martin y Douglas, 1981; Robertson y otros, 1983).

La tabla II-16 (Anejo II), corresponde a la base de datos publicada en el artículo "Simplified Cone Penetration Test-based Method for Evaluating Liquefaction Resistance of Soils", por Juang y otros en el "Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering", de diciembre del 2003.

Estos datos han sido clasificados según las aceleraciones máximas y la ocurrencia o no de licuación, dejándose fuera de este análisis aquellos suelos cuyo tamaño medio de partícula ( $D_{50}$ ) fuera superior a 0.20 mm (Tabla II-17 y II-18, Anejo II). Por tal motivo el método de predicción a establecer, será válido para arenas finas limosas y limos de baja plasticidad.

Para obtener una correlación entre el potencial de licuación y la resistencia a la penetración del CPT, se tomó como punto de partida la expresión II-48-b, la cual vincula el estado de esfuerzos efectivos in situ, a través del valor del esfuerzo efectivo vertical ( $\sigma'_v$ ) al cual se encuentra sometido los depósitos de suelos no cohesivos, normalmente consolidados, con la resistencia por punta del CPT y la densidad relativa o compacidad relativa.

La tensión vertical efectiva es función de la densidad aparente del terreno, la profundidad y la localización del nivel freático. La densidad aparente, a su vez, es directamente proporcional a la densidad relativa, por lo cual la variación de  $q_c$  con la profundidad quedaría en función de la tensión efectiva vertical.

Por este motivo se normalizaron los valores de  $q_c$  con respecto a  $\sigma'_v$  y se obtuvieron los diagramas  $q_c/\sigma'_v$  en función de la profundidad en metros. En ellos el término adimensional  $q_c/\sigma'_v$  tiene en cuenta, además de la resistencia a la penetración por punta, la profundidad del nivel freático (NF) del estrato de suelo considerado.

Al graficar los datos, se observó la existencia de un gran número de casos de no licuación, para valores pequeños de la relación  $q_c/\sigma'_v$  y un rango de aceleraciones entre 0.20 a 0.79 g. Esto se atribuyó a la existencia de estratos de suelo fino no

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

susceptible a licuarse, abarcando desde limos arcillosos hasta arcillas de alta plasticidad. Por lo general estos suelos presentan las siguientes características:

$$f_s/q_c > 2.5$$

$$IP > 10$$

$$LL > 35$$

De lo expuesto en el párrafo anterior se puede afirmar, que estos datos pueden emplearse para establecer límites, con los cuales se puedan separar los suelos finos no susceptibles a licuarse (comportamiento está gobernando por la plasticidad), de los suelos susceptibles a experimentar una pérdida total o parcial de su resistencia.

Por otro lado, también es bien sabido, que los estratos de suelos que presentan una compacidad relativa ( $C_r$ ) elevada (70% o mayor), difícilmente experimenten una pérdida total de su resistencia y probablemente no se licuarán. De ello se deduce, que los valores máximos de  $q_c/\sigma'_v$ , obtenidos en la base de datos, podrían usarse para definir unas curvas límites o rango de valores que separaran condiciones de licuación y de no licuación en suelos granulares finos, en función de la aceleración máxima en superficie.

De los párrafos anteriores, se puede concluir que en una gráfica  $q_c/\sigma'_v$  versus profundidad, los suelos susceptibles a licuarse, estarán comprendido entre dos límites. Un límite por la izquierda, a partir del cual el comportamiento del suelo está gobernado por la plasticidad y otro límite por la derecha, donde la compacidad relativa ( $C_r$ ) será el factor determinante.

Para la determinación de dichas curvas, se realizó un análisis basado en el estudio empírico realizado por Schmertman 1978-b (apartado II-7-4), donde se estudia y se analiza la variación de la resistencia por punta del CPT con la profundidad a partir de estudios en cámaras de calibración (explicado en los apartados II-7-4 y II-7-4).

En las Figuras II-77 a II-83, se muestran los valores de  $q_c/\sigma'_v$  en función de la profundidad para distintos rangos de aceleración. Estos datos, se clasificaron en

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

licuables y no licuables, de tal manera que sirvieran de información base para el establecimiento de las curvas límites comentadas e incluidas en dichas figuras.

La curva límite promedio por la izquierda propuesta, corresponde a la siguiente expresión:

$$q_c / \sigma'_v = 10.85 \cdot \sigma'_v^{-0.29} \quad (\text{II-49})$$

La curva límite promedio por la derecha, se ajusta a la siguiente expresión:

$$q_c / \sigma'_v = \alpha \cdot 120 \cdot \sigma'_v^{-0.29} \exp\left(\frac{a_{\max} - 0.5g}{g}\right) \quad (\text{II-50})$$

En donde:

$\alpha = 0.5$  para valores de  $a_{\max} < 0.20g$ .

$\alpha = 2 a_{\max}$ , para  $0.20 < a_{\max} < 0.50g$ .

$\alpha = 1$  para  $a_{\max} \geq 0.5g$ .

La aceleración máxima siempre expresada en función de g.

Según se puede observar en las Figuras II-81, II-82 y II-83, las curvas límites por la derecha, que separa los estados de licuación y no licuación se ajustan a una curva constante para un valor de  $a_{\max}$  igual a 0.5 g.

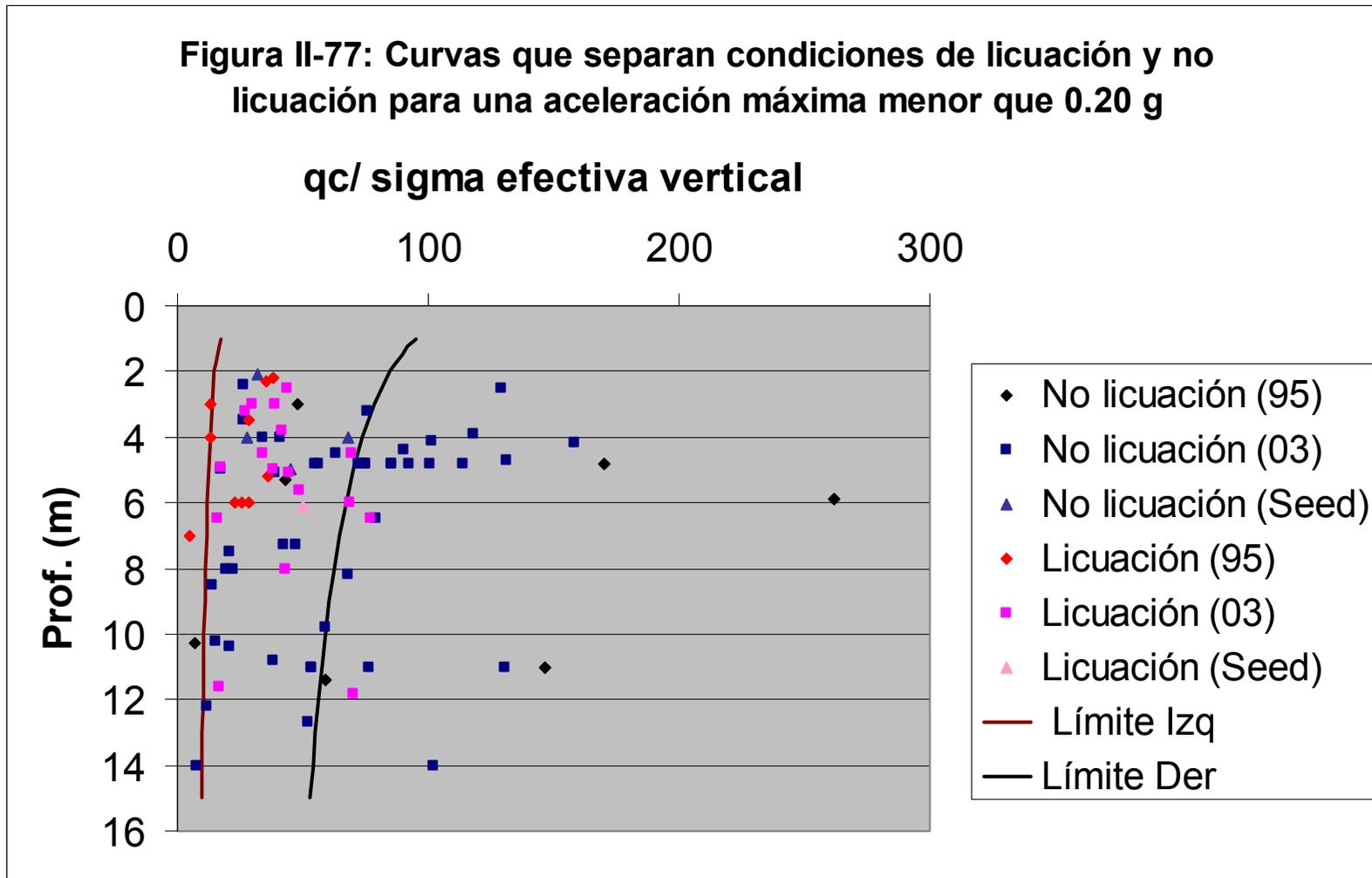
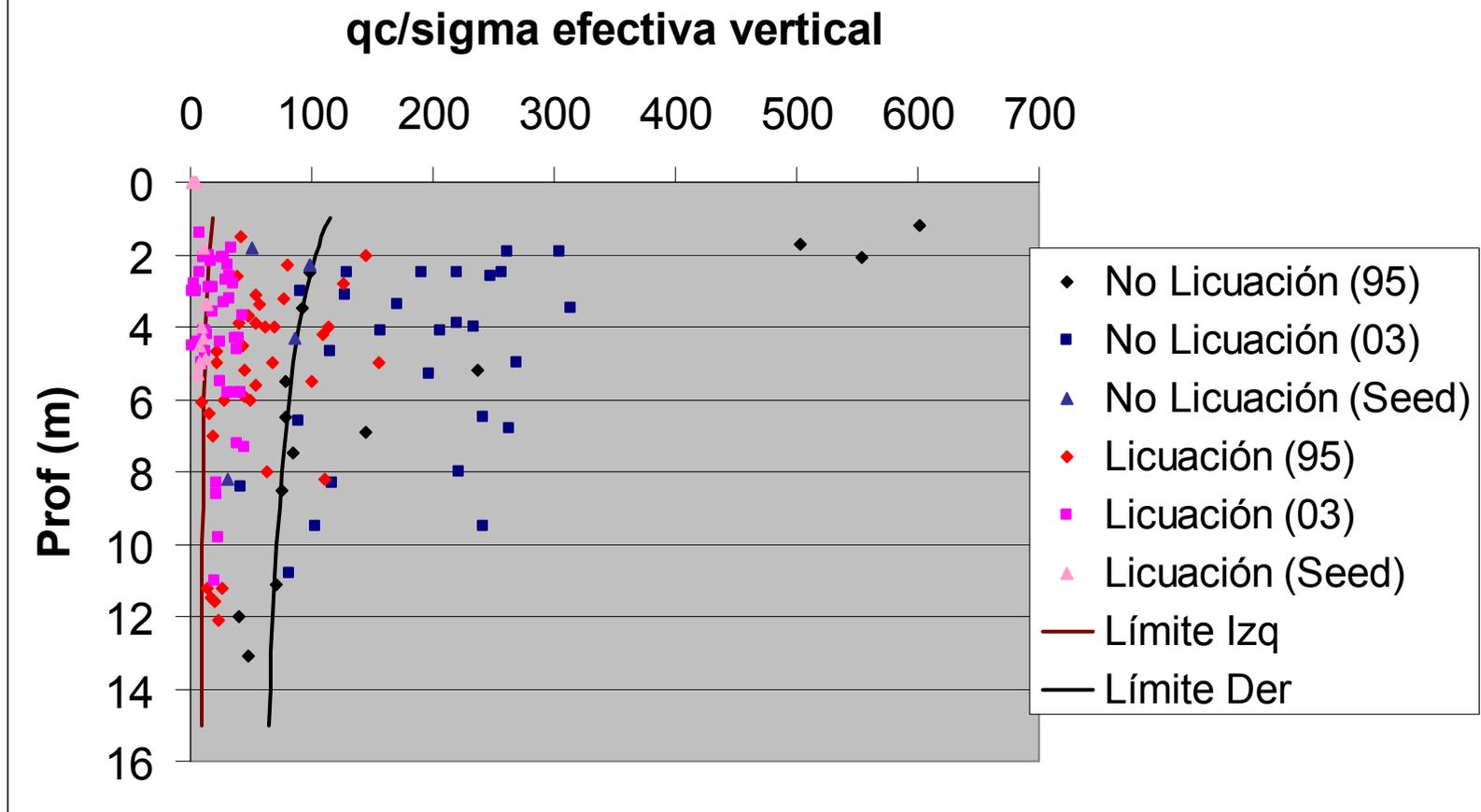
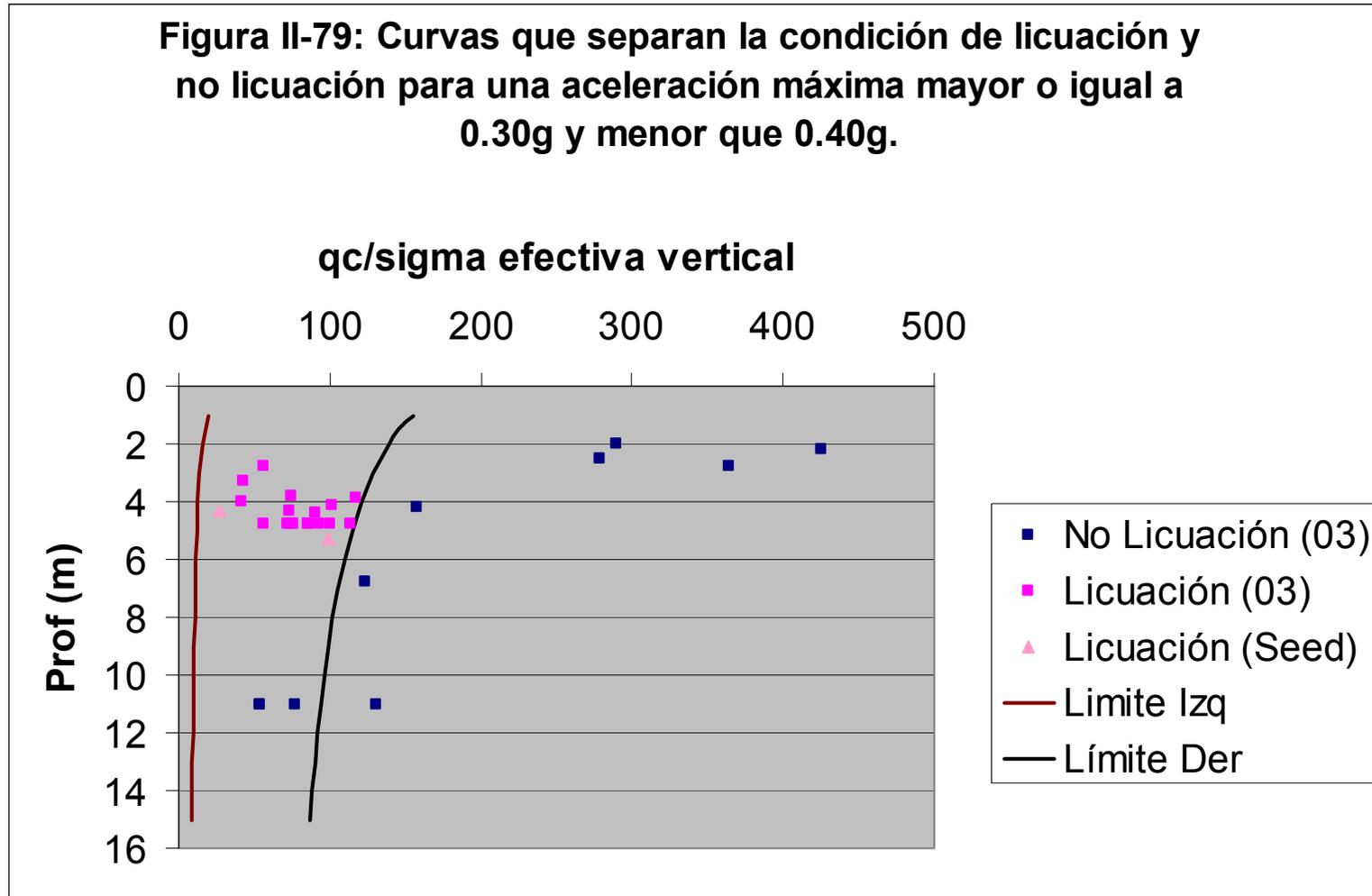


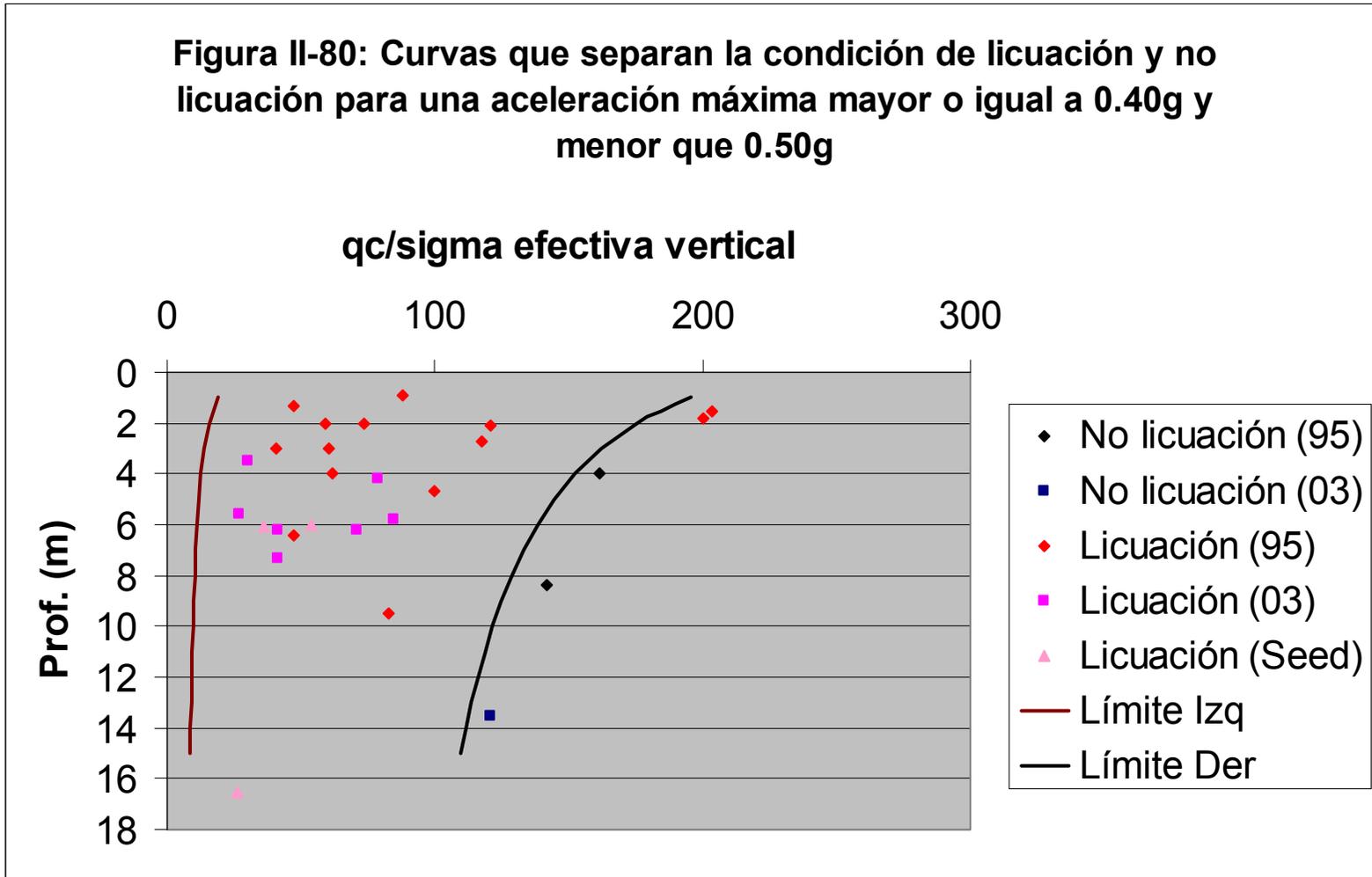
Figura II-78: Curvas que separan la condición de licuación y no licuación para una aceleración máxima mayor o igual a 0.20g y menor que 0.30g



**Figura II-79: Curvas que separan la condición de licuación y no licuación para una aceleración máxima mayor o igual a 0.30g y menor que 0.40g.**



**Figura II-80: Curvas que separan la condición de licuación y no licuación para una aceleración máxima mayor o igual a 0.40g y menor que 0.50g**



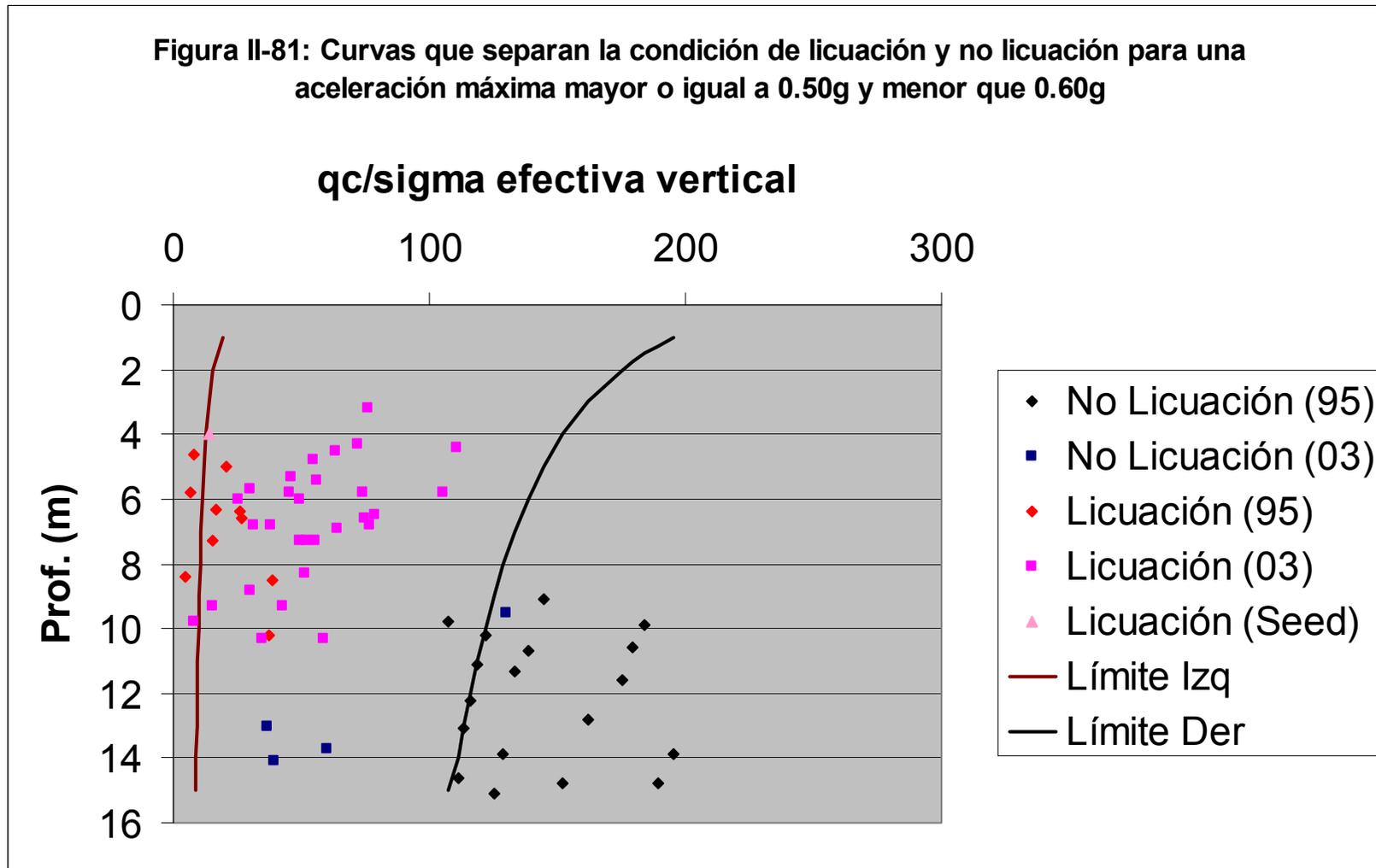


Figura II-82: Curvas que separan la condición de licuación y no licuación para una aceleración máxima mayor o igual a 0.60g y menor que 0.70g

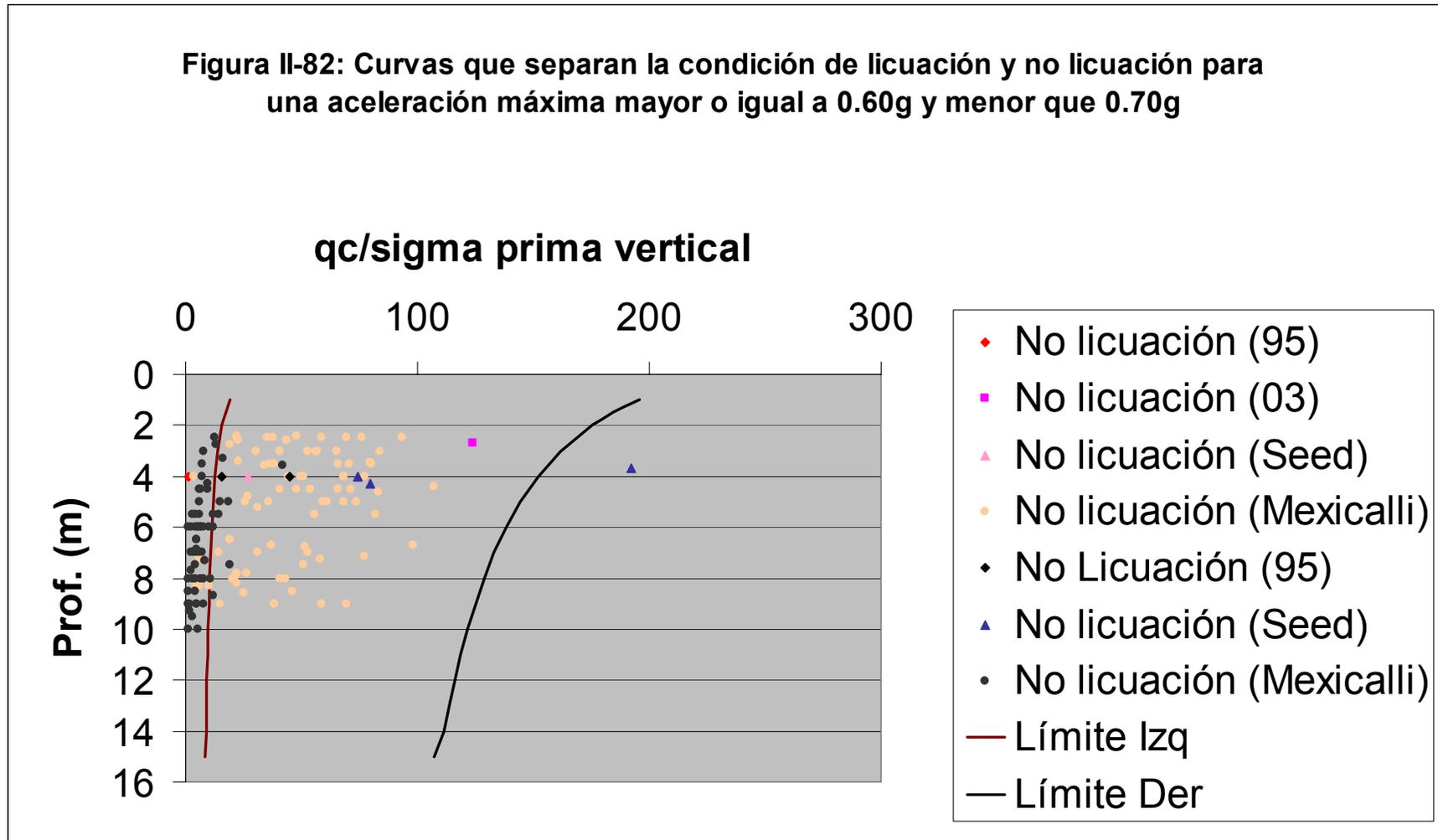
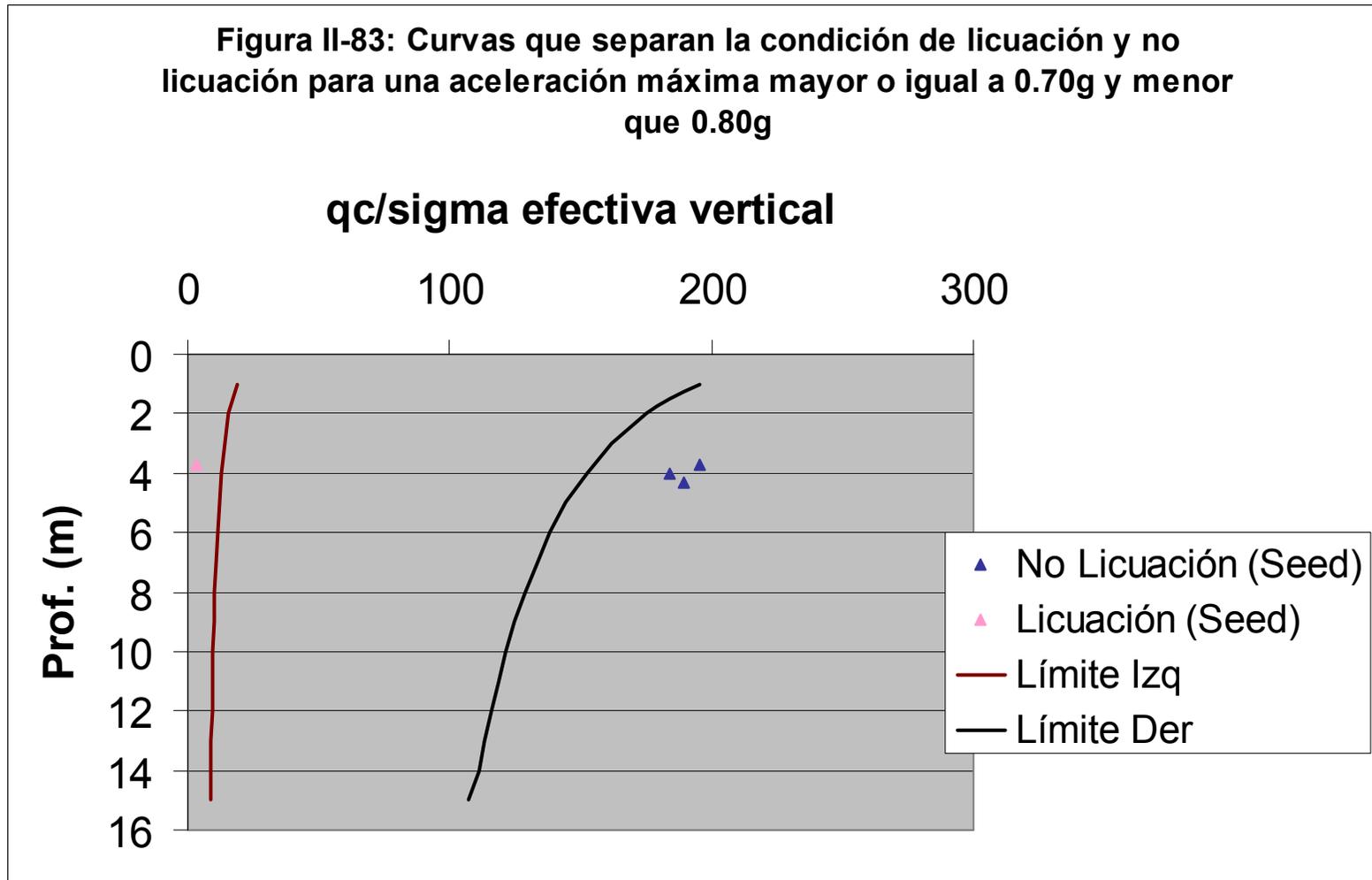


Figura II-83: Curvas que separan la condición de licuación y no licuación para una aceleración máxima mayor o igual a 0.70g y menor que 0.80g



### II-8-1 Condiciones y limitaciones de aplicación

Por ser un criterio de campo, una de las principales ventajas del método que aquí se propone radica en su simplicidad. Por el mismo motivo, debe tenerse presente que sólo será aplicable en condiciones similares a aquellas para las cuales fue obtenido.

De acuerdo con lo anterior, sólo se podrá evaluar con dicho método el potencial de licuación de depósitos normalmente consolidados, formados en los 15-20 m superiores, principalmente, por suelos saturados que comprendan desde arenas finas hasta limos de baja plasticidad, no cementados y geológicamente recientes. La base para esta evaluación serán los datos ( $q_c$  y  $f_s/q_c$ ) obtenidos en dichos depósitos a partir de pruebas de penetración con cono estático eléctrico (CPT), tipo Fugro estándar, hincado a una velocidad de 2 cm/seg.

Por otra parte, las curvas límite por izquierda y por derecha (Figuras II-77 a II-83 respectivamente) y el valor límite de  $f_s/q_c$  igual a 2,5 %, en los cuales está basado, no son definitivos y podrán mejorarse a medida que se vayan analizando más datos correspondientes a sitios que se licuaron y que no se licuaron bajo la acción de sismos diferentes.

Para los casos en que la aceleración máxima, sea igual o superior a 0.5g, se tomará como curva límite por la derecha, la correspondiente a este valor. Esta afirmación está corroborada en las Figuras II-77 a II-83.

Teniendo en cuenta lo expresado en este punto y en los apartados anteriores, puede decirse que a través de pruebas CPT se puede medir la resistencia a la penetración de un depósito de suelo en forma continua y repetible, para después, por medio del método propuesto en este trabajo, hacer una evaluación del potencial de licuación del mismo e identificar áreas potencialmente críticas. En dichas áreas puede ser requerida una determinación más detallada que incluya pruebas CPT adicionales y toma de muestras alteradas, hechas con el tomamuestras de tubo partido del SPT o con barreno helicoidal.

Con el objetivo de tomar en cuenta el efecto de alguna edificación o sobrecarga en la superficie del terreno, la ecuación que define la curva límite por la derecha

deberá ser multiplicada por los factores de corrección  $K_\alpha$  y  $K_\sigma$ , comentado en los apartados II-5-1 y II-5-II. Así mismo, la resistencia por punta del cono deberá ser corregida por el factor  $K_H$  (apartado II-4-3-6), en aquellos casos en que un estrato delgado de arena se encuentra localizado entre dos estratos blandos de mayor espesor.

### II-8-2 RECAPITULACIÓN

Los ensayos de penetración con cono han atraído recientemente, considerable atención como un medio para el estudio del potencial de licuación de un emplazamiento.

A pesar de que los casos en que se fundamentan las correlaciones existentes basadas en CPT, son mucho menores que las basadas en SPT, el CPT presentan ventajas frente a ésta y otras técnicas de reconocimientos, como bajo costo, alta eficiencia, continuidad de los registros en profundidad y pocas incertidumbres debido al equipo y los operadores.

A partir del análisis efectuado en este apartado, puede afirmarse que, para el estudio y la evaluación del potencial de licuación de un suelo, es más conveniente el uso de cono estático eléctrico, tipo Fugro estándar.

En este apartado se presentó un nuevo método de predicción del potencial de licuación, el cual se sustenta en una base de datos con más de 500 CPTS documentados en distintos lugares del mundo.

Este método de predicción, establece unas curvas límite por la izquierda y por la derecha que vinculan la resistencia por punta del CPT y tensión efectiva vertical, definiendo el rango de susceptibilidad a la licuación. La curva límite por la izquierda, se ha definido a partir de los casos de no licuación en suelos cuyo comportamiento ha estado gobernado con la fracción fina de los mismos, siendo esta siempre constante. La curva límite por la derecha es variable, debido a que es función de las aceleraciones máximas registradas en la superficie del terreno, hasta un límites de 0.5g, a partir de cuyo valor la curva será constante.

## CAPITULO II- LICUACIÓN DE SUELOS

En este método, la relación de fricción ( $f_s/q_c$ ) se utilizará con carácter de apoyo a las curvas límite señaladas anteriormente. Cuando este valor supere el 2.5% el suelo no será susceptible a licuar.

Con este método solo se podrá hacer una evaluación del potencial de licuación de depósitos normalmente consolidados, formados principalmente por suelos saturados que comprendan desde arenas finas hasta limos de baja plasticidad, no cementados, geológicamente recientes, tomando en cuenta el efecto de alguna edificación o sobrecarga en la superficie del terreno e identificar en ellos áreas potencialmente críticas, en las cuales puede ser requerida una determinación más detallada que incluya pruebas CPT y toma de muestras adicionales.

Las curvas límite por izquierda y por derecha y el valor límite del factor  $f_s/q_c$ , en los cuales está basado el método propuesto, no son definitivos y podrán ser mejorados a medida que se vaya realimentando este método con nueva información.

## **CAPITULO III**

# **METODOS DE MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE LICUABLES**



### **III INTRODUCCIÓN**

Cuando los métodos de evaluación del potencial de licuación, analizados en el Capítulo II, indiquen que se puede producir licuación o que los márgenes de seguridad no son los adecuados, deberán tomarse medidas para prevenir la ocurrencia de este fenómeno y por ende, evitar sus consecuencias.

Las medidas que pueden aplicarse, en forma aisladas o combinada, para impedir la ocurrencia de este fenómeno, consiste en excavar y reemplazar las capas o estratos peligrosos, aumentar la densidad relativa y reforzar el terreno, facilitar la disipación de los incrementos de presiones intersticiales generadas en el terreno, entre otras.

Así mismo, las medidas para afrontar las consecuencias de la licuación, comprenden el refuerzo de las estructuras o el uso de cimentaciones profundas que sobrepasen las capas potencialmente licuables, considerando la hipótesis de ausencia de restricciones en los tramos que coincidan con el o los estratos licuables y otras consecuencias.

De acuerdo con la experiencia, en la mayor parte de los casos resulta conveniente adoptar medidas del primer tipo y dentro de ellas, las que se basan en densificar y/o reforzar el terreno, debido a que las tareas de excavación son muy complicadas y muchas veces imposibles, sobre todo cuando se realizan bajo el nivel freático o bajo la cimentación de alguna edificación.

### **III-1 METODOS DE MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE LICUABLES**

Los métodos para mejorar los terrenos potencialmente licuables se pueden dividir en dos grandes grupos:

- 1- Los métodos aplicables a obras nuevas, es decir, métodos que se llevan a cabo antes de la ejecución de un determinado proyecto.
- 2- Los métodos aplicables a obras existentes, con los cuales se modifica las condiciones existentes del terreno, en la estructura o en su cimentación (existen métodos de mejora englobados dentro de este grupo que podría ser también aplicable al grupo de métodos señalado en el punto anterior).

Tomando en cuenta estos dos grandes grupos y de acuerdo a lo expresado en la introducción de este capítulo, las medidas para mitigar la ocurrencia de licuación pueden ser clasificadas en dos categorías:

- 1- Medidas orientadas a prevenir la ocurrencia del fenómeno de la licuación.
- 2- Medidas orientadas a contrarrestar las consecuencias provocadas por dicho fenómeno.

La prevención de la licuación se puede lograr mediante una modificación de las características y condiciones existentes en el terreno, un incremento en la resistencia al corte cíclico no drenado, en la disipación de las presiones intersticiales o una disminución en las deformaciones tangenciales.

La resistencia frente a la licuación, de un determinado terreno, es mayor cuando existe:

- 1- Una densidad alta del terreno.

## **CAPITULO III- METODO DE MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE LICUABLES**

- 2- Una distribución granulométrica adecuada.
- 3- Estabilidad en la estructura interna del terreno.
- 4- Grado de saturación bajo.

Además, la licuación no es probable que ocurra cuando exista:

- 5- Una Inmediata disipación del exceso de presión intersticial.
- 6- Un impedimento a la propagación del exceso de presión intersticial desde las zonas licuadas a las no licuadas.
- 7- Reducción de la relación cíclica de esfuerzos ( $\tau_{prom}/\sigma'_v$ ), mediante el incremento de  $\sigma'_v$ .
- 8- Pequeñas deformaciones tangenciales durante acción sísmica.

Las medidas orientadas a contrarrestar las consecuencias provocadas por la licuación, tienen como objetivo permitir que una determinada obra pueda mantener su operatividad a pesar de las deformaciones sufridas a causa de la licuación. Los efectos en una obra específica y su apropiado método de refuerzo variarán en función del tipo de estructura.

En otros casos, en vez de reforzar conviene flexibilizar las estructuras, de tal manera que se puedan deformar de acuerdo a los movimientos producidos, pudiendo ser una solución para reducir los daños en estructuras enterradas.

### **III-2 METODOS ORIENTADOS A OBRAS NUEVAS**

#### **III-2-1 Vibroflotación**

Consiste en un método de mejora basado en la densificación del terreno, en la cual un vibrador es introducido al terreno, penetrando hasta la profundidad requerida, por peso propio y las vibraciones, y de ser necesario, es ayudado por agua a presión lanzada por la punta (Figura III-1). Las vibraciones

### *CAPITULO III- METODO DE MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE LICUABLES*

producidas por el aparato se transmiten al suelo provocando un movimiento vibratorio, principalmente horizontal, de frecuencia igual a la del vibrador y de amplitud variable con la potencia y distancia del mismo.

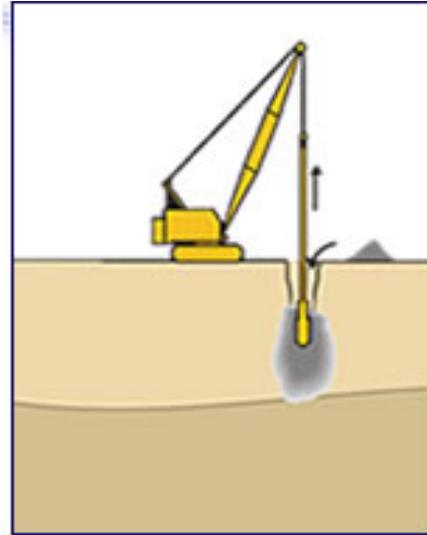


Figura III-1 Vibroflotación

Durante la aplicación de la vibroflotación, en suelos granulares no cohesivos, las vibraciones anulan o disminuyen temporalmente las fuerzas entre partículas, y la gravedad produce un reordenamiento de las mismas a una estructura más densa (Figura III-2). Debido a esto, la licuefacción del suelo (arenas limpias) es total hasta una distancia de 30 a 55 cm del vibrador, y a causa del amortiguamiento, disminuye hasta hacerse prácticamente nula a 2.5 m, aproximadamente.

El vibrador se encuentra alojado en un tubo de 30 a 40 cm de diámetro, el cual cuelga de una grúa. Este vibrador funciona mediante un motor excéntrico que rota a altas revoluciones por minuto, el cual está accionado eléctrica o hidráulicamente. Se suelen alcanzar amplitudes desde 5 a 40 mm y frecuencias de 1800 a 3000 revoluciones por minuto. Suplementariamente a la vibración, su efecto se refuerza mediante aletas en la punta y la inyección de agua con alto caudal (hasta 30 litros por segundo) y una presión máxima de 10 bares.

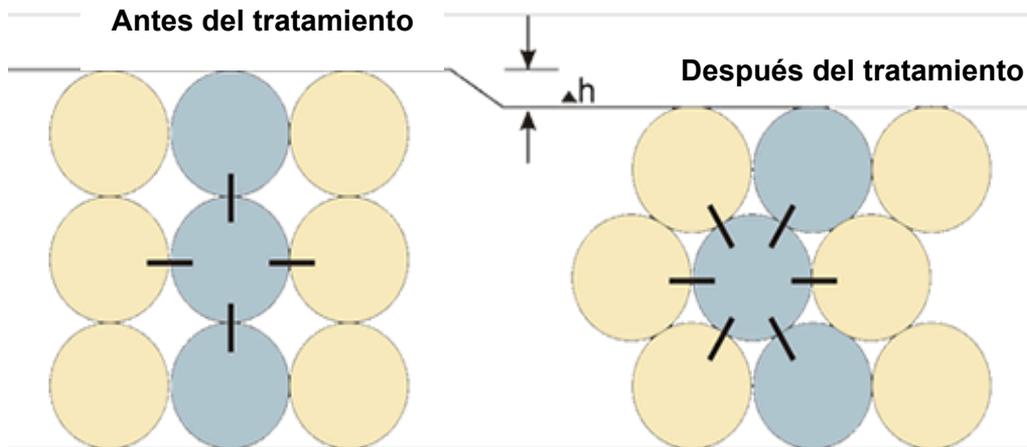


Figura III-2 Cambios en la estructura del terreno antes y después del tratamiento ( $\Delta h$  es el asiento producido).

Esta técnica se aplica en los vértices de una malla, habitualmente triangular, con una separación entre ellos que depende de las características iniciales del suelo y la mejora que se pretende conseguir, para lo cual en proyecto se fijan los criterios básicos de asientos admisibles y capacidad portante necesaria.

La compactación suele producir la formación de un embudo en la superficie del terreno, que se rellena con material procedente del propio terreno o de aportación externa (Figura III-3). Como resultado, se forma una masa de terreno compactado, de forma sensiblemente cilíndrica.

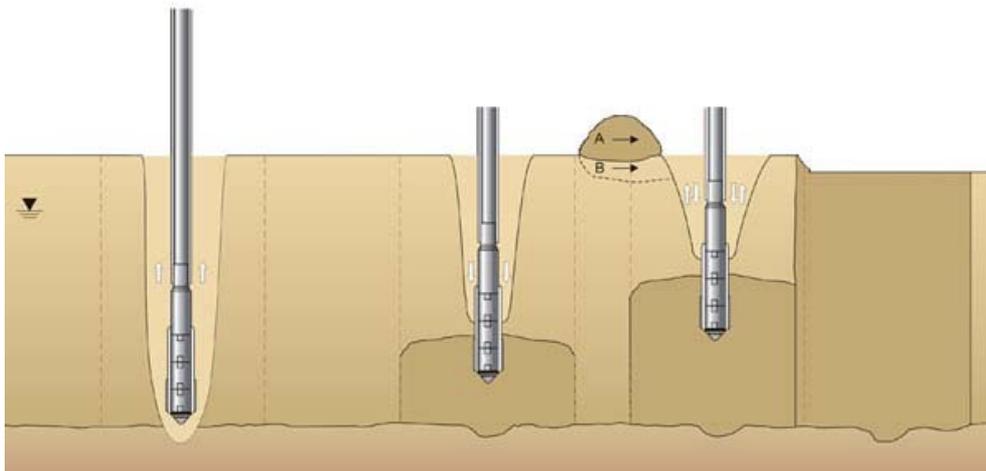


Figura III-3 Esquema ejecución de la vibroflotación.

## CAPITULO III- METODO DE MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE LICUABLES

Este tratamiento es efectivo para suelos con un contenido de finos inferior al 10 - 15% (Figura III-4) y la profundidad del tratamiento puede llegar a ser hasta 20 m.

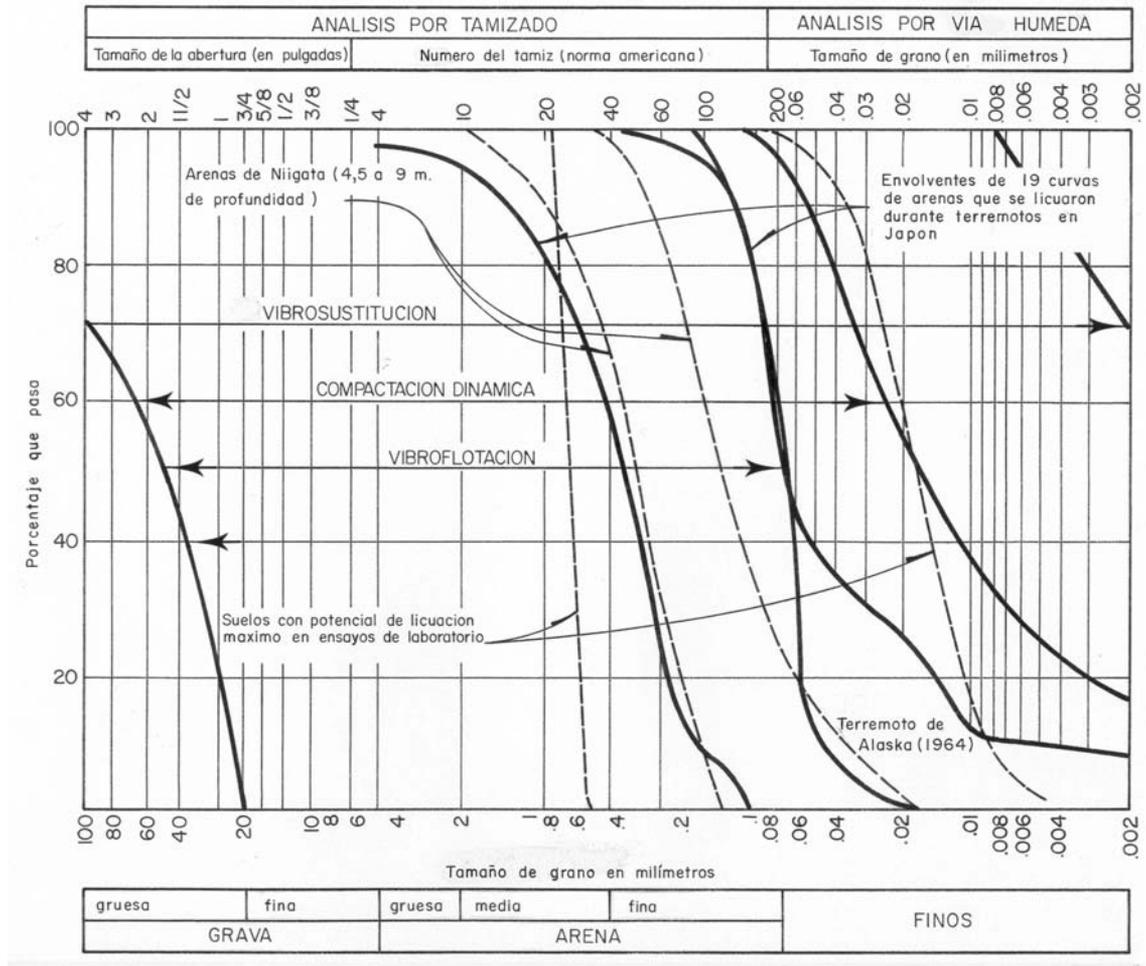


Figura III-4 Rangos granulométricos de aplicación de la vibroflotación, vibrosustitución y la compactación dinámica

Con este tipo de técnica se pueden lograr mejoras en depósitos granulares sueltos del orden de:

- El módulo de deformación se puede incrementar entre 2 y 5 veces el modulo antes del tratamiento.
- El ángulo de rozamiento interno se incrementa entre 5° y 10°.

- No obstante se puede producir una reducción en la permeabilidad de un orden de magnitud.

### **III-2-2 Vibrosustitución**

La vibrosustitución es un método de mejora mediante densificación y refuerzo del terreno, con un proceso constructivo similar al de la vibroflotación. A diferencia del caso anterior, como los suelos cohesivos limo-arcillosos y los suelos arenolimosos o arenoarcillosos con un contenido de finos superior al 15% no responden a la vibración, la vibrosustitución recurre a la construcción de columnas de grava o arena para mejorarlos (Figura III-5), dando lugar a una verdadera sustitución en los puntos de tratamiento (Figura III-6).

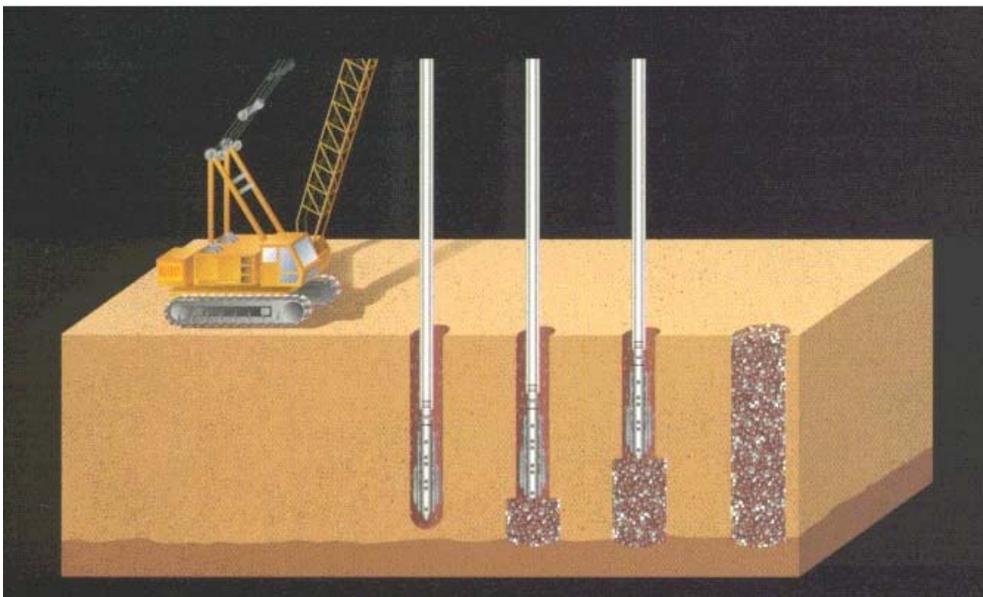


Figura III-5 Tratamiento con vibrosustitución.

En este caso, el vibrador penetra hasta la profundidad prevista y el hueco resultante se rellena de material granular sin finos, compactado; el proceso puede ser “húmedo” con chorros de agua que eliminan los finos, o “seco” con la ayuda de aire comprimido, y en ambos casos la alimentación del material

## CAPITULO III- METODO DE MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE LICUABLES

aportado puede ser desde superficie o por el fondo. El esquema de ejecución de este tipo de tratamiento y sus pasos de ejecución se describen en las Figuras III-6 y III-7.

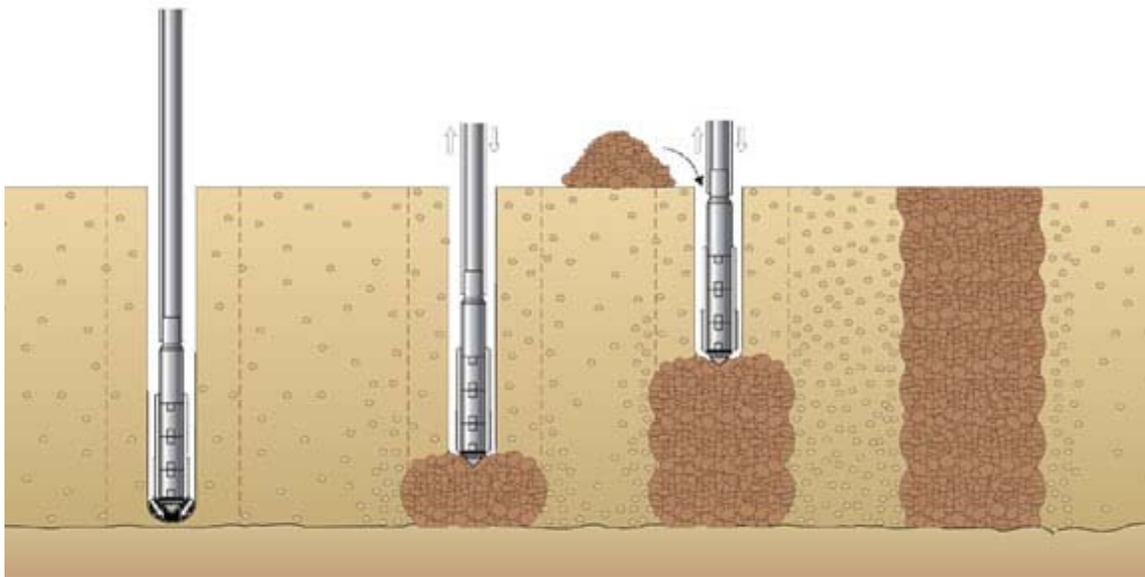


Figura III-6 Esquema tratamiento con vibrosustitución.

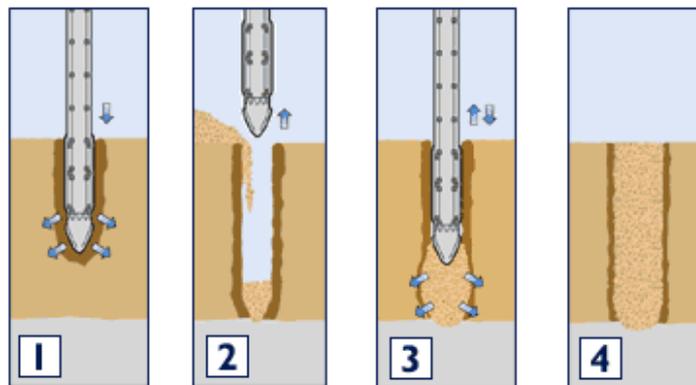


Figura III-7 Pasos de ejecución de una columna de material granular. 1) Penetración del vibrador por peso propio, las vibraciones y algunos casos ayudado por una lanza de agua o aire. 2) Alimentación del material granular. 3) Compactación mediante vibración del material granular, levantando y re-introduciendo el vibrador. 4) Ejecución de la columna completa.

## **CAPITULO III- METODO DE MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE LICUABLES**

Este método tiene la ventaja, que además de densificar y reforzar el terreno, mejora las condiciones de drenaje del terreno. Al igual que el caso de la vibroflotación, la técnica se aplica en los vértices de una malla, habitualmente triangular, con una separación entre ellos que depende de las características iniciales del suelo y de la mejora que se pretende conseguir.

La profundidad del tratamiento que se puede alcanzar con este método es de hasta 30 m, sin embargo no existiría riesgo de licuación por debajo de los 20m de profundidad.

### **III-2-3 Compactación dinámica clásica (CDC)**

Es un método en el que la mejora del terreno se logra mediante la densificación provocada por la aplicación repetida, en puntos convenientemente espaciados de la superficie del mismo, de impactos de gran energía (Fotos III-1 y III-2).



Foto III-1 Compactación dinámica clásica.



Foto III-2 Cráteres producidos en la aplicación de la compactación dinámica clásica.

En esta técnica, grandes pesos (10 a 20 ton) al caer desde alturas elevadas (15 a 30 m), compactan el terreno hasta que después de un cierto número de impactos, no se obtiene ninguna disminución de volumen, pues la elevación de la presión intersticial hace que el suelo se comporte como un líquido (se produce licuación). Se detiene el trabajo hasta la disipación del exceso de presión intersticial, y a continuación, se efectúa una nueva pasada (Figura III-8).

Se comprende que cuanto mayor sea la permeabilidad del terreno tratado, menores serán la elevación de la presión intersticial provocada por los impactos y el periodo necesario para su disipación. La capacidad portante del terreno que es prácticamente nula en el momento del hidrofRACTURACIÓN y licuefacción, aumenta hasta valores superiores a los existentes antes del golpeo, a medida que desaparece el exceso de presión intersticial y se gana resistencia.

### CAPITULO III- METODO DE MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE LICUABLES

La densificación se produce por el cizallamiento alternado que origina en el terreno las ondas de corte generadas por los impactos. Se trata de una vibración libre que se propaga radialmente desde la superficie hacia el interior, y que rápidamente se amortigua tras algunas oscilaciones.

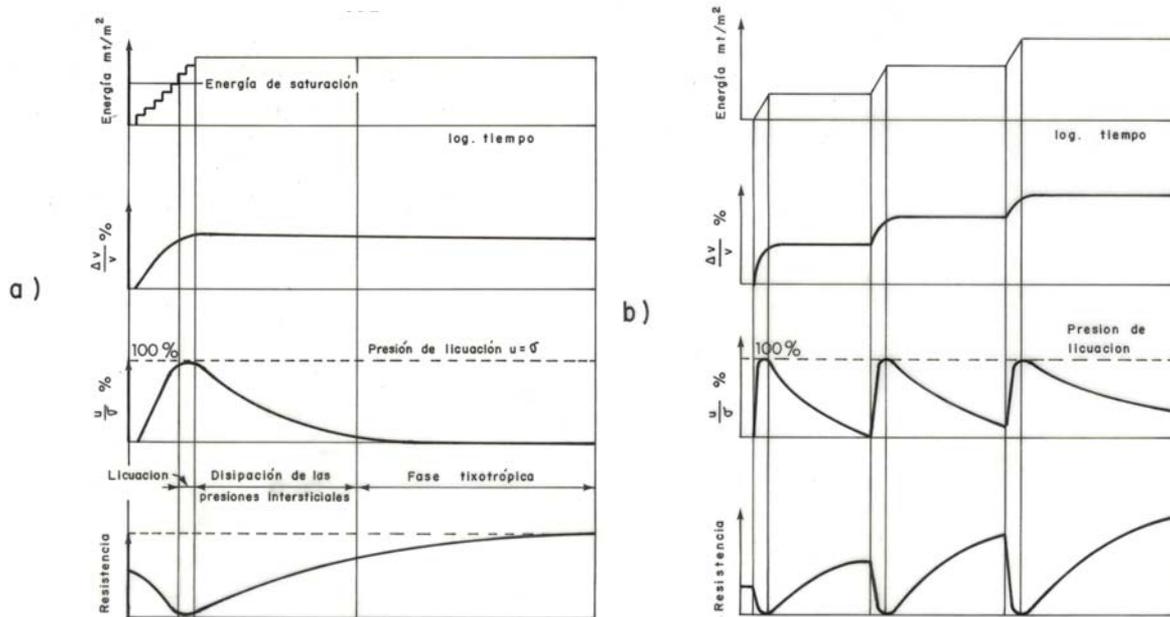


Figura III-8 Evolución de la energía, la variación de volumen, la presión intersticial y la resistencia del terreno durante la compactación dinámica: a) en una fase, b) en varias fases. (Armijo, 1995).

Antes de comenzar el tratamiento, es importante prever aproximadamente la mejora del terreno que se puede conseguir y en función de ella, definir el programa de ejecución en aspectos tales como: asiento instantáneo, energía de saturación por fases, número de fases, separación entre los puntos de impacto y energía, y número de impactos por puntos en cada fase, períodos de disipación de presiones intersticiales, energía total etc. El programa de ejecución definitivo se establece tras comprobar el inicial en las pruebas de comienzo de obra.

La profundidad máxima que puede alcanzarse y el grado de mejora del terreno

### *CAPITULO III- METODO DE MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE LICUABLES*

que puede obtenerse son aspectos fundamentales, que junto con el tipo de suelo, gobiernan el diseño de un tratamiento con compactación dinámica.

El programa de golpes es otro aspecto importante. La primera pasada ha de ejecutarse con los puntos de caídas ampliamente separados y con impactos de gran energía, a fin de mejorar los niveles más profundos del tramo a tratar; las pasadas siguientes con impactos más cercanos y de menor energía, compactan las capas más superficiales. En todo caso el metro inicial requiere un tratamiento posterior complementario (compactación por medios convencionales).

En suelos semisaturados o saturados cuyo contenido de finos (CF) sean mayores a un 15 a 20% la compactación dinámica pierde su eficacia (Figura III-4) y su proceso de ejecución se vuelve lento, porque las fases previstas para aplicar la energía específica de proyecto deben dividirse en pasadas con tiempos de espera variables, dependiendo del contenido de finos y de las características de éstos.

En función de los datos obtenidos en seis casos reales (Armijo, 1995) y de los estudios de Mayne y otros (1984), la profundidad de influencia (D) de la compactación dinámica clásica (CDC) vendría dada, aproximadamente, por la siguiente fórmula:

$$D = n \sqrt{W \cdot H} \quad (III - 1)$$

En la cual W es el peso en toneladas de la masa que se deja caer, H es la altura de caída en metros y n es un coeficiente que varía entre 0.6 (gravas y arenas limpias) y 0,35 (arenas limosas y limos con  $IP \leq 10 \%$ ), aproximadamente. Teniendo en cuenta lo anterior y las capacidades máximas de las grúas normalmente disponibles ( $H \leq 30$  m,  $W \leq 20$  t), se puede concluir que para la CDC las D máximas varían entre 7 y 12 m, aproximadamente.

### **III-2-4 Compactación rápida por impactos o compactación dinámica rápida (CDR)**

La compactación dinámica rápida (CDR) es una nueva técnica de mejora del terreno nueva, análoga a la compactación dinámica clásica (CDC). En ambas técnicas la mejora del terreno se logra mediante la densificación provocada por la aplicación repetida, en puntos convenientemente espaciados de la superficie del mismo, de impactos de gran energía (Foto III-3).

En la CDR se utiliza una pesa de 7 t la cual se levanta con un sistema hidráulico hasta una altura de 1.2 m y a continuación se deja caer sobre una zapata de acero especialmente diseñada, de 1.5 m de diámetro, con una frecuencia de hasta 50 golpes por minuto (Foto III-3). Normalmente, en cada fase se aplican unos 40 a 60 golpes en cada uno de los puntos de compactación (Foto III-4), los cuales se distribuyen según mallas triangulares o cuadradas, de 1.5 a 2 m de lado (Figura III-9).



Foto III-3 Compactación dinámica rápida.



Foto III-4 Detalle de la zapata que recibe los impactos en la CDR.

En general se realizan dos o más fases, con los puntos de compactación desfasados entre sí, hasta alcanzar la energía por unidad de superficie o energía específica de diseño ( $E_e$ ).

Al igual que en la CDC, para alcanzar la  $E_e$  de diseño se realizan dos o más fases. La primera fase debe ejecutarse con los puntos de caída ampliamente separados, según mallas cuadradas de 4 a 6 m de lado, y con impactos de gran energía, a fin de mejorar los niveles más profundos del tramo a tratar. Las fases siguientes deben hacerse con impactos más cercanos, según mallas cuadradas de 2 a 3 m de lado, y de menor energía, con el objeto de compactar las capas más superficiales. En ambas técnicas debe realizarse una regularización del terreno al final de cada fase y una compactación por medios

### CAPITULO III- METODO DE MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE LICUABLES

convencionales del metro o medio metro superior, al finalizar la última fase, según se trate de una CDC o CDR, respectivamente.

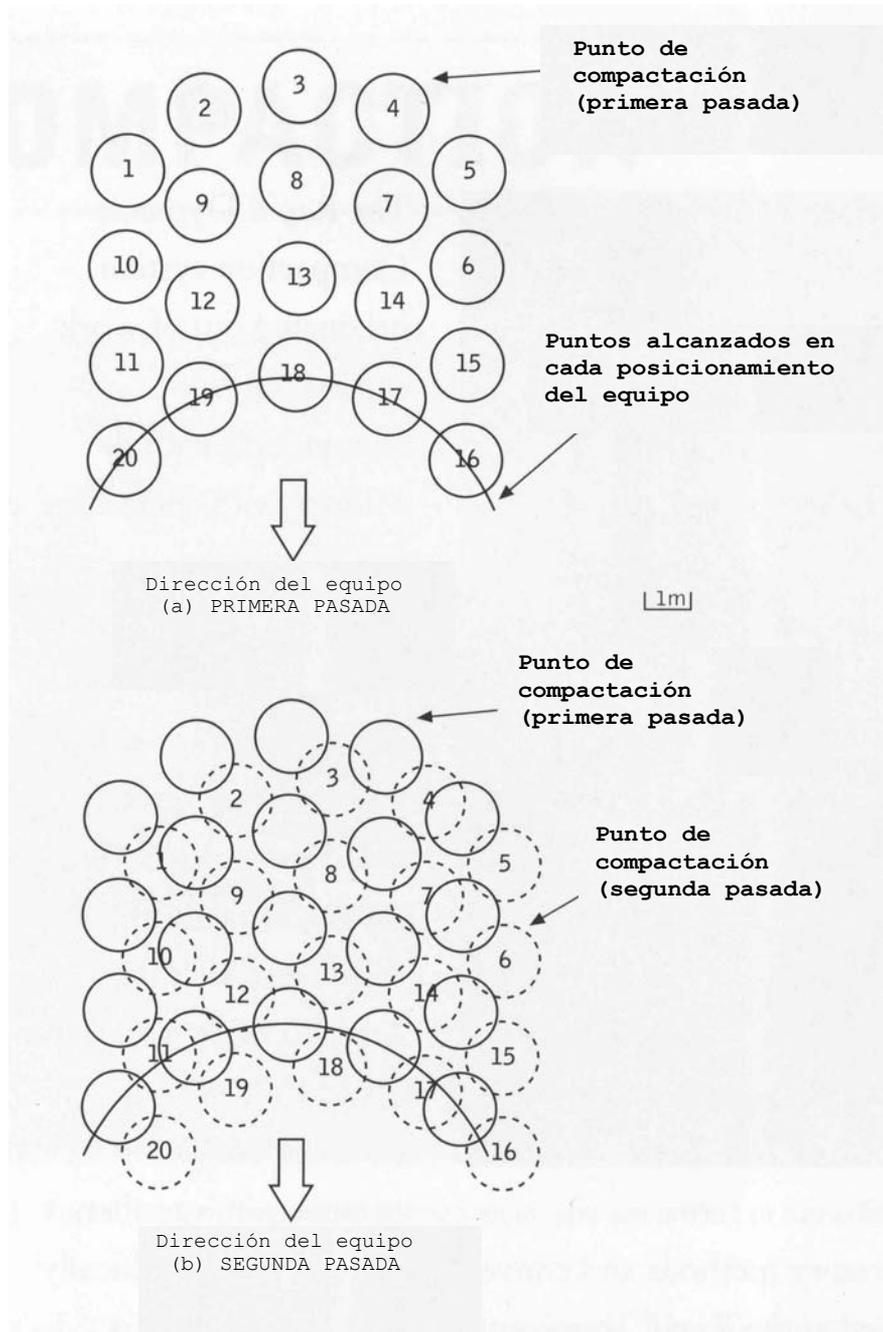


Figura III-9 Distribución de puntos de compactación habitual en la CDR.

El mecanismo de densificación con este tipo de técnica, es similar al de la compactación dinámica convencional, el cual se encuentra descrito en el punto anterior.

Al igual que la compactación dinámica, su aplicación pierde eficacia cuando el contenido de finos es superior a un 15 – 20%.

Las profundidades máximas alcanzadas con este tipo de tratamiento varían entre 3 y 5 m, dependiendo de las características del terreno.

Debido a la menor energía de golpeo que utiliza, la CDR produce un impacto medioambiental, en términos de ruido y de vibraciones, bastante inferior al de la CDC. Esto genera menos molestias a las personas y permite realizar trabajos de compactación más próximos a estructuras existentes, sin correr el riesgo de afectarlas.

### **III-2-5 Deep Mixing**

El Deep Mixing es una técnica de mejora del terreno, en la cual el suelo es mezclado mecánicamente con algún tipo de aditivo químico (agente estabilizante) que reacciona con el terreno (Figura III-10 y III-11). El objetivo del Deep Mixing es mejorar las características del terreno (incrementar la resistencia y reducir la deformabilidad).

Este método de mejora estabiliza las partículas que forman el suelo, permaneciendo el esqueleto del terreno estable al ser sometido a las fuerzas sísmicas externas, lo cual evitará la ocurrencia de un incremento en la presión intersticial y de esta manera impidiendo la ocurrencia de licuación. Por otro lado, este tratamiento confiere al terreno una cohesión (entre 0.05 y 2.5 Mpa), que en muchos casos es capaz de resistir, por si sola, las acciones sísmicas externas.

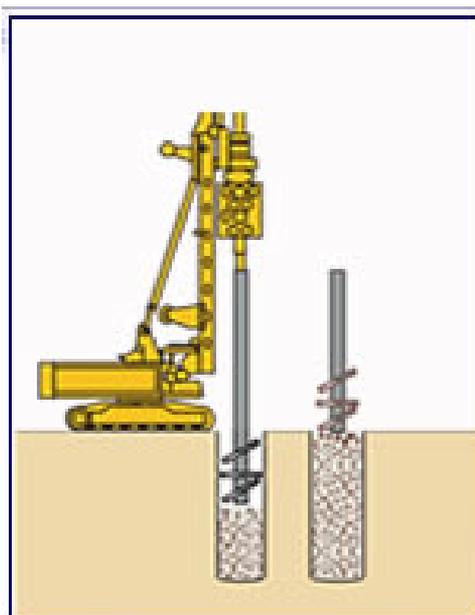


Figura III-10 Deep Mixing.

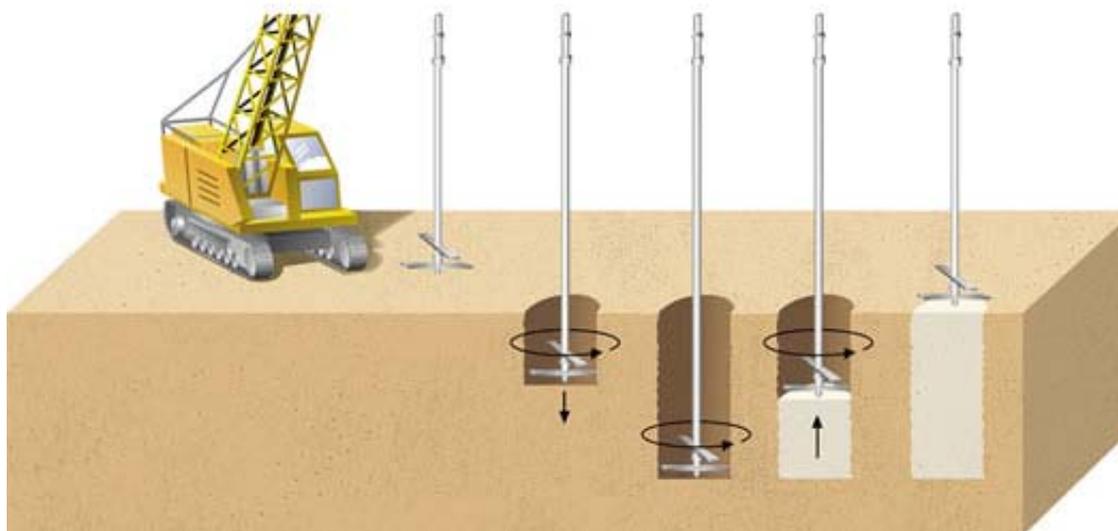


Figura III-11 Esquema de ejecución del Deep Mixing.

### CAPITULO III- METODO DE MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE LICUABLES

La técnica del Deep Mixing se puede clasificar de acuerdo al tipo de agente estabilizante utilizado (cemento, cal y posibles aditivos, como yesos y cenizas volantes) y el método de mezclado (húmedo/seco, rotatorio/jet, hélice/paleta).

Esta puede ser usada para producir un amplio rango de estructuras de suelo tratado (Figura III-12):

- Elementos aislados y/o solapados.
- Filas de elementos solapados.
- Cuadrículas o emparrillados.
- Bloques.
- Combinación de las antes citadas.

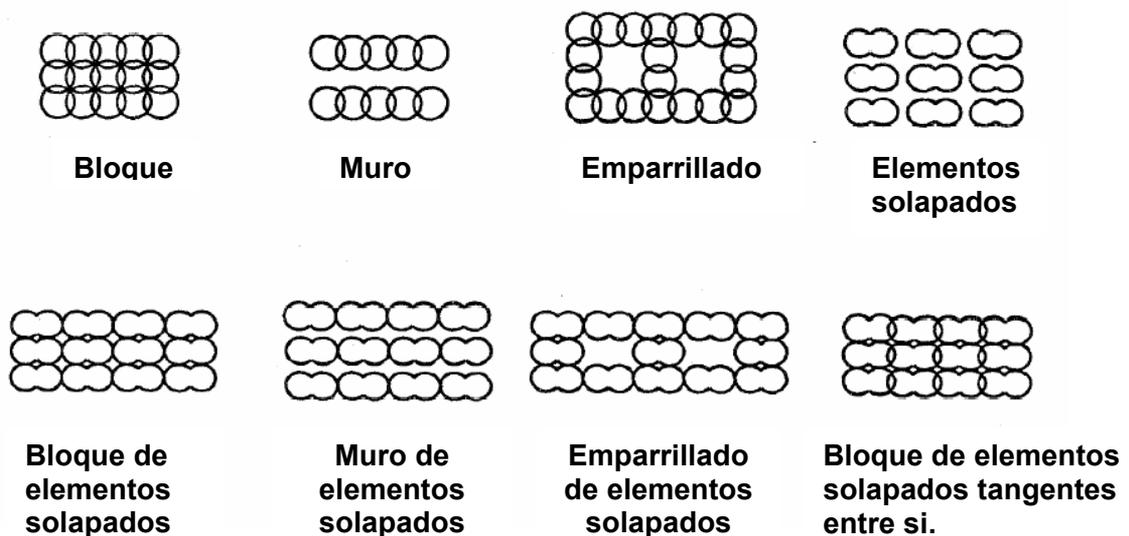


Figura III-12 Distintas configuraciones de tratamiento con Deep Mixing (según la Sociedad Japonesa de Mecánica de Suelos).

Una geometría en particular es escogida de acuerdo al objetivo de la aplicación de esta técnica y refleja la capacidad mecánica y las características del método particular empleado. Con esta técnica se pueden alcanzar profundidades de hasta 30 m.

### **III-2-6 Reemplazo**

Consiste en minimizar el riesgo de licuación mediante la excavación del estrato susceptible a licuar y reemplazarlo por un material que no sea susceptible o fácilmente compactable (Figura III-13).

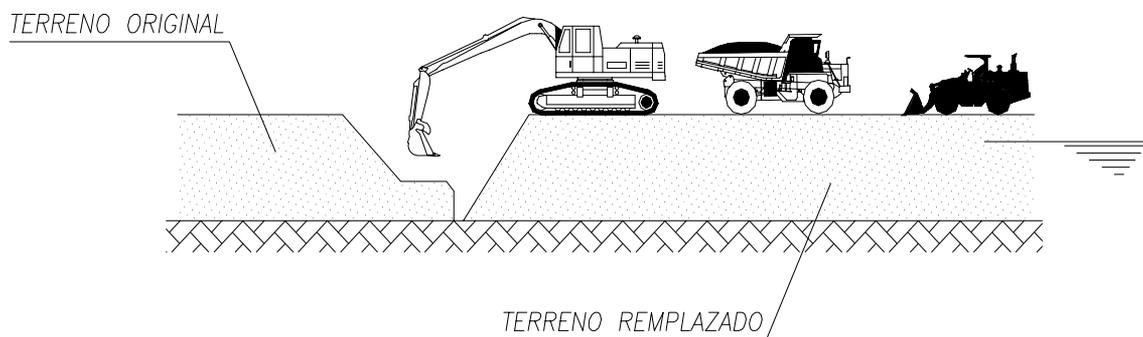


Figura III-13 Método de reemplazo.

Atendiendo a los altos costos que significa, en general sólo resulta recomendable, en el tratamiento de superficies relativamente pequeñas, en depósitos de poco espesor y cerca de la superficie.

### **III-2-7 Método de premezclado**

Este método se basa en el proceso de premezclado de un terreno granular (preferiblemente arenas) con una pequeña cantidad de algún agente estabilizante (cemento o solución química), con el objetivo crear un nuevo material, cuyas propiedades garanticen un comportamiento adecuado ante las acciones sísmicas y a su vez sobre el fenómeno de la licuación (Figura III-14).

### CAPITULO III- METODO DE MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE LICUABLES

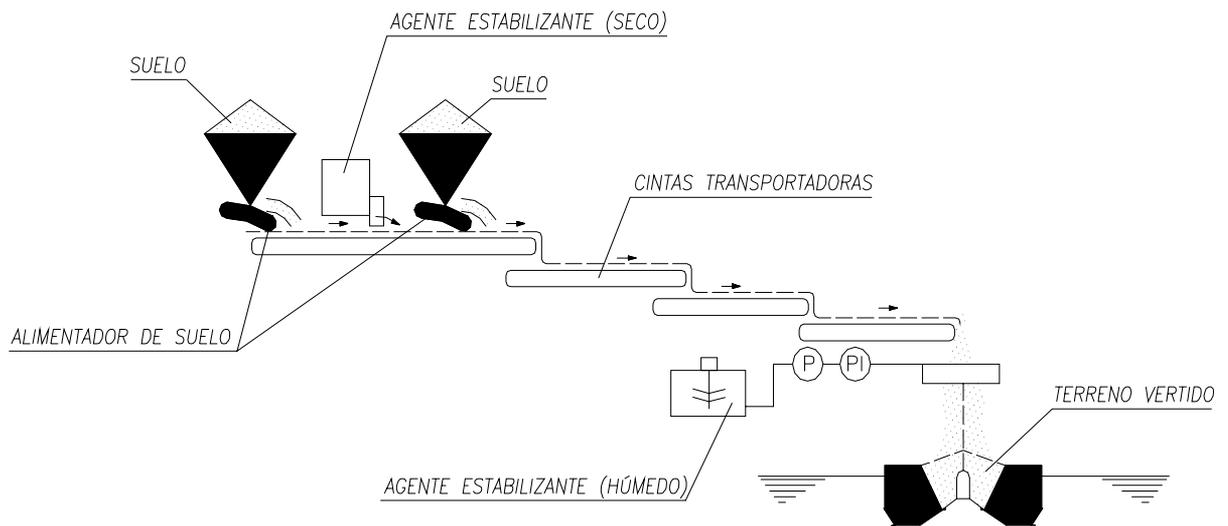


Figura III-14 Método de premezclado.

Este método es muy utilizado en terrenos ganados al mar, en rellenos, en el trasdosado de cajones y muros en muelle. (Figura III-15).

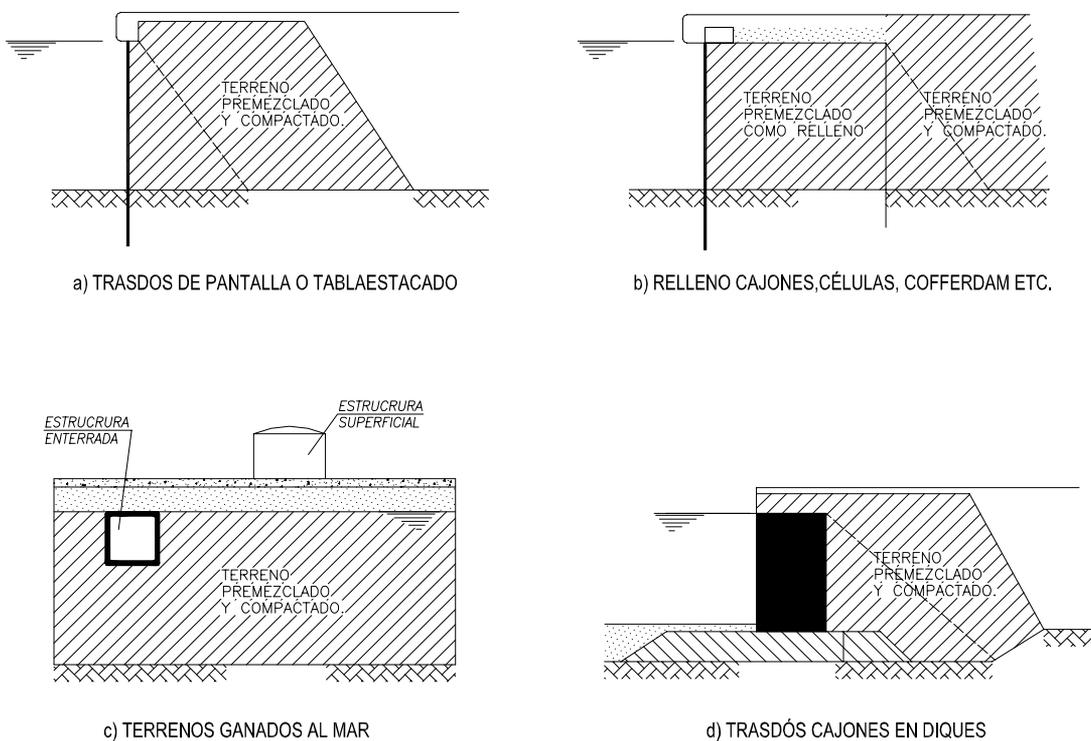


Figura III-15 Aplicación del método de premezclado.

### **CAPITULO III- METODO DE MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE LICUABLES**

Este método tiene las siguientes ventajas:

- 1- El material una vez vertido no necesita otro tipo de mejora del terreno.
- 2- Se puede utilizar un vertido directo y a gran escala, es decir, tiene grandes rendimientos.
- 3- La resistencia esperada del terreno tratado es fácilmente lograda.
- 4- Además de incrementar la resistencia a la licuación, reduce el empuje del terreno esperado, pudiéndose utilizar mecanismos de contención más simples.
- 5- No tiene problema de ruido, ni vibraciones.

Dentro de las desventajas se pueden mencionar:

- 1- La resistencia esperada varía con el tipo de terreno.
- 2- Los agentes estabilizantes encarecen el tratamiento.
- 3- Debe considerarse la influencia del agente estabilizador sobre la calidad del agua en el sub-suelo.

#### **III-2-8 Rebajamiento del nivel freático**

Este método se fundamenta en reducir el potencial de licuación mediante el rebajamiento del nivel freático. Los efectos de mejora se basan en los siguientes tres factores:

- 1- El estrato de suelo susceptible a licuar localizado por encima de nivel freático rebajado estará en estado semisaturado y consecuentemente no licuará.
- 2- Se producirá un incremento en la tensión de confinamiento, lo cual llevará asociado un incremento en la resistencia al cortante cíclico.
- 3- El espesor del estrato no licuable bajo la superficie del terreno se incrementa, en consecuencia se reducirá la influencia del estrato potencialmente licuable sobre el o los estratos de suelo superiores.

**III-2-9 Disipación inmediata del exceso de presión intersticial**

Este método previene la ocurrencia de licuación mediante la instalación de drenes artificiales o de grava en depósitos de arena, con el objetivo de disipar el exceso de presión intersticial inducido por acción sísmica (Figura III-16).

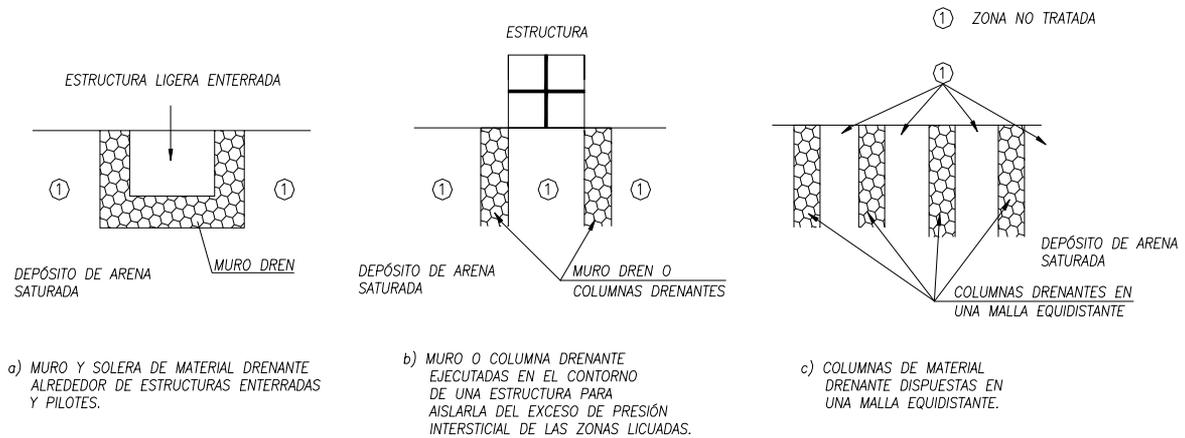


Figura III-16 Diferentes alternativas para la disipación inmediata de la presión intersticial.

Puesto que este método puede ejecutarse con pocas perturbaciones (ruido y vibración), puede ser usado en áreas urbanas, debido a ello, su número de aplicaciones se han incrementado rápidamente en los últimos años.

El método de disipación puede ser dividido en dos grupos, de acuerdo al tipo de material utilizado como dren; métodos con drenes de grava y métodos con drenes artificiales.

Para el caso en particular de obras nuevas, este método consistirá en la colocación, en una malla arreglada, de drenes, cuya función será disipar el exceso de presión intersticial de manera casi instantánea.

### **III-2-10 Explosivos**

En algunas ocasiones se han empleado para compactar materiales arenosos. Tiene la ventaja de poder densificar áreas grandes en un corto periodo de tiempo, pero presenta la desventaja de la falta de control en el proceso ejecución del mismo, debido a la gran erraticidad de los resultados que suelen obtenerse, además de generar problemas ambientales (mucho ruido y vibraciones).

### **III-2-11 Inclusiones rígidas hincadas.**

Los terrenos granulares pueden ser mejorados por la ejecución de inclusiones rígidas. Estas, por lo general son pilotes de desplazamiento usualmente de hormigón prefabricado, hincados en el terreno formando una retícula (Foto III-5).

Estos pilotes mejoran el comportamiento sísmicos del terreno mediante tres mecanismos distintos. El primero, la resistencia a flexión de los pilotes confinan el suelo, reduciendo sus desplazamientos tangenciales cíclicos antes acciones sísmicas (efecto de refuerzo). En segundo lugar, las vibraciones y los desplazamientos producidos durante su instalación provocan la densificación del terreno. Finalmente, durante el proceso de hincado se incrementan las tensiones de confinamiento lateral en el terreno circundante a los pilotes. Todo lo comentado anteriormente incrementa la resistencia a la licuación.

Utilizando esta técnica, se ha contrastado la densificación del terreno localizado a un radio entre 7 a 12 veces el diámetro del pilote (Robinsky y Morrison, 1967), y consecuentemente, son ejecutados dispuestos en una malla. Entre los pilotes hincados, se han verificado incrementos en la densidad relativa del terreno hasta valores del orden de 75 y 80% (Solymar y Reed, 1986).

## **CAPITULO III- METODO DE MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE LICUABLES**

Finalmente, esta técnica se puede ser económicamente viable hasta una profundidad de 20 m.

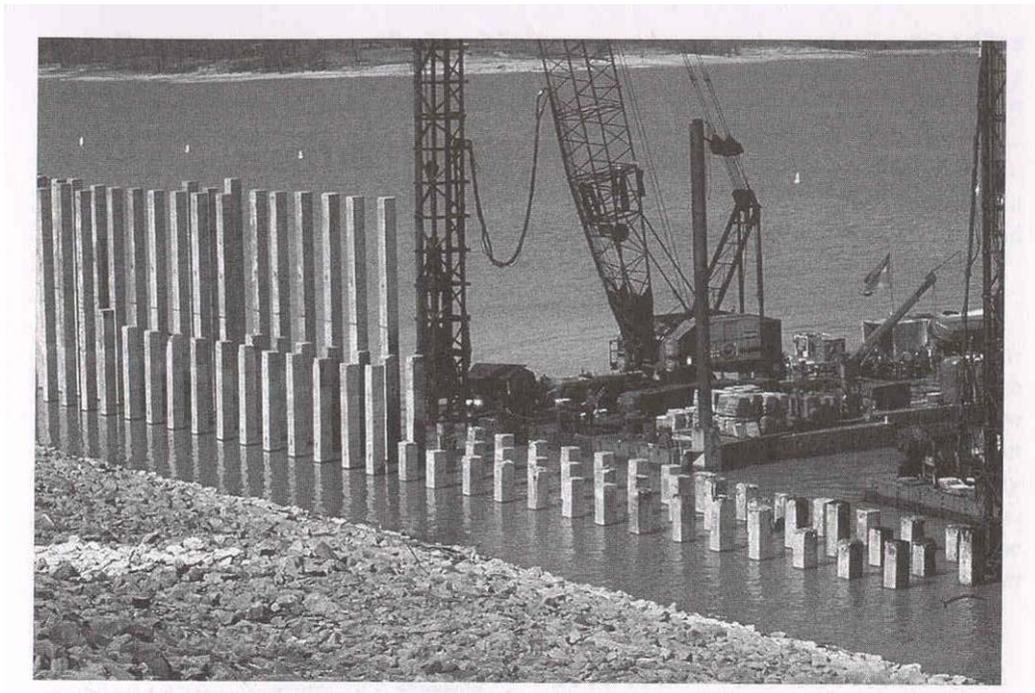


Foto III-5 Hincia de pilotes en un arreglo reticular.

### **III-2-12 Refuerzo de las estructuras**

Este método consiste en tomar medidas, durante las fases de diseño y ejecución de proyectos, de tal manera que garanticen el funcionamiento de una determinada estructura al producirse el fenómeno de licuación. Es importante señalar, que estas medidas solo serían efectivas si los efectos provocados por la licuación son moderados.

Para determinar el tipo de refuerzo a emplear, debe realizarse en primer lugar un análisis de cuales serían los efectos de la potencial licuación sobre la estructura, y a partir de este análisis se determina las medidas a tomar, las cuales pueden ser de los siguientes tipos:

- a- En estructuras a cimentarse mediante pilotes, se debe tomar en

cuenta que los mismos estarían sometidos a flexiones de consideración, debido a las cargas laterales generadas a partir de la pérdida de confinamiento del terreno licuado. La solución para este problema sería incrementar el número de pilotes y las longitudes de los mismos (Figura III-17). Además de lo anterior, habría que tomar en cuenta el rozamiento negativo que se pudiese generar por los asientos inducidos en el terreno por la licuación.

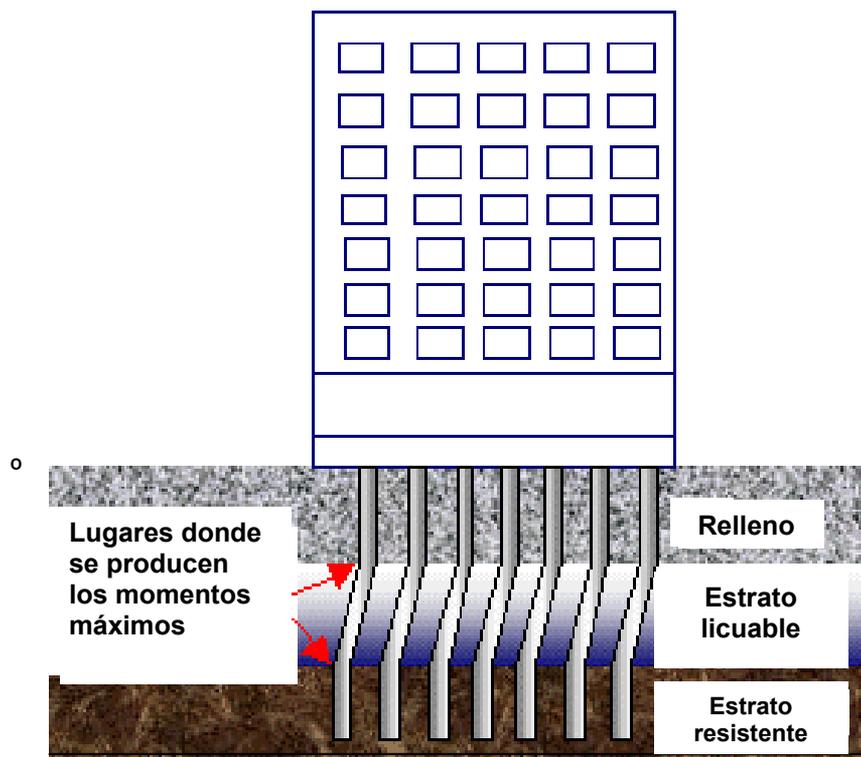


Figura III-17 Esquema pilotes sometidos a flexiones por licuación.

- b- El diseño y ejecución de muros pantallas empotrados en un estrato impermeable por debajo de los estratos susceptibles a licuar (Fig. III-18). Con esta medida se cortan las redes de filtración evitando la propagación del incremento de la presión intersticial desde las zonas licuadas, además de confinar el

terreno evitando que se produzcan grandes deformaciones tangenciales.

- c- Los muros en muelles sufren inestabilidades, debido a que se produce un incremento en el empuje activo de tierras y al mismo tiempo una disminución del empuje pasivo en el mismo, por lo tanto se necesita proyectar muros más resistentes y rígidos.

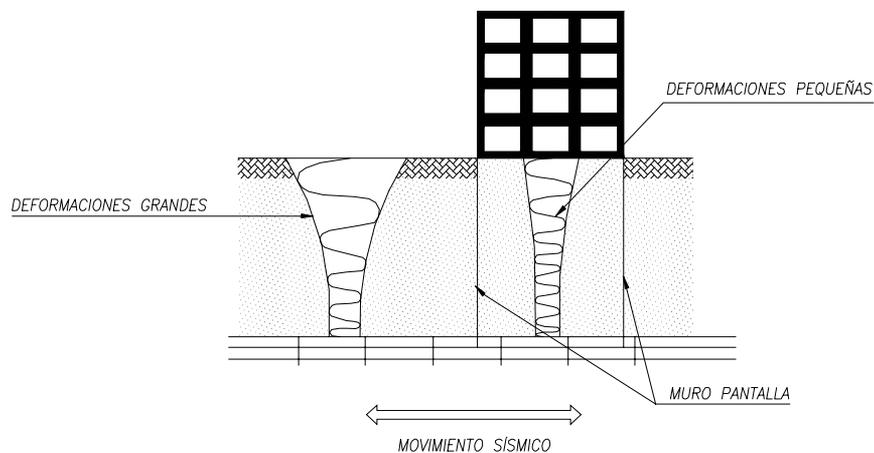


Figura III-18 Esquema muro pantalla confinante bajo una estructura.

- d- Estructuras cimentadas superficialmente, pueden sufrir grietas y asentamientos diferenciales, debido a la disminución de la capacidad portante ocasionada por la licuación. En estos casos debe evitarse la construcción de zapatas aisladas y en su lugar cimentar mediante una losa reforzada o mediante cimentación profunda.
- e- Las tuberías enterradas flectarán, se comprimirán o se traccionarán como consecuencia de las deformaciones inducida por la licuación durante y después de la sacudida, debido a ello se recomienda utilizar juntas flexibles que permitan absorber estas grandes deformaciones.
- f- Los depósitos enterrados pueden ser levantados debido al exceso

**CAPITULO III- METODO DE MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE LICUABLES**

de presión intersticial provocado por la licuación. En estos casos deben diseñarse elementos que anclen estos depósitos y que les impidan el movimiento hacia la superficie (Figura III-19).

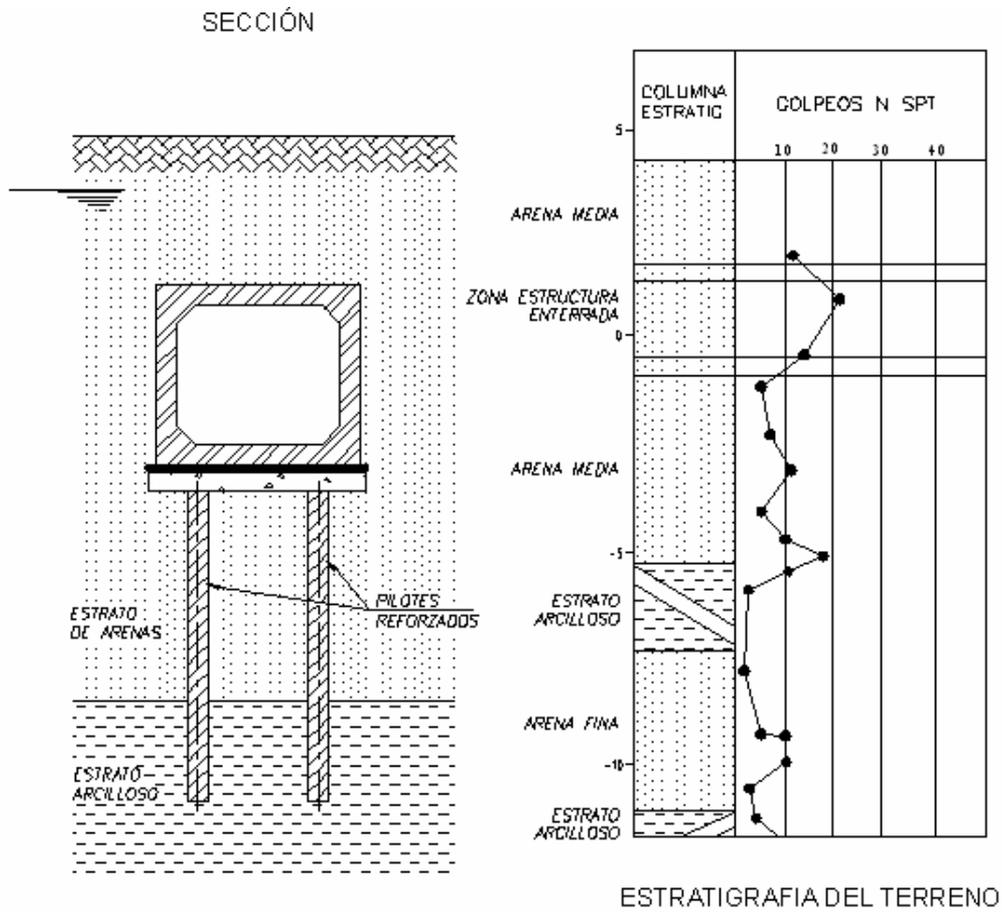


Figura III-19 Anclaje mediante pilotes de estructura enterrada.

### III-3 METODOS ORIENTADOS A OBRAS EXISTENTES

#### III-3-1 Recalce con micropilotes

Un micropilote es un elemento cilíndrico, con un diámetro inferior a 300 mm, perforado “in situ”, armado con tubería de acero, reforzada a veces con uno o varios redondos, e inyectado con lechada o mortero de cemento en una o varias fases (Figura III-20).

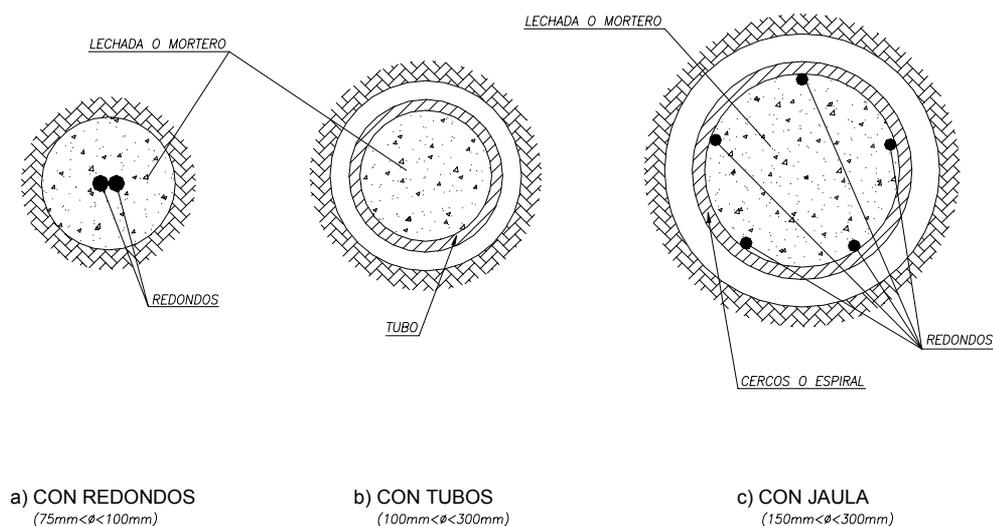


Figura III-20 Secciones de micropilotes según armadura.

Se caracteriza principalmente por el hecho de llevar armadura tubular de acero (cuando del diámetro es superior a 100 mm), y que el material que rodea esta armadura y que queda en contacto con el terreno (lechada o mortero) se introduce a presión contra el terreno, pudiendo realizarse esta inyección por tramos.

Se clasifican entre ellos atendiendo fundamentalmente a los siguientes aspectos:

- Por la forma de transmitir los esfuerzos al terreno:

### *CAPITULO III- METODO DE MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE LICUABLES*

- Puntualmente, cada uno de los micropilotes a través de su fuste, y su punta, como cimentación profunda.
  - En conjunto, mejorando una zona determinada del terreno.
- Por el tipo de sollicitación dominante a la que están sometidos:
- Esfuerzos axiales a compresión o tracción (cimentaciones y recalces).
  - Momentos flectores y esfuerzos cortantes (estabilización de laderas, contención de excavaciones, etc.).
- Por el sistema de inyección de la lechada o mortero de cemento:

En el tratamiento de suelos potencialmente licuables, los micropilotes se han utilizado como técnica de recalce, en la cual las cargas de una determinada estructura son transmitidas a capas más profundas del terreno con mejores características, atravesando los estratos susceptibles a licuar (Figura III-21).

También estos pueden ser utilizados en forma de reticulado en todo el perímetro de la cimentación, de tal manera que además de recalzar confinan el terreno, disminuyendo las deformaciones tangenciales cíclicas al ser sometido éste a las acciones sísmicas (Figura III-22).

Presenta la desventaja de su escasa resistencia a flexión, lo cual limita su aplicación en espesores considerables de terrenos licuables, en donde los micropilotes perderían el confinamiento del terreno circundante.

CAPITULO III- METODO DE MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE LICUABLES

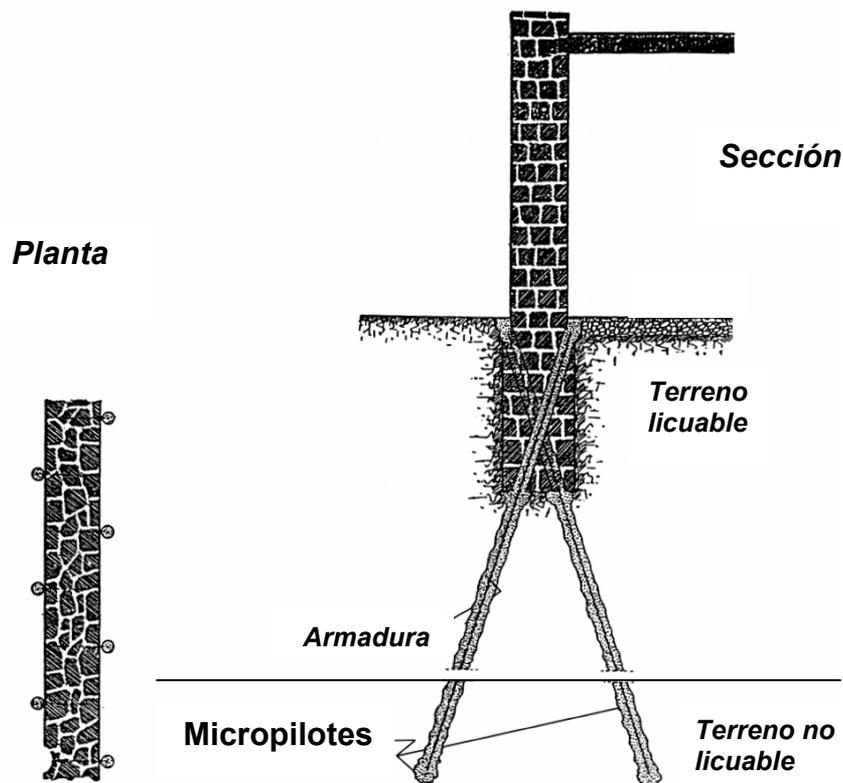


Figura III-21 Recalce con micropilotes.

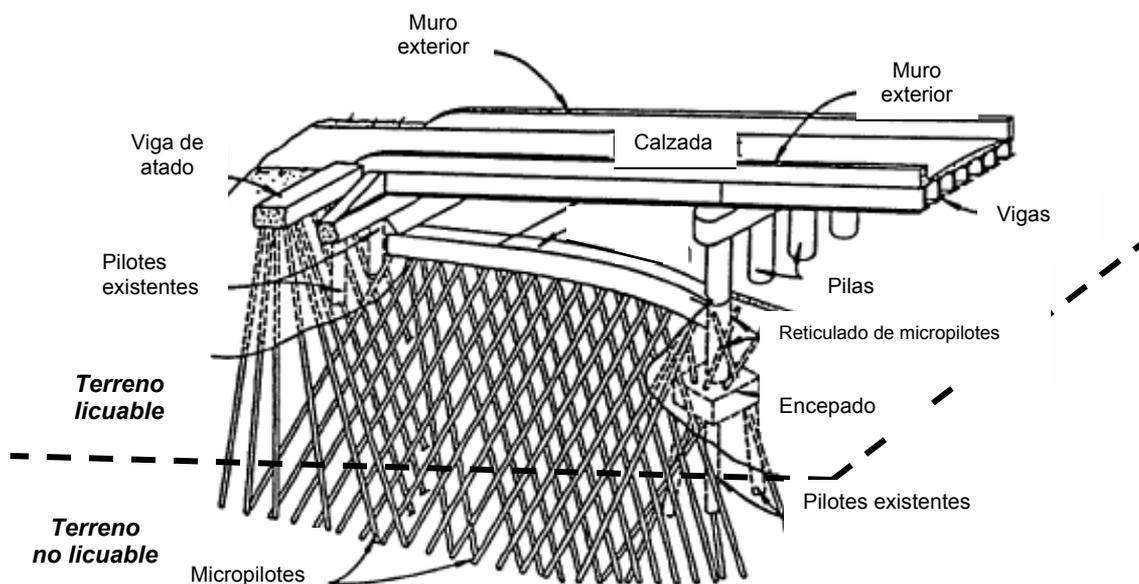


Figura III-22 Recalce mediante reticulado de micropilotes.

### III-3-2 Inyecciones de impregnación

Consiste en la inyección de un fluido de baja viscosidad dentro de los poros del terreno, sin prácticamente modificar o alterar la estructura del suelo. El principal objetivo de esta técnica es reducir la permeabilidad, controlar las redes de flujo, incrementar la resistencia y la deformabilidad del terreno (Figuras III-23 y III-24).

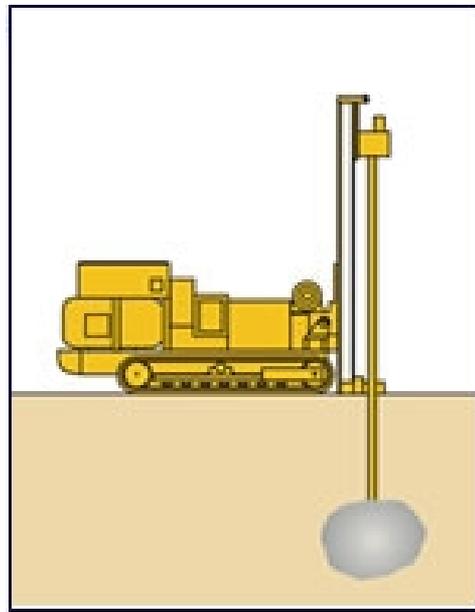


Figura III-23 Inyecciones de impregnación.

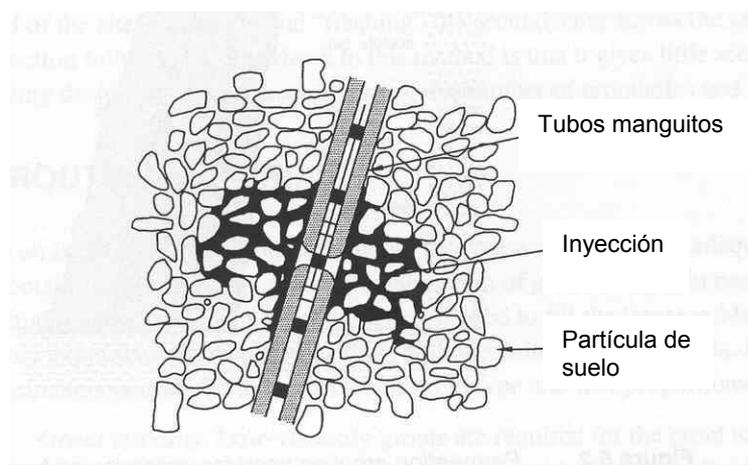


Figura III-24 Esquema de inyección.

### *CAPITULO III- METODO DE MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE LICUABLES*

Como esta técnica es dependiente de la permeabilidad, su empleo está restringido a arenas y gravas limpias u otro tipo de terrenos porosos que puedan ser penetrados por las inyecciones poco viscosas. Debido a ello, la porosidad gobierna las admisiones en este tipo de tratamiento. Otros aspectos importantes a tener en cuenta son la granulometría, la fábrica y la estratigrafía del terreno.

Se puede estimar que el volumen aproximado inyectado estará entre 10-25% del volumen total del terreno a tratar. La inyección se realiza a baja presión, por fases, directamente en el taladro de perforación o mediante el uso de tubos manguitos, los cuales tienen la ventaja que cada punto de inyección puede ser reinyectado en caso que no se alcancen los objetivos establecidos.

La dirección del flujo del agente inyectado está condicionada por la permeabilidad del terreno. En suelos muy uniformes la inyección se propaga en forma radial o esférica. Sin embargo las heterogeneidades y la anisotropía, afectan la penetración y la propagación del agente, formándose bulbos asimétricos.

Los agentes utilizados en este tipo de tratamientos, pueden consistir en suspensiones convencionales como cemento Pórtland, microcemento, cenizas volantes, arcilla y agua o soluciones químicas como son los silicatos sódicos, acrilaminas, lignosulfatos y resinas (Karol, 1982). Los silicatos sódicos son las soluciones más utilizadas para el refuerzo del terreno. Las acrilaminas y los lignosulfatos son altamente tóxicos.

Las soluciones líquidas convencionales con cemento Pórtland no impregnará la mayoría de las arenas, el microcemento no impregnará las arenas de medias a finas y las soluciones químicas no impregnarán las arenas con contenido de finos mayores al 25% (Figura III-25).

Con este tipo de técnica se puede mitigar y/o evitar la ocurrencia del fenómeno

### CAPITULO III- METODO DE MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE LICUABLES

de licuación bajo obras construidas mediante su aplicación en dos variantes:

- 1- Mediante el tratamiento de la masa de terreno potencialmente licuable situada bajo la cimentación de la obra en cuestión. Con esta técnica el terreno es estabilizado, impidiendo que se produzca un colapso de su estructura al ser sometido a la acción sísmica, de esta manera, se evita el incremento de presión intersticial que origina licuación, además de proveer cohesión e incrementar la rigidez del terreno.

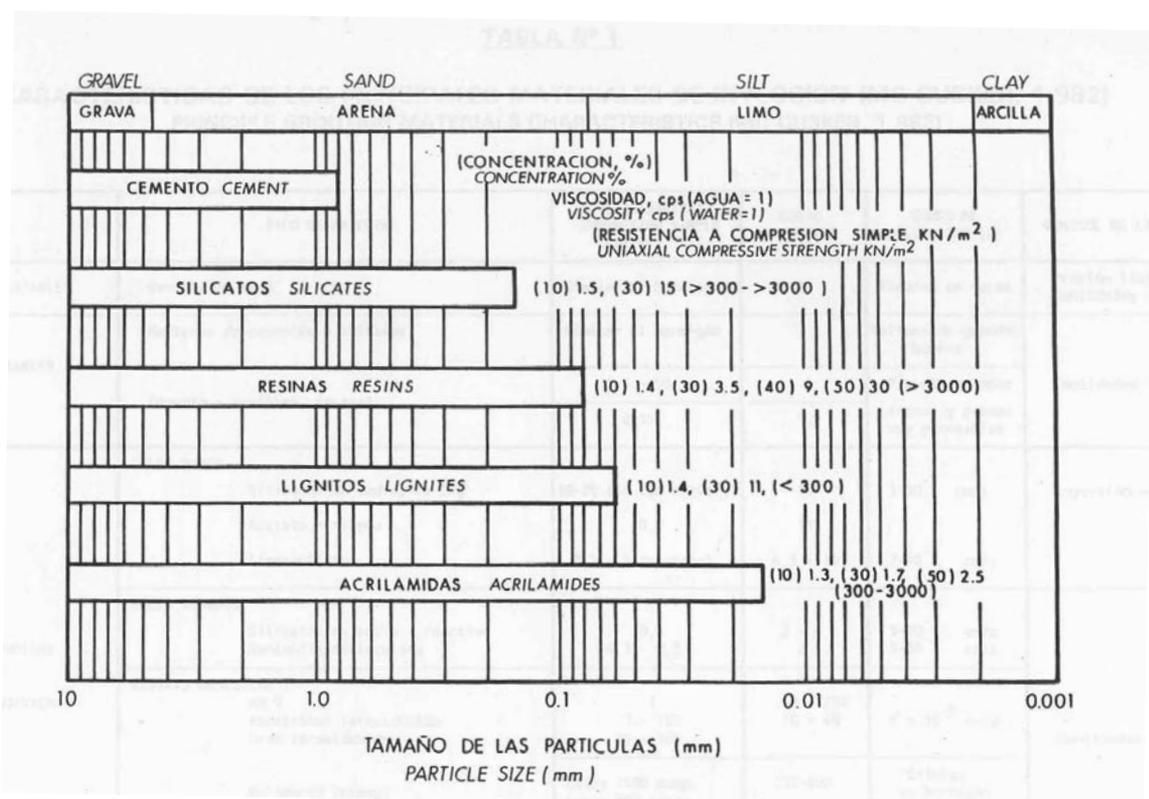


Figura III-25 Rango de aplicación de los distintos agentes estabilizantes utilizados en las inyecciones de impregnación.

- 2- Mediante la utilización de esta técnica como recalce (Figura III-26), en la cual las cargas de la estructura en cuestión son transmitida a estratos más profundos con mejores propiedades resistentes y que no sea susceptible a licuar. Además de transmitir las cargas al estrato profundo, se crea una barrera rígida y poco permeable entre el terreno que rodea la estructura (potencialmente licuable) y el terreno bajo la misma. Esta

### CAPITULO III- METODO DE MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE LICUABLES

barrena por un lado confina el terreno bajo la cimentación de la estructura, limitando las deformaciones tangenciales cíclicas debido a la acción sísmica, impidiendo el colapso de la estructura del terreno y así la generación de presión intersticial, y por otro lado funciona como barrera impermeable, impidiendo la propagación de las presiones intersticiales generadas en las zonas circundantes licuadas al terreno bajo la cimentación recalzada.

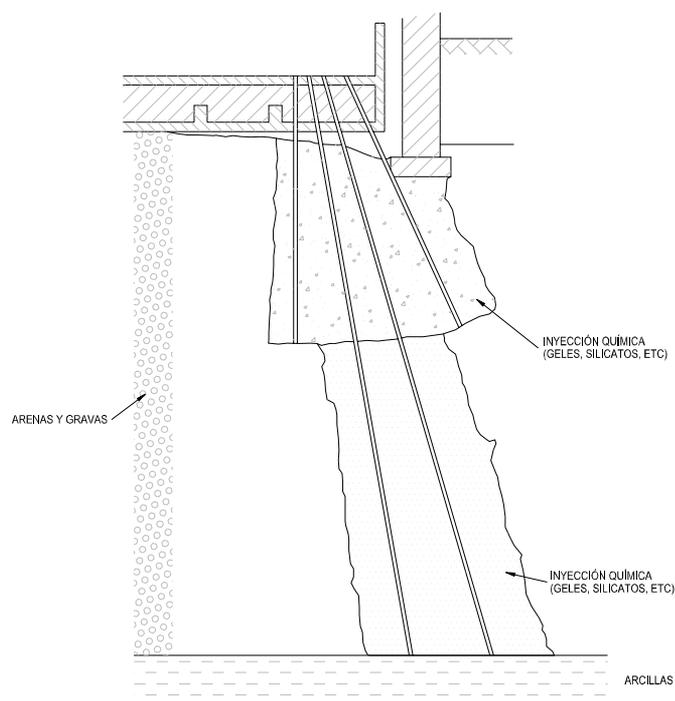


Figura III-26 Esquema de recalce con inyecciones de impregnación.

La separación entre taladros varía entre 0.5 y 2 m. Debe evitarse separaciones mayores, para no dejar zonas sin tratar.

El éxito de las inyecciones de impregnación dependerá de la determinación precisa del tamaño de los huecos existente en el terreno, obtenidos a través de de la granulometría y la permeabilidad.

### III-3-3 Inyecciones de fracturación

Esta técnica consiste en la hidrofracturación deliberada del terreno mediante la inyección bajo presión, con el objetivo de colmar con la mezcla inyectada las fisuras así creadas, junto a los posibles huecos y fisuras naturales existentes (Figura III-27).

El resultado final, es un terreno armado e impermeabilizado por la red de fisuras rellenas con la mezcla inyectada, así como consolidado, en cierto grado, por lo pequeños desplazamientos del proceso de hidrofracturación (Figura III-28).

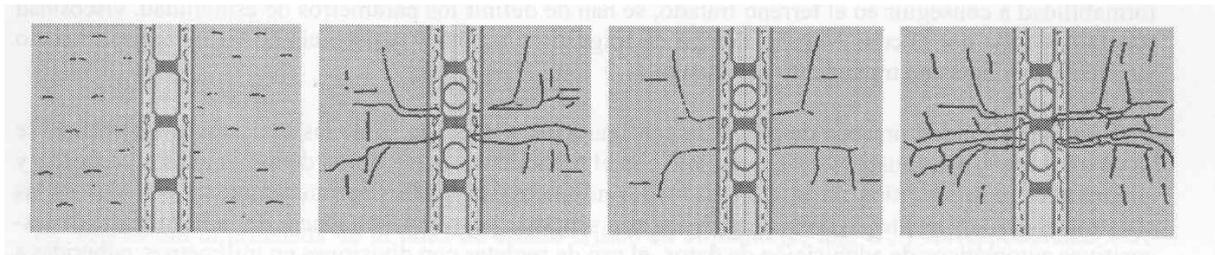


Figura III-27 Esquema ejecución inyecciones de fracturación.

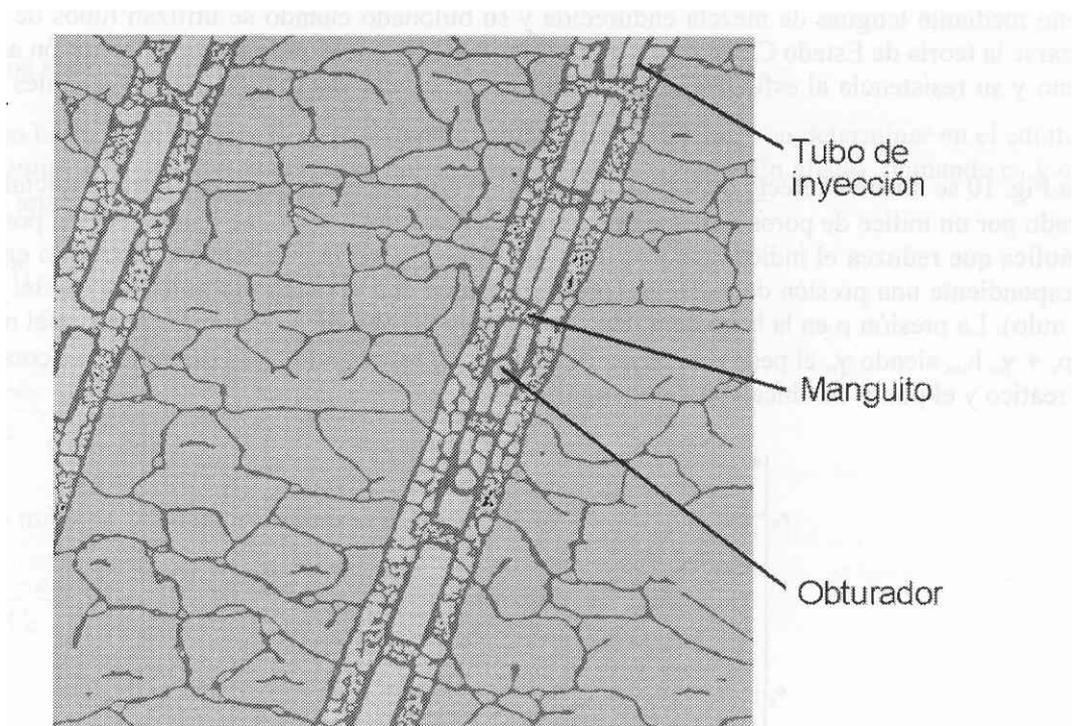


Figura III-28 Vertebraciones en el terreno producto de la hidrofracturación.

Estas discontinuidades y fisuras se producen en la dirección de mínima resistencia, en teoría esta sería la dirección de la tensión principal mayor, pero en la práctica estas direcciones usualmente son controladas por la anisotropía del terreno.

Este tipo de inyección se aplica mediante la técnica de los tubos manguitos, permitiendo la reinyección en varias fases.

Lechadas de cementos y soluciones químicas son los tipos de materiales utilizados en esta técnica.

Las inyecciones de fracturación se pueden utilizar como método de refuerzo de terrenos potencialmente licuables. La lechada o soluciones químicas inyectadas forman una vertebración de inclusiones fraguadas y endurecidas que arman el terreno, aumentando la estabilidad de la estructura interna del terreno, su resistencia y disminuyendo su deformabilidad, por lo tanto, evitando la generación de presión intersticial por la acción cíclica sísmica. Al mismo tiempo, el tratamiento sirve de barrera, confina el terreno bajo la cimentación y evita la propagación de sobre presiones intersticiales desde zonas licuadas circundantes.

#### **III-3-4 Jet Grouting**

Se define como Jet-grouting el tratamiento del terreno consistente en la disgregación del mismo con alta energía en sentido generalmente ascendente y la mezcla con una lechada de cemento, con el fin de crear de una forma controlada columnas pseudo cilíndricas de suelo-cemento (Figura III-29).

Aunque estas columnas vienen en ocasiones reforzadas por armaduras de acero situadas en su eje, lo habitual es que estén compuestas únicamente por la mezcla del suelo, previamente disgregado, con la lechada de cemento.

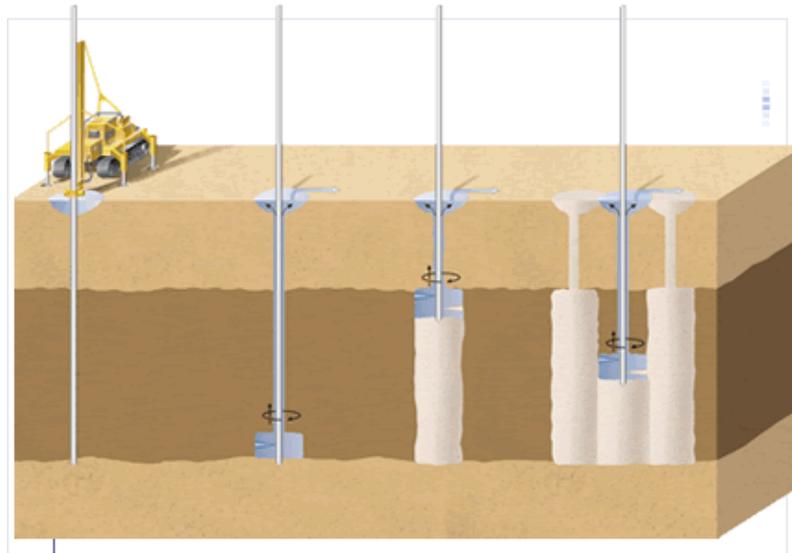


Figura III-29 Esquema tratamiento con Jet Grouting.

Las diferentes tipologías o clasificaciones de este tratamiento se establecen básicamente por el sistema de desplazar y fracturar el terreno circundante y mezclarlo con la lechada de cemento inyectado. Pudiendo ser del tipo 1,2 y 3.

El jet tipo 1, también denominado simple, mono Jet o de fluido único, en donde la propia inyección de la lechada de cemento produce por una parte la disgregación o el desplazamiento del terreno, y por otra su mezclado con el mismo (Figura III-30).

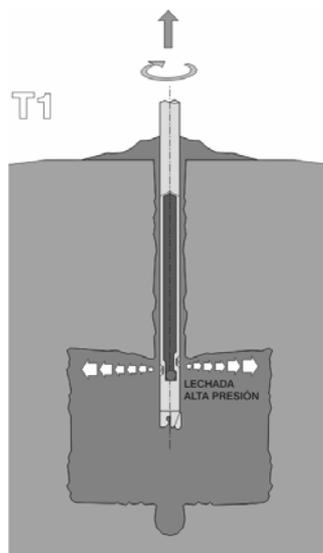


Figura III-30 Jet Grouting tipo 1.

En el jet tipo 2, también denominado también Jet de doble fluido. Se presenta con dos variantes:

- En la Variante 2A (agua + lechada) el tratamiento del terreno se realiza a través de dos toberas desplazadas verticalmente (Figura III-31). La disgregación del terreno se realiza con ayuda de agua a alta presión, por la tobera superior, y la inyección de relleno de lechada de cemento se realiza a menor presión por la tobera inferior.

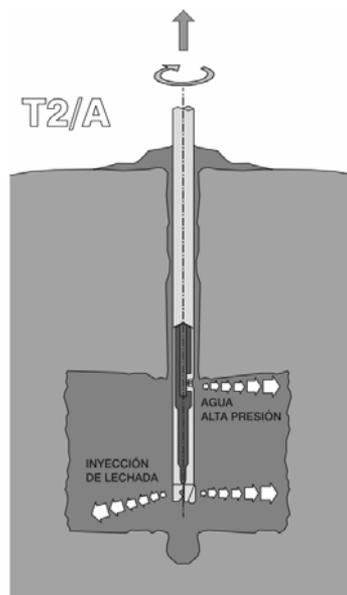


Figura III-31 Jet Grouting tipo 2A.

- En la Variante 2B (aire + lechada) los chorros son concéntricos, potenciando el aire la acción de rotura del terreno y el mezclado de la lechada de cemento, además de favorecer la evacuación del detritus (Figura III-32).

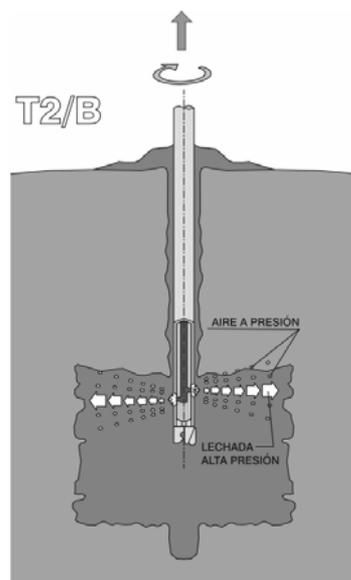


Figura III-32 Jet Grouting tipo 2B.

El jet tipo 3, conocido también como Jet-grouting de triple fluido o tri-jet, consiste en envolver con aire comprimido el chorro de agua a alta presión del Tipo 2, que se inyecta por las toberas superiores para romper el terreno, para posteriormente rellenarlo con lechada de cemento inyectada por las toberas inferiores (Figura III-33).

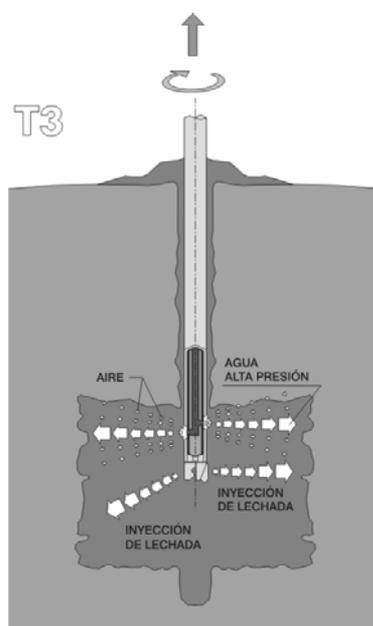


Figura III-33 Jet Grouting tipo 3.

### *CAPITULO III- METODO DE MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE LICUABLES*

En los tipos de Jet 2 y 3, la presión de la lechada de cemento en el relleno, será la necesaria para poder inyectar los volúmenes de lechada prefijadas en el campo de pruebas, a través de las toberas de relleno.

Existen en la actualidad y además se están desarrollando otros tipos de jet como el superjet (Figura III-34), el cual no se han estandarizado todavía, pero su aplicación al mercado es inminente.

Las presiones de trabajo varían entre 40 a 60 Mpa y las toberas de inyección tienen un diámetro entre 2 y 4 mm.

La cantidad de lechada inyectada y el mezclado de ésta con el terreno dependerán de la velocidad rotacional y ascensional del varillaje de perforación/inyección.

Esta técnica ha sido usada ampliamente para recalces de estructuras, contención de excavaciones, control de redes de flujo en el terreno y refuerzo del terreno.

El Jet Grouting se ha utilizado en recalces de estructuras cimentadas sobre terreno licuables, mediante la ejecución de columnas de jet en todo el perímetro de la cimentación, transmitiendo la carga de la estructura a estratos más competentes (atravesando las capas susceptibles a licuar), además de confinar y/o encapsular el terreno potencialmente licuables evitando grandes deformaciones tangenciales, la generación de presión intersticial y la propagación de la misma desde zonas licuadas al terreno bajo la cimentación, al ser sometido a las acciones sísmicas (Figura III-35).

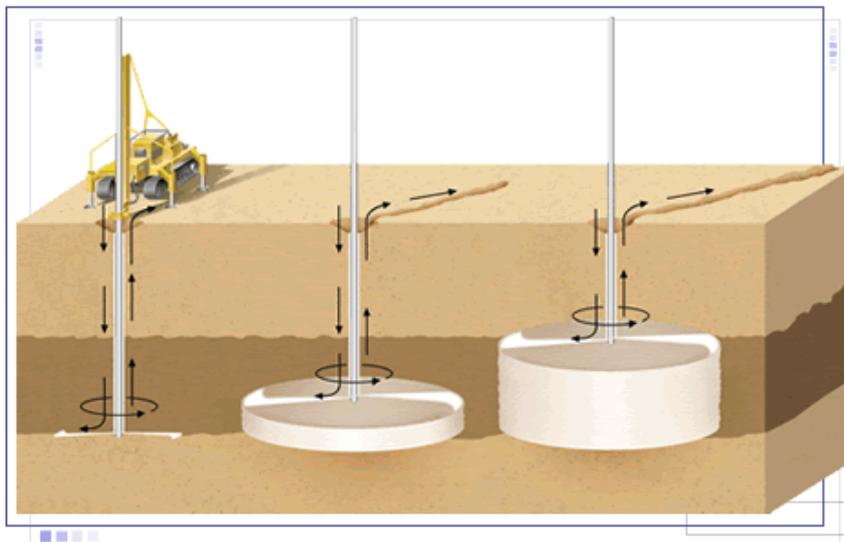


Figura III-34 Esquema tratamiento con Superjet.

El número y el espaciado de los taladros son factores muy importantes que influyen en el comportamiento global del terreno tratado.

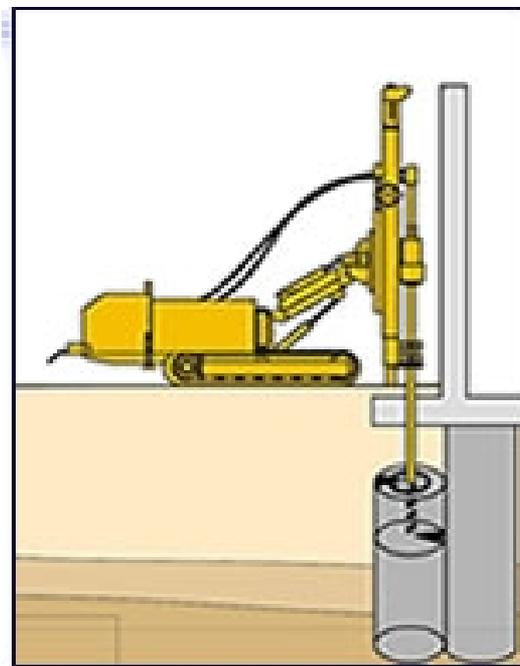


Figura III-35 Jet Grouting como recalce.

### **III-3-5 Inyecciones de compactación**

Consiste en la inyección de un mortero seco, de baja movilidad, que al ser inyectado se expande como una masa homogénea desplazando y compactando el terreno circundante (Figura III-36 y III-37). Ha sido utilizada exitosamente en compensación de asientos y en densificación de terrenos.

Esta técnica es aplicable a terrenos granulares (donde se encuentran los terrenos potencialmente licuables), pero no es apropiada para terrenos cohesivos saturados y es marginalmente efectiva en limos.

El mortero esta formado por arenas limosas, cemento, cenizas volantes y agua. El cono de Abrams exigido está en torno a los 25 mm.

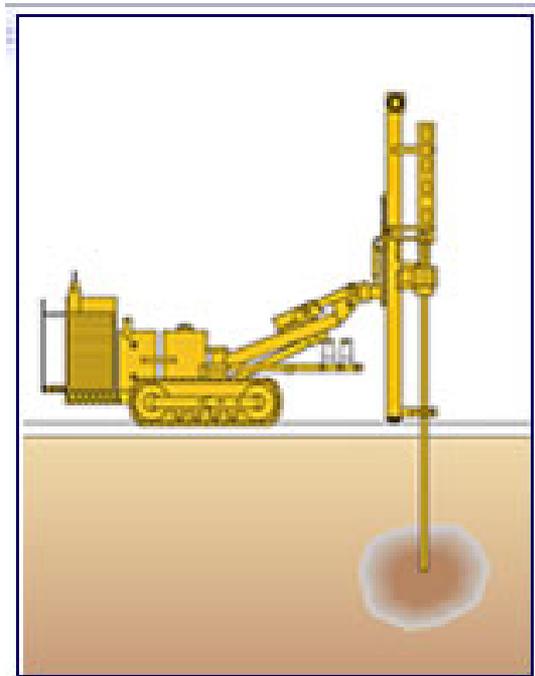


Figura III-36 Inyecciones de compactación.

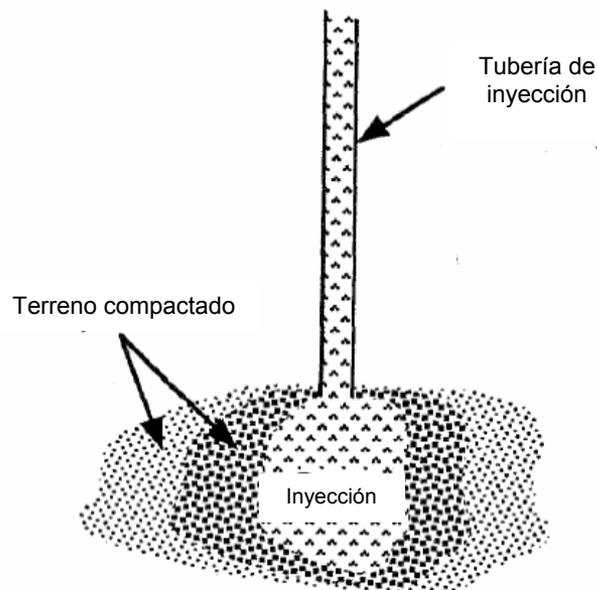


Figura III-37 Esquema desplazamiento y compactación del terreno circundante.

La velocidad de inyección es baja, menor a 60 lts/min y las presiones máximas dependerán de la sensibilidad de las estructuras adyacentes.

Esta técnica ha sido utilizada para el tratamiento en obras cimentadas en terrenos potencialmente licuables, combinando la densificación con las características propias de la inyección (Figura III-38).

Al inyectar en el terreno mortero bajo presión, se produce una expansión que desplaza y compacta el terreno, modificando las propiedades, incrementando la densidad relativa, aumentando la resistencia, la rigidez y disminuyendo la permeabilidad, en otras palabras de incrementa la resistencia a la licuación.

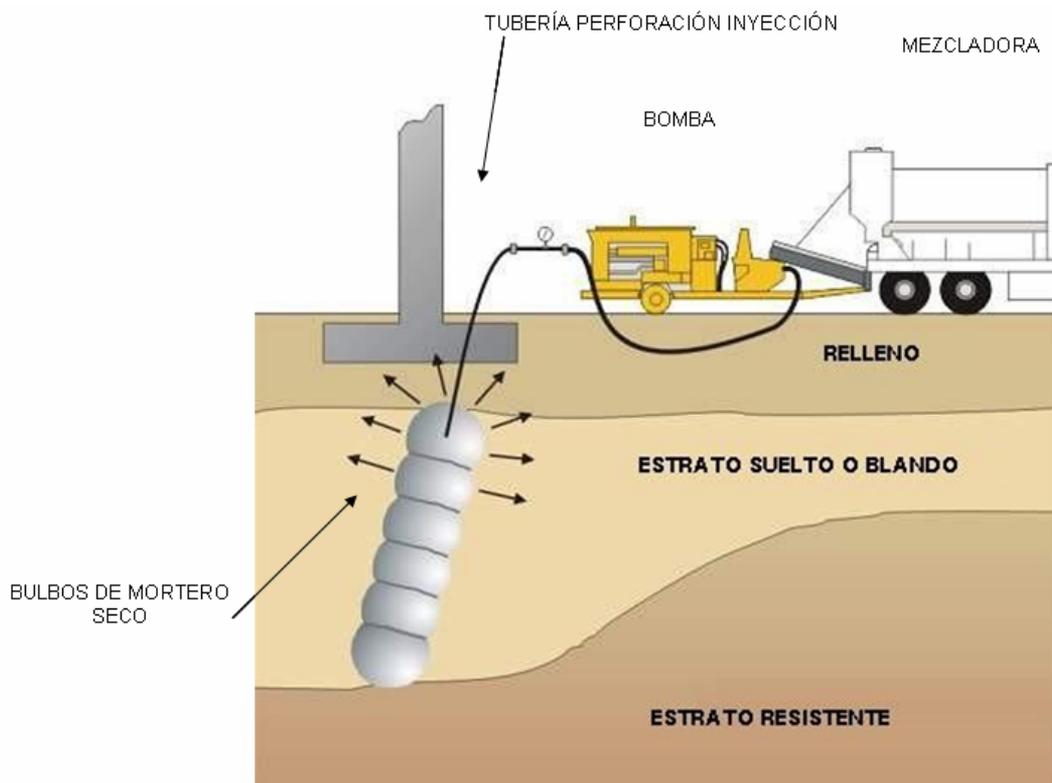


Figura III-38 Esquema de inyecciones de compactación en recalces.

### **III-3-6 Otros métodos**

Existen otros métodos de mejora, como el Deep Mixing, Pantallas de hormigón, pantallas drenantes, entre otros, que podrían utilizarse para mitigar el potencial de licuación en obras construidas, pero dadas las condiciones necesarias para la ejecución los mismos, hace prácticamente imposible su uso debido a las restricciones de acceso y gálibo.

### **III-4 RECAPITULACIÓN Y CONCLUSIÓN**

Los métodos de mitigación del fenómeno de la licuación y los efectos asociados a ella, se pueden dividir en dos grandes categorías:

### *CAPITULO III- METODO DE MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE LICUABLES*

- Los métodos que evitan la ocurrencia del fenómeno.
- Los métodos que atacan o contrarrestan sus consecuencias.

Dentro de cada una de estas categorías, se pueden encontrar métodos cuya aplicación está orientada a obras nuevas y métodos cuya aplicación está orientada a obras o construcciones existentes.

Dentro de los métodos orientados a las obras nuevas, los basados en la densificación del terreno son los más fiables. Esta afirmación, ha sido contrastada con la experiencia, debido al gran número de tratamientos ejecutados y los resultados obtenidos. Debido a ello, se considera como el método estándar para mitigar el potencial de licuación. No obstante, la aplicación de estas técnicas (vibroflotación, vibrosustitución, compactación dinámica clásica y rápida) genera efectos indeseables sobre el medio ambiente, debido a las vibraciones y al ruido producido durante la ejecución de los mismos.

Los métodos como la vibroflotación y la vibrosustitución son capaces de mejorar depósitos con espesores considerables. Sin embargo, los métodos de la compactación dinámica clásica y la compactación dinámica rápida pueden ser ejecutados con un menor costo, pero la profundidad de influencia de los mismos es limitada, tendiendo a ser menos efectivos a medida que aumenta la profundidad. Además, su efectividad también disminuye a medida que se incrementan el contenido de finos.

Entre los métodos de mitigación cuya aplicación está orientada a construcciones existentes, los basados en inyecciones son los más efectivos y fiables. Éstos, además, de contrarrestar los efectos de la licuación, incrementan la capacidad portante del terreno y minimizan las deformaciones. Tiene la ventaja de que su ejecución puede realizarse con bajos niveles de ruido y vibraciones. Sin embargo debe prestarse mucha atención al costo de la actuación y los efectos de los agentes estabilizantes sobre el medio ambiente.

### *CAPITULO III- METODO DE MEJORA DE TERRENOS POTENCIALMENTE LICUABLES*

La susceptibilidad de licuar del terreno sin tratar bajo la cimentación disminuye por el efecto de confinamiento y de restricción a las deformaciones tangenciales en el caso de que se utilice un tratamiento parcial y no en masa.

A la hora de seleccionar un método de mitigación apropiado, el ingeniero geotécnico debe tomar en cuenta los costos, factores de ejecución, el tipo de estructura, condiciones del terreno, efectos ambientales, fiabilidad, facilidad de supervisión y además los aspectos propios de cada tipo de actuación.

De acuerdo a lo comentado en el párrafo anterior y revisando las diferentes técnicas de inyección, se llega a la conclusión que las denominadas inyecciones de compactación son las más adecuadas para evitar y contrarrestar el fenómeno de la licuación y los efectos asociados a ella en obras existentes, por los siguientes motivos:

- Están basadas en la densificación del terreno, a través de la inyección. De esta manera engloban las características propias de los métodos de densificación e inyección.
- Sirven al mismo tiempo de recalce a la estructura en cuestión.
- Su costo es bajo en relación a otras técnicas similares.
- Su ejecución es sencilla.
- Los resultados obtenidos en terreno granulares saturados han sido satisfactorios.
- Se pueden realizar en condiciones de gálibo limitado.
- No tiene efectos ambientales.
- Son de fácil supervisión y control, entre otros aspectos.

Como consecuencia de lo expresado, el capítulo siguiente se dedica al estudio de las inyecciones de compactación, como método de mejora de terrenos potencialmente licuables.

**CAPITULO IV**  
**INYECCIONES DE COMPACTACIÓN**



#### IV-1- RESEÑA HISTORICA DE LAS INYECCIONES DE COMPACTACIÓN

La primera aplicación de las inyecciones con mortero se remonta al año 1952, cuando un pequeño contratista de Los Ángeles en California, reparó una estructura de transición de hormigón para el control de inundaciones en un canal. Una inundación anticipada había lavado parte de las arenas finas que formaban el material del filtro bajo dicha estructura.

La solución más adecuada a este problema, pareció ser el relleno de las oquedades del terreno provocados por el lavado de finos, mediante un tratamiento con mortero de cemento. En aquel entonces, se carecía de la tecnología adecuada para bombear mortero, pero a pesar de esta dificultad, se construyó un equipo de bombeo rudimentario para ejecutar el tratamiento. No obstante a las citadas dificultades, el tratamiento funcionó y se rellenaron los huecos.

Este caso sirvió de precedente, para el desarrollo de sistemas de bombeo impulsado y finalmente en 1954 Marvin y Richard Bennet desarrollaron la primera bomba para pasta de mortero, seguido por el desarrollo de la primera bomba de hormigón en 1961.

El empleo de este tipo de tratamiento se fue expandiendo, llegándose a utilizar para mejoras de terrenos y compensación de asientos en losas de cimentación, en todos los casos empleando una inyección constituida por un mortero seco. Dicho mortero tendía a permanecer cerca del punto de inyección, permitiendo compensar asientos con tolerancias pequeñas.

El primer caso en que se emplearon estas inyecciones para compensar asientos data de junio de 1957 (Warner, 2003), en que la piscina de un nuevo complejo de apartamentos presentaba patologías de grietas y asientos. La piscina estaba rodeada por edificios de media altura, lo cual impedía el acceso de equipos de cierta envergadura. La parte más profunda de la misma fue

## CAPITULO IV- INYECCIONES DE COMPACTACIÓN

cimentada en una zona de rellenos cohesivos, siendo este lugar, donde los asientos registrados eran mayores. Las grietas permitieron la infiltración de agua, saturando dichos rellenos.

Para compensar aquellos asientos, se ejecutó una malla cuadrada de taladros de 1.20 m de lado en todo el fondo la piscina. El diseño original contemplaba que los taladros más superficiales llegasen hasta el fondo de una antigua losa de cimentación existente. A pesar de que en aquel entonces se creía que los suelos finos no podían ser inyectados, se razonó que unos pequeños taladros llenos con mortero deberían proveer el soporte necesario y prevendrían los futuros asientos. Tan pronto como la inyección fue iniciada, el agua comenzó a salir por el taladro situado en la cota más baja y continuó fluyendo durante la inyección. El tratamiento había requerido 10 veces el volumen de mortero establecido originalmente. Entonces, se concluyó que se había logrado expulsar el agua contenida en los intersticios del relleno, lo cual hasta la época no se creía posible. De esta manera nació la comúnmente conocida inyección de compactación.

Este descubrimiento motivó el inicio de programas de investigación, donde cientos de experimentos fueron realizados y sus resultados minuciosamente inspeccionados. Durante estos programas, los cuales fueron recogidos por Brown y Warner (1973), se utilizaron varios tamaños y tipos de tubería de inyección. Al mismo tiempo, se estudiaron las composiciones y consistencia de los morteros. Se encontró que el ritmo de inyección y aún más importante, la reología de la mezcla, son los factores más importantes para obtener masas inyectadas de forma regulares. Los mejores resultados fueron logrados con la mezcla más seca y dura que fue posible inyectar.

En 1960 las inyecciones de compactación fueron empleadas para estabiliza los problemas de asientos en un proyecto de condominios, cimentados en un relleno sobre un antiguo cañón. La cimentación estaba formada por pilotes ejecutados "in situ", apoyados en un estrato rocoso localizado en el fondo del

relleno. El relleno estaba constituido por bolos de gran tamaño y escombros provenientes de la construcción. Los asentos se generaron porque muchos de estos pilotes se habían quedado cortos, apoyándose en los bolos en vez de la roca (estrato de apoyo inicialmente previsto).

Las inyecciones de mortero fueron empleadas con el objetivo de inyectar por debajo de la punta de los pilotes cortos, hasta llegar al estrato rocoso. Para esta fecha no se habían realizado inyecciones de compactación a profundidades mayores de 6 m. Los resultados obtenidos fueron muy satisfactorios, la inyección no migró, la resistencia superó los 40 kg/cm<sup>2</sup> requeridos y cero asiento con un 100% de recuperación de deformación elástica en las pruebas de carga.

En los años siguientes se produjo un gran incremento de tratamientos que incluían el uso de las inyecciones de mortero. Se realizaron excavaciones en las columnas inyectadas, para estudiar la geometría de la masa inyectada, y por consiguiente incrementar los conocimientos de los procesos mecánicos envueltos.

En la década del 70, los tratamientos con inyecciones de mortero comenzaron a expandirse más allá de California. En 1977, esta técnica fue usada en Baltimore Maryland, con el objetivo de compensar los asentos esperados durante la construcción del nuevo sistema de metro urbano. Tan pronto pasaba el escudo de la tuneladora, se realizaron inyecciones a solo 6 metros por encima de la coronación del túnel. Sin embargo se planteó la duda, en principio, de que la inyección pudiese afectar al túnel y a pesar de las grandes presiones empleadas no se produjo ningún daño. Los asentos experimentados fueron mucho menos de los anticipados y el proyecto fue declarado como un significativo éxito (Baker, Cording y Mac-Pherson, 1983). Desde entonces este procedimiento ha sido usado, en otros proyectos de túneles con un gran éxito.

## CAPITULO IV- INYECCIONES DE COMPACTACIÓN

En el año 1978 se produjeron dos grandes avances en la tecnología de las inyecciones de mortero: Inyección bajo agua y el uso del nuevo cono holandés (CPT) para evaluar la mejora inducida al terreno por la inyección.

En 1980, "The ASCE Committee on Ground" publicó "Preliminary Glossary of Terms Relating to Grouting" (1980). En éste documento las inyecciones de compactación se definen como un mortero inyectado con menos de 1 pulgada (25mm) de revenimiento en el cono de Abrams. Con el objetivo de diseñar morteros más fáciles de bombear, se realizaron algunos tratamientos añadiendo arcilla u otros plastificantes, pero estos aditivos carecían de fricción interna, comportándose como un fluido en el terreno, lo cual provocaba la fracturación hidráulica del mismo, perdiéndose el control de la inyección y de los resultados obtenidos. Lamentablemente, muchas obras se han ejecutado con el nombre de inyecciones de compactación, realmente no lo han sido y los resultados han sido desastrosos.

A principio de la década de los 80, los ingenieros geotécnicos orientados a la solución de problemas de origen dinámico, se comenzaron a interesar por las inyecciones de compactación, dada la versatilidad, efectividad y economía en el tratamiento de terrenos potencialmente licuables bajo o alrededor de obras existentes. El primer caso documentado fue el Kaiser Hospital en San Francisco California y data de 1984 (Donovan y otros).

En la década del 90, se dedicaron importantes esfuerzos en la investigación, con el objetivo de mejorar y ampliar los conocimientos en las inyecciones de compactación. Sin embargo, la gran mayoría de estos, así como una gran parte de la experiencia existente hasta la época, se habían orientado a la detención, eliminación y compensación de asientos. Como la efectividad de las inyecciones en este tipo de aplicación se verificaba durante la ejecución del tratamiento, no hubo iniciativa para el estudio cuantitativo de los efectos que las mismas, producían en los terrenos tratados. Como resultado de esto, hoy en día existe poca información disponible con la cual se pueda evaluar, la

efectividad de las inyecciones de compactación en terrenos potencialmente licuables.

El estudio de las inyecciones de compactación, orientado al tratamiento de terrenos potencialmente licuables, es una verdadera necesidad, debido a que con el mismo se podrá proveer a los ingenieros geotécnicos una herramienta efectiva y económica para la mitigación de este fenómeno.

### IV-2 DEFINICIÓN DE INYECCIÓN DE COMPACTACIÓN

Las inyecciones de compactación consiste en inyectar lentamente (60 litros por minuto o menos) un mortero seco, asiento en el cono de Abrams (revenimiento) menor a 5 cm, provisto de una gran fricción interna, el cual al ser inyectado se mantiene como una masa homogénea expansiva, por lo que desplaza y compacta el suelo circundante. El mortero no penetra dentro de los poros del suelo, pero crece como un bulbo, provocando desplazamientos radiales controlados compactando los suelos flojos o sueltos.

La inyección convierte al suelo en más denso. El agua y el aire contenido dentro del mismo son forzados a salir, produciéndose un reacomodo de las partículas que lo constituyen.

El proceso de inyección puede ser continuo hasta superar una presión límite, un volumen límite y/o que se produzcan movimientos indeseados.

A pesar de que la aplicación original de esta técnica es relativamente un concepto sencillo, envuelve todas las complejidades de la mecánica de suelos, reología del mortero, perforación, bombeo y la experiencia. La manera y el grado en que dichos factores son manejados determinan el éxito o fracaso de un proyecto dado.

## *CAPITULO IV- INYECCIONES DE COMPACTACIÓN*

Es muy común, en la práctica profesional, llamar inyecciones de compactación a las inyecciones de baja movilidad, siendo dos conceptos diferentes, a pesar de tener muchos aspectos comunes. Debido a ello, resulta conveniente conocer cada una de ellas y sus respectivas aplicaciones.

Se suele llamar inyección de baja movilidad a aquella inyección de mortero en que la velocidad de inyección es irregular o especificada a ser mayor a 60 lts/min, con un asiento en el cono de Abrams (revenimiento) oscilando entre 5 - 10 cm. y su aplicación está relacionada al llenado de huecos y a la reducción de la permeabilidad del terreno.

Las principales diferencias entre las inyecciones de compactación y las inyecciones de baja movilidad, están marcadas por la velocidad de inyección, la consistencia del mortero (asiento en el cono de Abrams) y el tipo de aplicación asociada a cada una de ellas.

### **IV-3 APLICACIONES DE LAS INYECCIONES DE COMPACTACIÓN**

1. Mejora del terreno en suelos sueltos y/o colapsables, con valores de  $N_{SPT}$  típicos de 0 a 15-20 golpes.
2. Compensar asientos.
3. Mitigar el potencial de licuación, mediante aplicaciones pre o post constructivas.
4. Reparación de pilotes anómalos.
5. Micropilotes formados por bulbos de mortero compactado como elementos estructurales en recalces.

#### **IV-4 TERRENOS A LOS CUALES LAS INYECCIONES DE COMPACTACIÓN SON APLICABLES**

##### **a- Suelos granulares sueltos, saturados o no saturados**

En esta categoría se encuentran el mayor número de proyectos realizados con este tipo de inyecciones. Estos suelos son en su mayoría arenas y/o gravas con pocos finos (menor al 25%), de tal manera que no se produzcan incrementos en la presión intersticial al aplicar el tratamiento (Figura IV-1). Para garantizar la efectividad del tratamiento los golpes del SPT no deben superar los 15-20 golpes (previo a la ejecución del mismo).

##### **b- Suelos finos blandos no saturados**

Los suelos finos no saturados (limos y arcilla), con un SPT no mayor de 10, pueden ser tratados con inyecciones de compactación. En cuanto a los suelos finos saturados, para obtener una mejora eficaz en términos prácticos, la frontera de los suelos saturados tratables con esta técnica suele estar en los limos algo arcillosos (Figura IV-1), pues suelos más impermeables requerirían muchas fases de inyección con tiempos de espera importantes entre ellas y/o recurrir a medidas expeditivas de drenaje entre taladros.

##### **c- Suelos colapsables**

Suelos de origen eólico en zonas áridas también han sido tratados exitosamente con inyecciones de compactación. Al actuar sobre estos terrenos, hay que poner especial cuidado para evitar que se produzcan fugas de agua, que puedan saturar el suelo, causando el colapso de su micro-estructura provocando asentamientos.

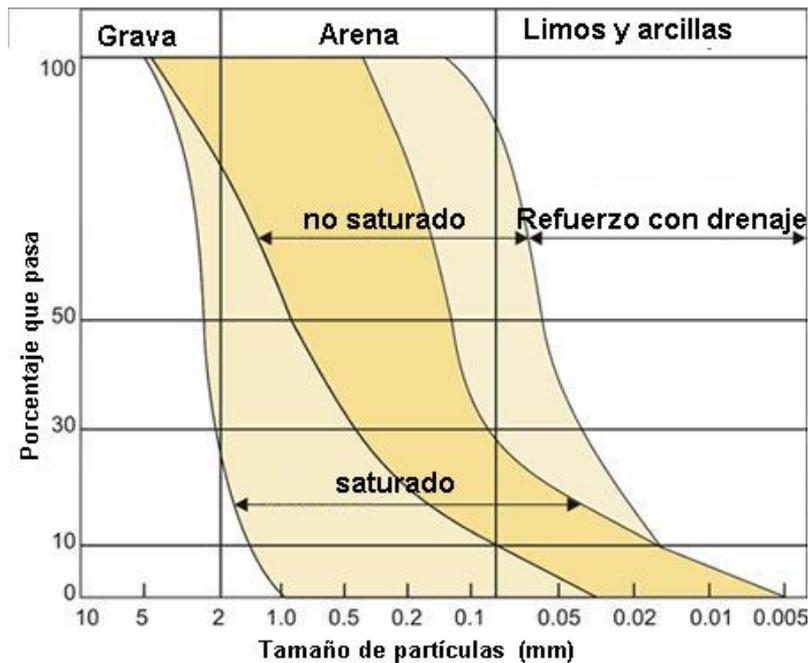


Figura IV-1 Rangos aproximados de aplicación de las inyecciones de baja movilidad.

#### IV-5 RELACIÓN ENTRE EL TIPO DE SUELO, PRESIÓN Y VOLUMEN NECESARIO DE MORTERO Y CONSISTENCIA DEL MISMO, PARA EL TRATAMIENTO CON INYECCIONES DE COMPACTACIÓN

A partir de la experiencia y de los resultados obtenidos en tratamientos con inyecciones de compactación, se ha podido observar la importancia de limitar la consistencia del mortero a inyectar. En 1980, el Comité de Inyecciones de la División de Ingeniería Geotécnica de la “American Society of Civil Engineering” (ASCE), definió que el mortero a emplear en las inyecciones de compactación debía tener un cono de Abrams inferior a 1 pulgada (2.54 cm). A pesar de que este requerimiento se podría aplicar a la mayoría de los suelos, se consideró demasiado restrictivo para suelos finos (Al-Alusi, 1997). No obstante, esta limitación sigue siendo válida, para terrenos granulares de compactación suelta (floja) a densa. En la Figura IV-2a, se representa de manera cualitativa la relación entre el tipo de terreno y el cono requerido (Al-Alusi, 1997).

## CAPITULO IV- INYECCIONES DE COMPACTACIÓN

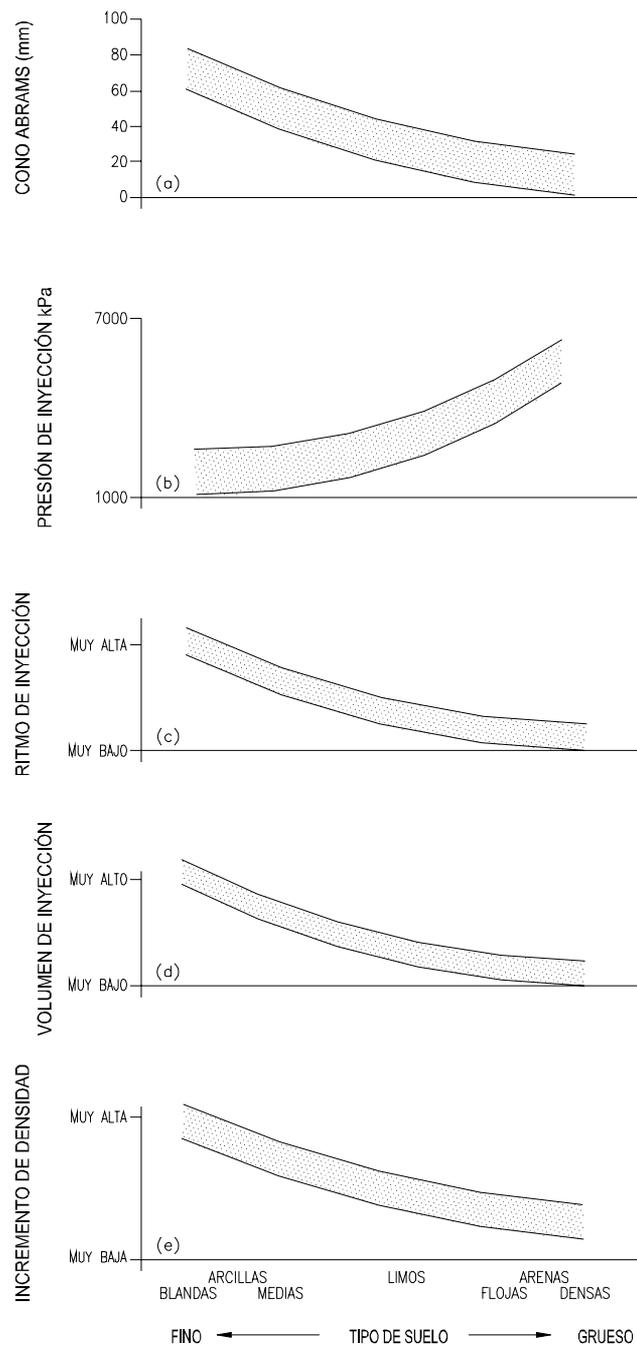


Figura IV-2 Relación entre los parámetros de inyección y el tipo de terreno (Al-Alusi, 1997).

La presión de inyección está relacionada de manera inversa, en función del tipo de terreno, con la consistencia del mortero. En la Figura IV-2b se muestra de manera cualitativa la presión requerida para inyectar en varios tipos de terrenos. El ritmo o caudal de inyección puede ser alto para terrenos de baja consistencia y de bajo a muy bajo a medida que aumenta la fricción interna del terreno (Figura IV-2c).

Bajo condiciones pseudo-estáticas y desde el punto de vista cualitativo, las admisiones de mortero son mucho mayores en terrenos con baja fricción interna en relación con los terrenos que poseen alta fricción (Figura IV-2d). De acuerdo a lo anterior, la mejora (expresada en términos porcentuales) será mayor en aquellos terrenos con mayores admisiones (Figura IV-2e).

Cada una de las Figuras (IV-2a hasta IV-2e) corresponde a estudios cualitativos y se han realizado modificando cada una de las variables de manera independiente, asumiendo todas las demás como constantes.

## IV-6 DISEÑO DE INYECCIONES DE COMPACTACIÓN

### IV-6-1 Métodos de diseño basados en la relación entre la presión de inyección y el volumen inyectado

La teoría de expansión de cavidades, ha sido una herramienta muy útil para el estudio de los bulbos de mortero inyectado (El-Kelesh et al., 2001 y Warner, 1992). Partiendo de dichas teorías, se han desarrollado ecuaciones para predecir del comportamiento de las inyecciones de mortero, basadas en la relación entre la presión límite y el volumen de mortero inyectado en terrenos granulares.

Muchos expertos estiman el volumen de mortero a inyectar en el terreno a partir de relaciones empíricas, en las que volúmenes entre 0.1 a 0.2 m<sup>3</sup>/m son rangos típicos para mejorar terrenos sueltos a medianamente densos, localizados a poca profundidad (menor de 2 m). Al incrementar la profundidad se podrían inyectar volúmenes mayores sin generar movimientos en la superficie.

La principal limitación del volumen a inyectar, es el levantamiento potencial de la superficie de terreno y/o la excesiva deformación lateral que se podría inducir a las estructuras enterradas (si existiesen).

Para la aplicación de este método se hace la hipótesis (simplificadas) de considerar que la presión de inyección actúa en un área proyectada en el plano horizontal sobre el bulbo de mortero. Se verifica que la sobrecarga existente sobre el bulbo de mortero (obtenida a partir del peso de la cuña de terreno) resista el levantamiento provocado por la presión de inyección (Figura IV-3).

La resistencia ofrecida por la sobrecarga es estimada como el peso del cono truncado de terreno por encima del punto de inyección y se evalúa a partir del equilibrio de fuerzas del diagrama de cuerpo libre obtenido a partir de la Figura

## CAPITULO IV- INYECCIONES DE COMPACTACIÓN

IV-3. Posteriormente de manera interactiva se determina la relación volumen-presión límite en función de la profundidad a ser usada para establecer los criterios de rechazo.

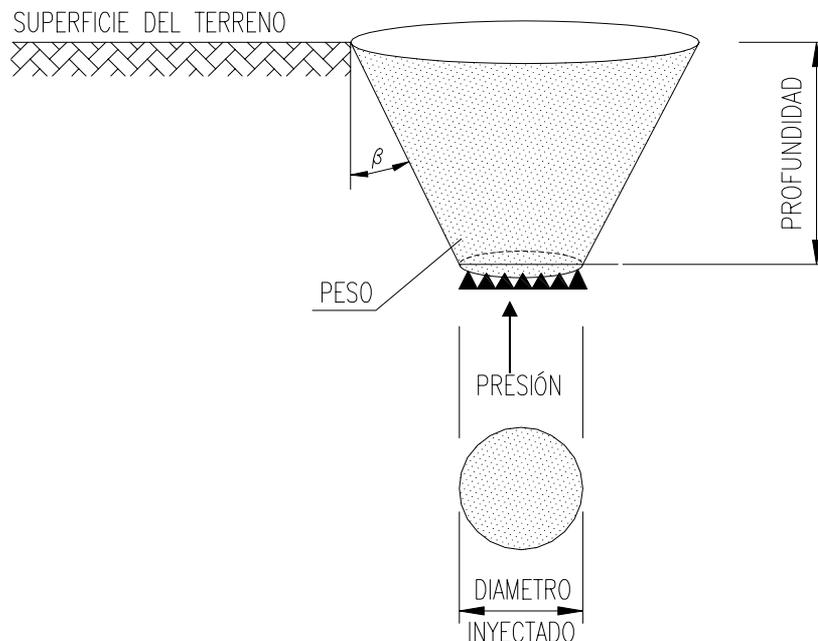


Figura IV-3 Estimación relación presión límite – volumen.

El volumen del cono truncado se puede obtener a partir de la siguiente expresión:

$$V_c = (\pi \cdot D / 3) [ D^2 \cdot (\tan(\beta))^2 + 3 \cdot r \cdot D \cdot \tan(\beta) + 3 \cdot r^2 ]$$

Donde:

$r$ : radio del bulbo de mortero.

$D$ : Profundidad de inyección.

$\beta$ : Ángulo del cono, este valor varía de acuerdo a las propiedades del terreno, siguiendo el criterio de Morh-Coulomb.

En algunos casos, la resistencia por fricción a movilizar en la superficie del cono se desprecia (hipótesis de carácter conservador). Entonces, la expresión simplificada del equilibrio de fuerzas será la siguiente:

$$p \cdot \pi \cdot r^2 = \gamma \cdot V_c$$

En donde  $p$  = presión de inyección, y  $\gamma$  = peso específico aparente del terreno.

Para el diseño de tratamientos para mitigar el potencial de licuación con este método, es necesario estimar la densidad relativa del terreno antes del tratamiento y el incremento necesario de la misma para que no se produzca licuación (llegar a una densidad relativa mayor al 70%). A partir de esto, se podrá estimar el volumen de huecos, dentro del esqueleto del suelo, que sería necesario reducir para alcanzar la densidad relativa fijada.

Es muy importante destacar, que con el volumen inyectado (obtenido a partir de dicho radio) no se deben producir movimientos de consideración en superficie del terreno, es decir, que la presión necesaria para introducir dicho volumen sea igual o menor que el peso del cono de terreno por encima del punto de inyección (en caso de que desprecie la resistencia por fricción desarrollada en la superficie de la masa desplazada verticalmente). Los movimientos reducirán la efectividad del tratamiento, entonces entrarán en juego otras variables, que habría que evaluar para poder determinar la mejora obtenida.

### **IV-6-2 Método basado en la compactación por desplazamiento**

Este método de diseño se basa en determinar el incremento de volumen (mortero inyectado) necesario para obtener la densidad relativa establecida como objetivo.

## CAPITULO IV- INYECCIONES DE COMPACTACIÓN

Para el estudio analítico con este método, se considera el terreno como un medio continuo, homogéneo e isótropo, en que la presión de inyección se disipa totalmente en una frontera de forma esférica (denominada borde neutro), cuyo centro será el punto de aplicación de la inyección. En dicha frontera tanto el incremento de tensiones como de deformaciones serán nulos.

El estado tensional existente en el terreno será el representado en la Figura IV-4.

Las deformaciones en la masa de terreno se pueden representar de acuerdo a la Figura IV-5.

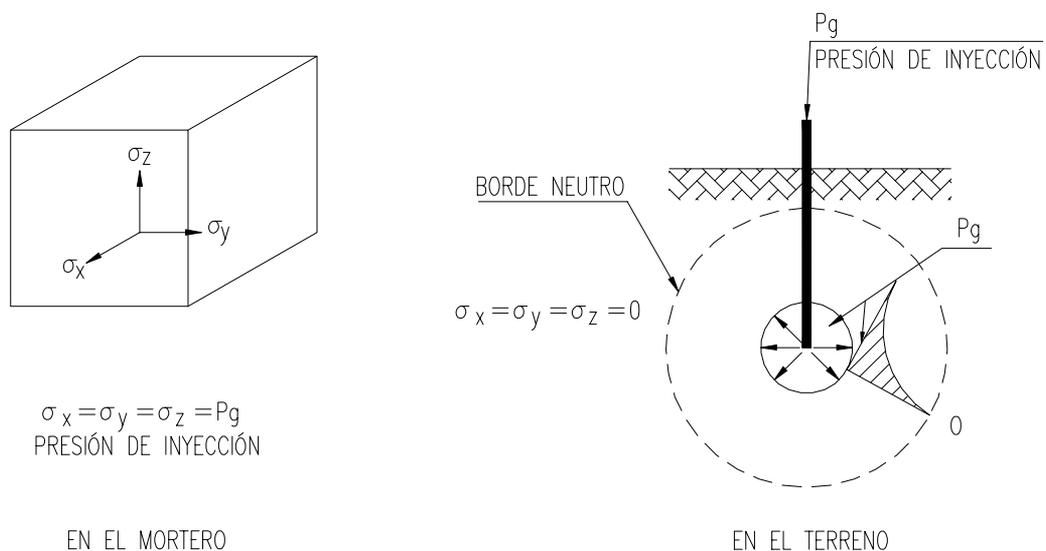


Figura IV-4 Estado tensional del terreno (Método de compactación por desplazamiento).

## CAPITULO IV- INYECCIONES DE COMPACTACIÓN

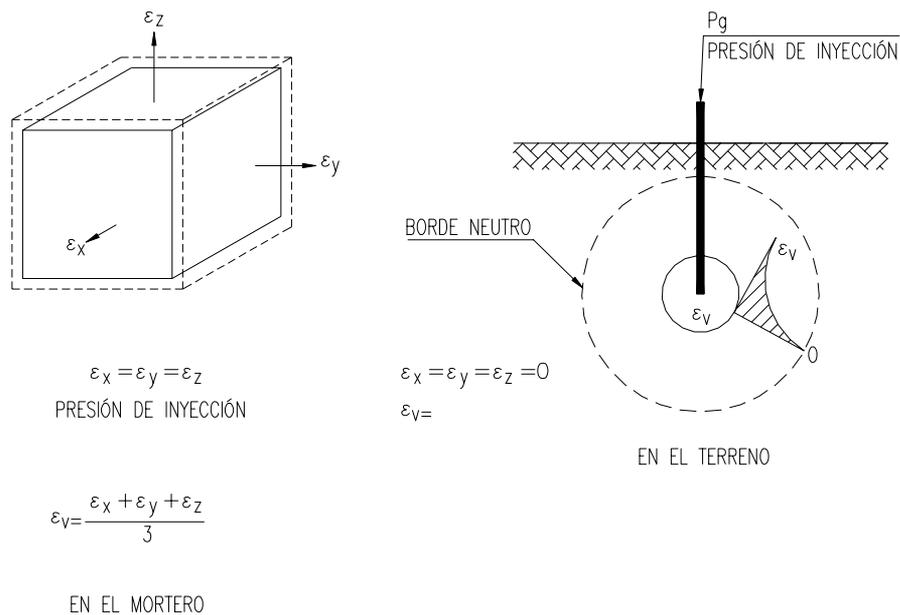


Figura IV-5 Estado tensional del terreno (Método de compactación por desplazamiento).

Para un material lineal elástico, homogéneo e isótropo, la deformación volumétrica unitaria es igual al volumen de mortero inyectado dividido el volumen de terreno dentro del borde neutro.

$$\varepsilon_v = V_m / V_{bn} \quad (IV-1)$$

Donde:

$\varepsilon_v$  = Deformación volumétrica.

$V_m$  = Volumen de mortero.

$V_{bn}$  = Volumen dentro del borde neutro.

Aplicando la teoría de la elasticidad, el modulo de deformación obtenido estaría definido por la siguiente expresión:

$$E = P_m / \varepsilon_v \quad (IV-2)$$

## CAPITULO IV- INYECCIONES DE COMPACTACIÓN

Siendo  $P_m$ , la presión de inyección del mortero.

Sustituyendo la ecuación IV-1 en la ecuación IV-2, se obtiene:

$$V_m / V_{bn} = P_m / E \quad (IV-3)$$

El incremento de densidad en la masa de suelo ( $\Delta_\gamma$ ) puede ser representado como:

$$\Delta_\gamma = \Delta_m / V_{bn}$$

En donde  $\Delta_m$  es la “masa introducida en el terreno”.

Sustituyendo la expresión anterior en la ecuación (IV-3) se obtiene:

$$\Delta_\gamma = (\Delta_m P_m) / (E V_m)$$

La “masa introducida en el terreno” no sería la masa del mortero inyectado. La masa introducida dentro del borde neutro ( $V_{bn}$ ), la cual efectivamente incrementa la densidad del terreno dentro de  $V_{bn}$ , es la correspondiente al volumen de mortero inyectado multiplicado por la densidad del terreno desplazado.

$$\Delta_m = V_m \cdot \gamma_s$$

Donde  $\gamma_s$  es la densidad del terreno en el punto de inyección.

Entonces,

$$\Delta_\gamma = \gamma_s \cdot P_m / E \quad (IV-4)$$

## CAPITULO IV- INYECCIONES DE COMPACTACIÓN

Para el diseño de tratamientos para mitigar el potencial de licuación con este método, es necesario estimar la densidad relativa del terreno antes del tratamiento y el incremento necesario de la misma para que no se produzca licuación (llegar a una densidad relativa mayor o igual al 70%). Con este valor se podrá estimar, cuanto tiene que incrementarse el peso específico del terreno antes del tratamiento para poder alcanzar la mejora establecida.

El módulo de deformación del terreno posterior al tratamiento se puede estimar a partir de la ecuación IV-4.

$$E = \gamma_s \cdot P_m / \Delta\gamma \quad (IV-5)$$

Para un determinado emplazamiento,  $\gamma_s$  se puede tomar de manera simplificada como un valor constante. E es una propiedad intrínseca del terreno y por definición representa la relación entre el volumen y la presión de inyección.

Este método no tiene en cuenta los movimientos que pueden ser inducidos durante el proceso de inyección, ni la manera en que estos pueden afectar a las mejoras obtenidas.

A título de orientación en la tabla IV-1 (Al-Alusi, 1998), se muestran los módulos de deformación obtenidos en función del volumen inyectado y las presiones aplicadas en distintos terrenos. Los modulo de deformación se ha calculado a partir de la ecuación IV-5 y los mismos son graficados en función del tipo de terreno en la Figura IV-6, la cual coincide cualitativamente con la Figura IV-2b.

Este modelo se basa en algunas hipótesis simplificadas que difícilmente se cumplen en la realidad. La linealidad y elasticidad son dos hipótesis que pueden ser satisfecha bajo un nivel bajo de deformación. A pequeñas deformaciones, los suelos exhiben cierta linealidad y elasticidad. Sin embargo a

## CAPITULO IV- INYECCIONES DE COMPACTACIÓN

mayores niveles de deformaciones (como los encontrados en las inyecciones de compactación) los terrenos no son ni lineales ni elásticos. Por lo tanto hay que tener cuidado a la hora de interpretar los resultados de los cálculos aplicando este método.

Tipo de suelo	Densidad (Kg/m <sup>3</sup> )	Presión de inyección kPa	Incremento de densidad %	Módulo de elasticidad kPa X E6
Turba	970	1500	0.3	4.8
Arcilla / Arcilla limosa				
Blanda	1300	2000	0.2	19.5
Media	1450	3500	0.15	33.8
Limos arenoso / Arcilla				
Blanda	1300	3500	0.15	30.3
Media	1450	4100	0.1	59.5
Arenas limosas / Arenas				
Flojas	1300	4100	0.08	66.6
Medias	1600	5500	0.07	125.7

Tabla IV-1 Módulos de deformación obtenidos en función del volumen inyectado y las presiones aplicadas en distintos terrenos (Al-Alusi, 1998).

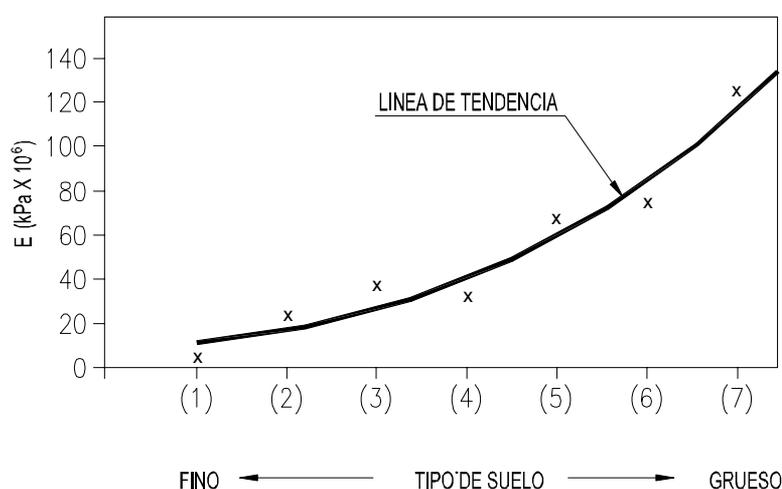


Figura IV-6 Relación entre el módulo de elasticidad y el tipo de terreno (a partir de los datos de la Tabla IV-1).

#### IV-7 METODOS DE INYECCIÓN

El proceso de inyección puede ser realizado mediante fases sucesivas ascendente, descendente o una combinación de ambas.

El método descendente, consiste en realizar el proceso de inyección de manera descendente, desde la superficie del terreno hasta el final del taladro. En cada una de las fases el mortero se deja endurecer y posteriormente se re-perfora continuando con la siguiente fase de inyección. Este método es usado para aplicaciones a poca profundidad y en operaciones cuyo objetivo, además de mejorar el terreno, es compensar asentamientos (Figura IV-7).

El método ascendente, consiste en realizar el proceso de inyección de manera ascendente y continua según la fase especificada, desde el final del taladro hasta la superficie. Este método es idóneo en aplicaciones donde la operación de densificación y/o mejora requiere movimientos mínimos (Figura IV-7).

Existen casos en los cuales se han utilizado una aplicación combinada de ambos métodos, con el objetivo de hacer la inyección más económica y al mismo tiempo efectiva (Figura IV-7).

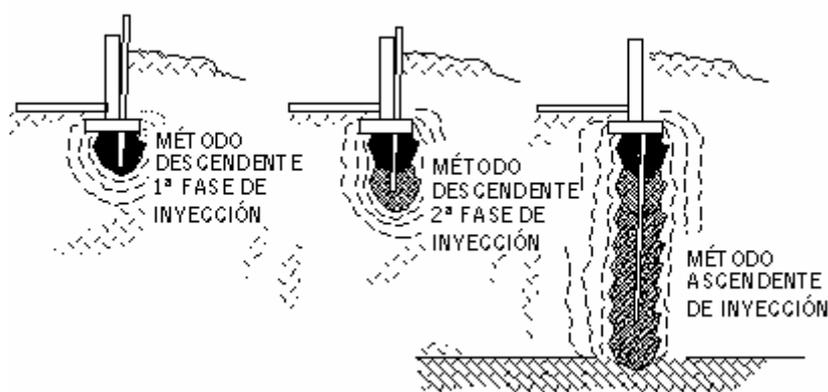


Figura IV 7 Procedimiento de inyección descendente (1<sup>ra</sup> y 2<sup>da</sup> fase de inyección) y ascendente (última fase de inyección).

## *CAPITULO IV- INYECCIONES DE COMPACTACIÓN*

Cuando se utiliza el método descendente de inyección, existe un espacio de tiempo considerable entre fases de inyección, en consecuencia los movimientos, muchas veces muy pequeños, se relajan durante este intervalo de tiempo y no existe un asiento acumulado por fases.

Por el contrario, cuando es usado el método ascendente, todo el taladro es inyectado de manera continua. Por lo tanto los movimientos provocados son acumulativos, y en muchas ocasiones pueden ser inadmisibles. La importancia de un control cuidadoso y continuo de la instrumentación no debe ser subestimada.

El método descendente es mucho más efectivo para profundidades inferiores a los 5 m, lo cual se atribuye al endurecimiento del mortero inyectado en fases anteriores, además de la mejora, que dichos bulbos de mortero, han provocado en el terreno circundante (Warner, 1981). A partir de esta profundidad, con el aumento de la tensión vertical, utilizando el método ascendente se han logrado resultados similares a los obtenidos con el método descendente (Donovan, 1984 y Donovan et al, 1984).

Existen casos en que a poca profundidad, el que método ascendente puede ser tan efectivo como el descendente, mediante la aplicación de algunas modificaciones en el proceso de diseño y de inyección, como la doble inyección en los tramos de taladro más superficiales o mediante la reducción de la separación entre ellos.

A pesar que dichas modificaciones representarían un incremento del costo del tratamiento, se vería compensado porque el método ascendente es el método de ejecución más económico y mucho más eficiente (Boulanguer et al 1995).

#### IV-8 DISPOSICIÓN DE LOS TALADROS DE INYECCIÓN

En general los taladros se disponen según mallas triangulares o cuadradas, las separaciones entre taladros es variable, pero nunca mayor a 3.5 m. En función de los objetivos fijados, se puede comenzar a inyectar con una malla primaria, continuar con una malla secundaria, en caso de ser necesario, finalizar con una malla terciaria intercalada. El proceso de inyección terminará al alcanzar los criterios de rechazo prefijados.

La distribución y separación de los taladros depende del terreno a tratar, la mejora requerida y en caso de que exista una edificación, la geometría de la misma.

Las mejoras logradas con este tipo de tratamiento dependen de la naturaleza del terreno y el ritmo o caudal de inyección. Las investigaciones llevadas a cabo por Warner y Brown (1973) en obras de recalces, han mostrado que una separación entre taladros entre 3 y 3.5 m es óptima cuando el ritmo de inyección era del orden de 42 lts/min. Si se incrementa el ritmo de inyección a 56 lts/min, habría que reducir la separación entre taladros a 2.4 m, para poder inyectar la misma cantidad equivalente de mortero, no obstante, el terreno y sus características deben ser tomados en cuenta. El ritmo de inyección óptimo depende del tipo de terreno, pero por lo general oscila en un rango entre 28 y 56 lts/min, por lo tanto la separación óptima será entre 3.6 y 2.4 m para obras de recalces, variando de acuerdo a dicho ritmo o caudal.

Para densificación de arenas y específicamente para la mitigación del potencial de licuación, no existe en la bibliografía ninguna recomendación sobre la separación óptima de los taladros.

### IV-8-1 Malla de taladros primaria y secundaria

Antes de iniciar el proceso de inyección, se recomienda seleccionar algunos taladros alternos, que formarán la malla de taladros primarios. Una vez inyectados los taladros primarios, se continúa inyectando los taladros secundarios y de ser necesario taladros terciarios.

En caso que los taladros secundarios tengan admisiones (sin alcanzar ninguno de los criterios de cese de inyección) superiores a los taladros primarios, es indicio de que la separación entre los mismos ha sido muy grande, por lo tanto, habría que cerrar más la malla, agregando taladros terciarios. Sin embargo, si los taladros secundarios admiten mucho menos volumen que los primarios (admisiones escasas), la malla estaría muy cerrada, y habría que abrirla más. La situación óptima será aquella en que los taladros secundarios tomen un poco menos volumen que los primarios.

Otro aspecto importante es la secuencia de inyección, los taladros del perímetro serán inyectados primero, con el objetivo de proveer un confinamiento a los taladros inyectados posteriormente. Cuando los taladros estén ubicados próximos a un talud, se inyectarán primero los localizados en el pié del mismo

Cuando el tratamiento se ejecuta bajo una edificación, la distribución de los taladros estará condicionada por la geometría de la misma. En estos casos la secuencia de inyección desempeña un papel muy importante, debido a que durante todo el proceso de inyección hay que mantener un equilibrio en las cargas soportadas por los elementos resistentes de la estructura, evitando la sobre-solicitación de los mismos. Cuando las condiciones de ejecución lo permitan se recomienda colocar una o dos filas de taladros adicionales en todo el perímetro de la edificación permitiendo un mayor confinamiento de la zona tratada.

## IV-9 EJECUCIÓN DE LAS INYECCIONES DE COMPACTACIÓN

### IV-9-1 Perforación

Esta operación tiene como objetivo la introducción de la tubería de inyección, de acuerdo al diseño y planificación establecida, llevando el mortero hasta la localización precisa para la ejecución del tratamiento.

Normalmente la perforación se efectúa por rotación, utilizando una tubería con zapata o corona de corte en su extremo, que puede ser utilizada para la inyección.

Dependiendo del tipo de obra, las operaciones de perforación e inyección se pueden independizar o hacerse juntas, es decir, utilizando la misma perforadora para extraer las barras de perforación - inyección, en lugar de gatos.

Si la perforación e inyección se realiza utilizando la misma perforadora, la tubería de perforación - inyección no solamente debe ser capaz de realizar la perforación, si no también, debe permitir la circulación del mortero por su interior y muchas veces servir de entibación en suelos donde la perforación no sea estable.

Con el objeto de que la inyección de mortero sea auto-obturable, se debe cumplir que la relación entre el diámetro de la tubería de inyección y la tubería de perforación sea inferior a 1.3, siempre y cuando el diámetro de perforación e inyección no sean iguales.

Si la relación especificada anteriormente es mayor a 1.3, el mortero puede retornar en forma de rechazo, perdiendo efectividad el tratamiento. Cuando el diámetro de la perforación es demasiado grande, el espacio anular se puede

## *CAPITULO IV- INYECCIONES DE COMPACTACIÓN*

obturar añadiendo arena, pero a pesar de esto, usar una relación diámetro de perforación / Diámetro tubería de inyección muy grande, no representa una buena alternativa para realizar este tipo de tratamiento.

El método de perforación puede verse afectado por: problemas de accesibilidad, espacio anular, capacidad de perforación en suelos difíciles, consideraciones de extracción, etc. No existe un método que se pueda ajustar a todos los escenarios posibles, por lo tanto, es necesario considerar cuidadosamente los efectos que las diferentes técnicas de perforación pueden tener en la totalidad del programa de inyección, desde el punto de vista técnico y práctico.

Las tuberías de inyección deben tener un diámetro interno mínimo de 75-100 mm. Se podrían utilizar diámetros mayores, pero cada incremento, crea de manera proporcional, problemas en el personal de operación al remover secciones de tubería. Sin embargo, facilitará la colocación de barras de refuerzo, en caso de que se quiera colocar alguna barra o tubo de acero como refuerzo.

Las restricciones de galibo pueden requerir en muchas ocasiones tramos de tubería con longitudes cortas, para poder garantizar las operaciones de inserción y de retiro de la misma.

Las áreas sin problemas de galibo permitirán el uso de tuberías más largas, pero el proceso de extracción se requiere, típicamente, de algún tipo de plataforma levadiza y/o grúas para monitorear los manómetros y permitir las desconexiones de mangueras.

Debido a que las inyecciones de compactación normalmente son ejecutadas en suelos sueltos o flojos, la perforación puede ejecutarse con un pequeño (y muchos casos) equipo manual.

### IV-9-2 Dosificación del mortero seco

Los morteros usados en las inyecciones de compactación están constituidos por arena, cemento, cenizas volantes y una pequeña proporción de bentonita (para asistir a las operaciones de bombeo). Existen casos en que estos componentes pueden variar, omitiéndose totalmente alguno de ellos.

Este mortero resultante debe poseer propiedades reológicas, las cuales son proporcionadas por las relaciones complejas entre la fricción interna y los mecanismos de disipación de esfuerzos. Las propiedades reológicas están reguladas por la granulometría de los agregados, el contenido de finos de la mezcla (incluyendo las partículas de cemento) y la cantidad de agua añadida.

En la Figura IV-8 se presentan los rangos granulométricos recomendados por la práctica americana (Warner & Brown y Bandimere) para las arenas a utilizar, con un límite inferior para el contenido de finos y un límite superior para el material grueso. En general, conviene que la granulometría se ajuste lo más posible a la línea ideal y que, en todo caso, la atraviese.

Cuanto más se acerque la mezcla al límite inferior, será más “bombeable” pero se alejará del objetivo de formación de bulbos. Por el contrario, cuanto más se acerque al límite superior, será mejor desde el punto de vista de la formación de bulbos, pero menos “bombeable”. Los diseños actuales están tendiendo hacia mezclas más gruesas, con el desarrollo de mejores bombas.

De lo anteriormente expuesto se deduce, que las partículas finas (plástica vs. no plásticas) menores de 0.074 mm (tamiz 200) controlan los dos aspectos más importantes del diseño del mortero:

1. La capacidad del mortero para ser bombeado.

2. La facilidad y/o dificultad del mortero de perder agua bajo presión una vez inyectado, lo cual también es función de las propiedades reológicas de los demás componentes de la mezcla empleada.

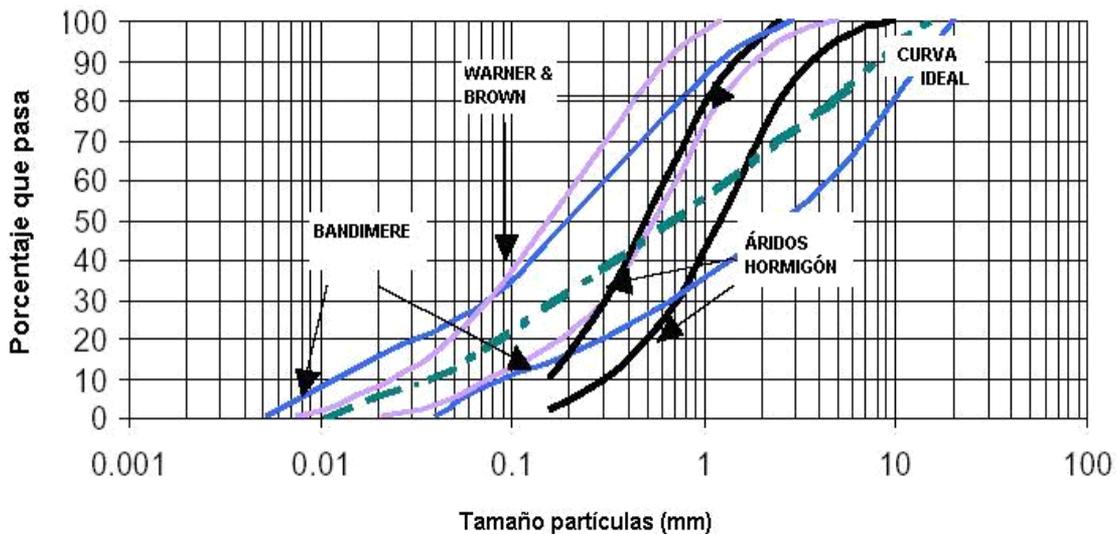


Figura IV-8 Rangos granulométricos de los áridos para inyecciones de baja movilidad (Shethji A. y Vipulanandan C., 2003)

El mortero “ideal” será aquel constituido por una mezcla sin finos, de tal manera que se garantice los puntos de contactos y la fricción entre las partículas. Pero la tecnología de bombeo existente en la actualidad no lo permite, debido a que las grandes fricciones transferidas en las mangueras y tuberías de inyección bloquearían el sistema. Debido a ello, a la mezcla que constituye el mortero se le añade agua, limos y bentonita con el objetivo de minimizar las fuerzas de fricción desarrolladas. No obstante, el mortero debe mantener la capacidad de perder el agua y el cono especificado.

Hoy en día los mejores morteros son aquellos que rozan el límite de no bombeables. Por lo tanto, una manera conveniente para dosificarlo, es limitar el contenido de finos hasta que la mezcla no se pueda bombear y luego ir

## CAPITULO IV- INYECCIONES DE COMPACTACIÓN

ajustando añadiendo limos, cenizas, cemento o bentonita hasta lograr que la misma se pueda “bombear”.

En cuanto al tipo de agregado, los de origen calcáreo son mucho menos abrasivos que los de origen silíceo, por lo tanto, desarrollan menores fricciones en el sistema de bombeo, requiriendo mucho menos contenido de finos en la mezcla, desgastando mucho menos el sistema de bombeo.

Para obtener un mortero con cono de Abrams de 4-5 cm, la relación agua-sólidos es entorno a 0.12 y la relación arena / (cemento + cenizas) de 2 (Armijo, Dickes y Henríquez, 2002), con un tamaño máximo del agregado de 3 mm (Foto IV-1). En caso de ser necesario, se puede añadir hasta un 2% de bentonita (con relación al peso del agua) para facilitar las operaciones de bombeo.



Foto IV-1 Control asiento en Cono de Abrams (< 5 cm).

La consistencia de la mezcla durante el proceso de dosificación y mezclado, puede ser verificado mediante el ensayo de la “Pelota de Baseball” (Armijo, Dickes y Henríquez, 2002). A pesar de que este ensayo empírico no se

encuentra referido en ninguna bibliografía, representa un elemento muy útil a la hora de ajustar las dosificaciones a emplear. El mismo consiste en amasar con las manos una pequeña cantidad mortero, formando una pelota similar a una pelota de baseball (Fotografías IV-2, IV-3 y IV-4). Posteriormente la pelota formada es vibrada, con movimientos horizontales de la mano de pequeña amplitud, en cuatro fases de aproximadamente cinco segundos cada una. Si la pelota pierde totalmente su forma, el mortero no tiene suficiente consistencia y por lo tanto no cumpliría el cono de Abrams requerido (menor a 5cm); siendo necesario realizar otra dosificación más consistente hasta conseguir que se mantenga prácticamente con su forma inicial.

La cantidad de cemento añadido al mortero es función de los requerimientos de resistencia exigidos en cada proyecto. Cuando se realizan obras de mejora de terreno, las inyecciones de compactación, son usadas como un medio de densificación "In-Situ" y por lo tanto la resistencia de la mezcla no es un aspecto fundamental. De hecho existen proyectos donde no se ha añadido cemento. Sin embargo, en estos casos la resistencia del mortero debe ser por lo menos la misma que el terreno que le rodea. Por otro lado, si los bulbos además son utilizados como elementos estructurales o elementos de refuerzos, la resistencia de la mezcla se convierte en un aspecto importante, estableciéndose la resistencia requerida.

Las cenizas volantes son un tipo de cementante con un tiempo de fraguado muy prolongado. Durante el proceso de inyección este componente confiere al mortero una fluidez y un tiempo mayor de fraguado, que a su vez facilita el proceso de bombeo y su manejo. Existen obras, en las que la resistencia final del mortero no es un factor determinante, sustituyéndose totalmente el cemento por las cenizas volantes.

## CAPITULO IV- INYECCIONES DE COMPACTACIÓN



Foto IV-2 Preparación de la pelota de baseball con el mortero anteriormente mezclado.



Foto IV-3 Vibrado de la pelota formada con movimientos de pequeña amplitud.



Foto IV-4 Forma final de la pelota al concluir el ensayo con una mezcla que cumple con los requisitos de cono menor de 5cm.

### **IV-9-3 Mezclado**

Las aplicaciones de este tipo de inyecciones requieren un mortero con características especiales, especificadas en el apartado anterior, lo que hace que no sea conveniente utilizar los morteros provenientes de plantas. Debido a ello, los componentes del mortero deben mezclarse, recurriéndose a mezcladoras “de tornillo” especiales para morteros “secos”, como la que se muestra en la Figura IV-9. Por lo general, en estas obras, las mezcladoras vienen acopladas a las bombas.

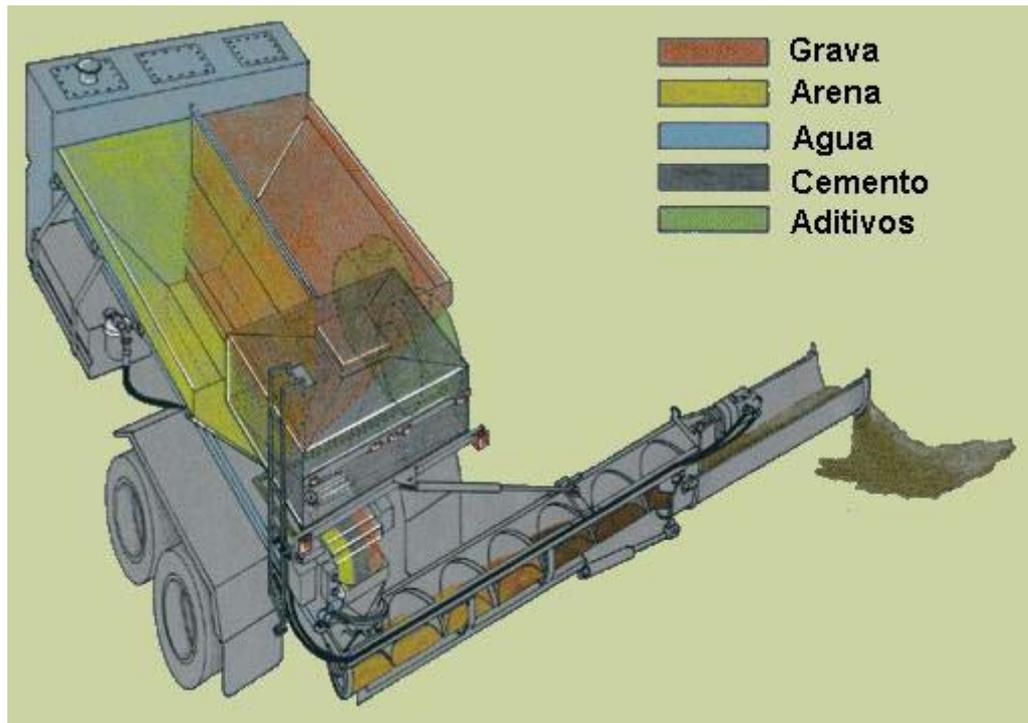


Figura IV-9 Mezcladora “de tornillo” para morteros “secos”

#### IV-9-4 Bombeo

El bombeo es el sistema encargado de llevar el mortero desde la mezcladora hasta el punto de inyección (Foto IV-5). Este es el aspecto más crucial y, al mismo tiempo, más difícil de un exitoso tratamiento con inyecciones de compactación, debido a la estrecha relación que guarda con el mortero.

La bomba a utilizar debe ser de pistones y además debe de cumplir con las siguientes características especiales:

- Alta resistencia al desgaste por abrasión.
- Capaz de alcanzar presiones pico de 100 bares, para poder desbloquear obstrucciones en las tuberías, y de trabajar en rangos de 20 a 40 bares.

- El diámetro de sus cilindros debe ser mayor o igual que 75 mm.



Foto IV-5 Bomba de pistones con mezcladora acoplada.

Para inyecciones de compactación se recomienda utilizar mangueras y tubería de inyección de diámetro igual o superior al diámetro de los pistones de la bomba.

### IV-9-5 Inyección

Se realiza levantando la tubería, con gatos, en caso de que se independicen las operaciones de perforación e inyección (Foto IV-6), o con la propia máquina de perforación, en tramos de 0,30 a 0,60 m, e inyectando el mortero “seco” hasta cumplir con uno de los criterios de rechazo prefijados, en cuanto a movimientos, presiones y volúmenes.



Foto IV-6 Extracción tubería de inyección con gatos (Armijo, 1997).

La velocidad de inyección es muy lenta, no superando los 50 a 60 litros/minuto. Con dicho ritmo o caudal de inyección se llegan a alcanzar rendimientos medios de aproximadamente  $1/3 \text{ m}^3$  por hora y, por lo tanto, a unos 2 a 3  $\text{m}^3$  por turno de 8 horas. En muchos casos, con el objetivo de incrementar el rendimiento, se utiliza una perforadora y varias bombas.

El volumen total inyectado es una medida de la efectividad del tratamiento. Bajo condiciones y circunstancias ideales, el volumen inyectado medido en la bomba debería ser igual al volumen final inyectado en el terreno. Sin embargo, dicho volumen es menor que el volumen total bombeado, debido a las pérdidas de agua durante el bombeo, la consolidación del mortero y a menor grado a la retracción como consecuencia del fraguado del cemento.

Para un determinado mortero, los factores mencionados anteriormente, se esperan que sean influenciados por la profundidad de inyección y a menor grado por el caudal empleado durante el proceso de inyección. En las

## CAPITULO IV- INYECCIONES DE COMPACTACIÓN

investigaciones realizadas hasta la actualidad, se ha establecido un rango entre 1.2 y 2.4 para el factor de eficiencia o eficacia (relación existente entre el volumen teórico inyectado y el volumen real de los bulbos formados), dependiendo del tipo de terreno.

Los volúmenes inyectados varían entre 0.10 y 0.30 m<sup>3</sup> de mortero por cada tramo de 1m a tratar.

El sistema de inyección debe ser impermeable, sin ningún tipo de obstrucciones, con codos o curvas de radio amplio y con juntas estancas.

Cuando el mortero es inyectado de manera continua y por algún motivo es necesario detener el bombeo, es recomendable activar el sistema de inyección por lo menos cada 5 minutos, con el objetivo de refrescar el mortero situado al final de la tubería de inyección, para evitar obstrucciones.

### IV-10 CRITERIOS DE CESE DE INYECCIÓN

El proceso de inyección puede realizarse de manera continua, en cada taladro, de acuerdo al plan establecido, hasta que uno de los tres siguientes criterios de cese de inyección sea alcanzado:

- Cuando se produzcan levantamientos en la superficie del terreno o en estructuras mayores a los admisibles.
- Cuando se alcance una presión especificada para un ritmo de inyección dado (caudal mínimo, unos 10 lts/min).
- Cuando se alcanza un volumen inyectado especificado para un caudal de inyección dado.

Cuando la inyección se realiza a poca profundidad, el criterio más común de cese de inyección es el de movimientos en la superficie. Es muy importante el

## CAPITULO IV- INYECCIONES DE COMPACTACIÓN

control de los mismos, así como en cualquier edificación que se encuentre separada a menos de 6 m del punto de inyección, deteniendo el bombeo con la detección de cualquier movimiento superior al admisible.

La técnica de inyectar hasta alcanzar una presión específica, se emplea en situaciones donde la estratigrafía y propiedades del terreno varían de un lugar a otro. Mediante una densificación continúa hasta alcanzar una presión límite uniforme a un caudal de inyección especificado, se obtiene una densidad, también, uniforme del terreno. Resulta importante resaltar y entender que la presión de inyección es directamente influenciada por el caudal de inyección. Un incremento en el caudal de inyección se repercutirá en un aumento de la presión, mientras que una disminución del mismo reducirá las presiones alcanzadas.

El criterio de cese de inyección basado en la presión límite (que no rompa el terreno) debe realizarse a un ritmo de inyección constante y no debe ser modificado de un taladro a otro dentro de un mismo tratamiento. No es común observar un criterio de presión como cese de inyección que no esté asociado a un caudal o velocidad de inyección.

La técnica de Inyectar hasta alcanzar un volumen especificado, se aplica a situaciones donde la densidad relativa del terreno es razonablemente uniforme, pero deficiente. Quizás, los ejemplos más comunes de este tipo de suelos son los formados por sedimentos depositados por el viento y depósitos hidrocolapsables. En situaciones como estas, la mejora requerida se determinada en función de la densidad relativa inicial del terreno. La cantidad de mortero inyectado es equivalente a la reducción de volumen requerida (aumento de densidad relativa) afectado por un factor de eficiencia o eficacia.

El criterio de cese de inyección por volumen es muy fácil de especificar y controlar, pero su uso es inapropiado en terrenos con anisotropía o con propiedades variables, donde los estratos con baja densidad recibirán un

tratamiento insuficiente, mientras que los más compactos recibirán un tratamiento innecesario.

### IV-11 CONTROL DE EJECUCIÓN EN INYECCIONES DE COMPACTACIÓN

En bomba y en boca de taladro se efectuará control de las presiones necesarias para introducir la mezcla y producir el efecto de desplazamiento o relleno deseado, continuando el proceso hasta alcanzar alguna de las condiciones de rechazo o cese de inyección expresadas en el apartado anterior, siempre que no se detecten fugas de mezcla que habrán de corregirse mediante la adecuación de la consistencia de la mezcla o en caso límite, mediante el aporte de áridos y posterior inyección. Según lo expresado anteriormente, el caudal de inyección se limitara a 55 - 60 litros/minuto, reduciéndose en caso de registrarse movimientos.

#### *- Control de perforación.*

Antes de comenzar la perforación de un taladro, se controlará que su emplazamiento sea correcto.

En cada nueva perforación, el operador comprobará que la guía o mástil de la perforadora se mantiene la dirección fijada en los Planos para cada taladro.

El operador deberá observar si se presenta alguna anomalía durante el avance de la perforadora, tomando nota de las incidencias que pudieran presentarse. Se deberá anotar la longitud alcanzada en cada taladro, controlando que la misma se ajuste a la estipulada, se anotarán también los cambios significativos de terreno que se observen.

Para materializar este control, se llevará a cabo un parte de perforación por taladro, en el que se indicarán los parámetros relevantes de la perforación.

## CAPITULO IV- INYECCIONES DE COMPACTACIÓN

(Fecha, horario, situación, orientación, profundidad, dureza del terreno, tiempos, entre otros).

### - Control de inyección.

Se controlará que en cada taladro la inyección se comience y se detenga a la distancia especificada en los Planos.

Se verificará que la inyección se realice de acuerdo a las especificaciones en los siguientes parámetros:

- Caudal de inyección.
- Presión de inyección.
- Longitud de los tramos de inyección
- Criterios de interrupción establecidos en el apartado IV-10.

Se realizarán controles periódicos de todos los instrumentos de medida de los equipos de inyección, debiendo ser sustituidos o tarados nuevamente si no presentan la precisión suficiente. Se controlarán las mangueras de inyección a alta presión, desechando aquellas que por presentar deterioros pudieran suponer algún riesgo para el personal que las manipula.

Al concluir cada jornada, se controlará que el consumo de cemento en los silos concuerde con el que teóricamente ha debido de ser inyectado en los taladros.

Para llevar a cabo este control, se realizará una parte de inyección por taladro, en el que se indicarán los parámetros reseñados en este apartado. A efectos de facilitar el análisis, este parte por taladro podrá estar en la misma hoja que el de perforación.

## CAPITULO IV- INYECCIONES DE COMPACTACIÓN

### - Control de los morteros de inyección.

Se controlará que los morteros sean los especificados conforme a los siguientes parámetros:

- Cumplir con la granulometría especificada en la figura IV-8.
- Asiento en el cono de Abrams < 5 cm.
- Resistencia a compresión simple a los 7, 14 y 28 días.

### - Control de los criterios de diseño.

Antes de iniciar el tratamiento, debe ejecutarse una área de prueba representativa, en la cual los taladros son perforados e inyectados, siendo posteriormente excavados.

Este campo de pruebas permitirá verificar y calibrar los parámetros de diseño, además de la toma de probetas para ser ensayadas, y evaluar la resistencia del mortero.

Los partes de perforación e inyección de la zona de tratamiento posteriormente son comparados con los obtenidos en la zona de prueba, verificándose la similitud del terreno y de esta manera validar las hipótesis establecidas a partir de los resultados obtenidos en el área de prueba.

### - Control de movimientos.

Este control movimientos debe incluir un seguimiento que comprenda:

- La realización de un inventario de daños existentes, antes del comienzo de la obra, tanto en el edificio a tratar (si existe) como en las edificaciones vecinas.
- La instalación de puntos para el control de movimientos verticales y horizontales, los cuales deben referirse a puntos fijos suficientemente

alejados de la zona de influencia de la obra.

- La instalación de chinchetas para el control de apertura y cierre de fisuras.

Este seguimiento debe ser de dos tipos: “local”, abarcando la zona de influencia de cada taladro, con lecturas casi continuas durante su ejecución y “general”, abarcando toda la obra y su área de influencia, durante la ejecución de la misma. Las lecturas deben efectuarse, en este caso, con una frecuencia adecuada al ritmo de los trabajos. En general este control “general” debe realizarse al menos una vez por día.

Los datos aportados por los partes de ejecución junto con los del control de movimientos permiten ajustar los principales parámetros de inyección (dosificación del mortero, presión y volumen de inyección), cambiar los criterios de rechazo y decidir sobre la necesidad de realizar fases complementarias de inyección en toda la obra o solamente en ciertas áreas de la misma.

### **IV-12 CONTROL DE RESULTADOS DE LOS TRATAMIENTOS CON INYECCIONES DE COMPACTACIÓN**

El SPT y el CPT son las técnicas de reconocimiento in situ más ampliamente usadas para verificar la efectividad de los tratamientos con inyecciones de compactación. La eficacia del tratamiento se definirá en función de los incrementos del número de golpes e la prueba SPT y/o los incrementos en la resistencia por punta y fuste en el CPT, comparados a partir de campañas realizadas con anterioridad y posterioridad al tratamiento (Figura IV-10).

## CAPITULO IV- INYECCIONES DE COMPACTACIÓN

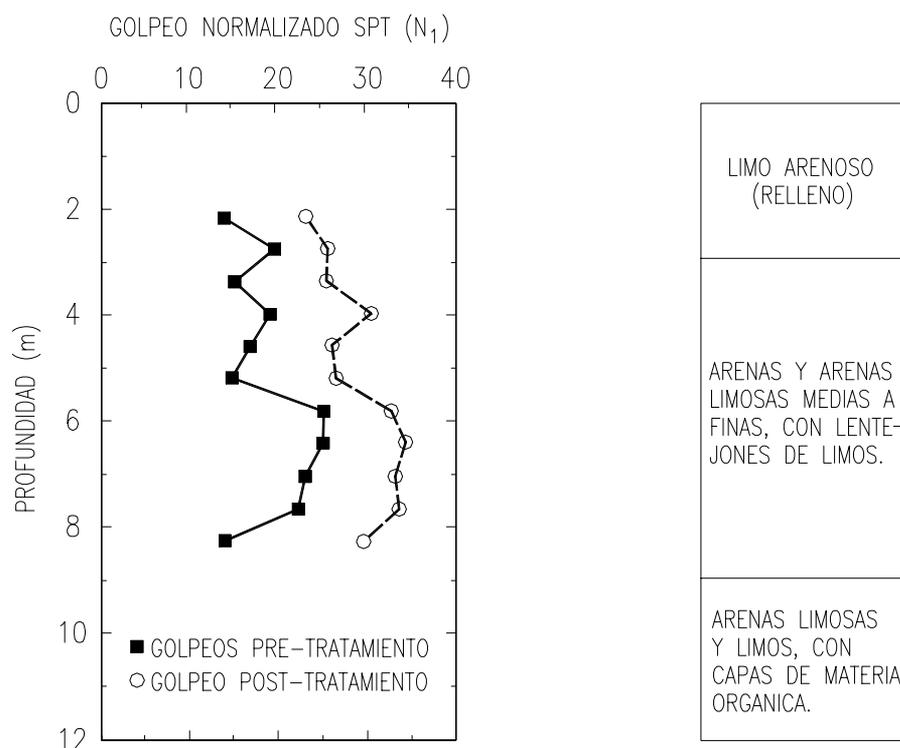


Figura IV-10, Número de golpes de la prueba SPT pre y post-tratamiento en una mejora del terreno realizada en el Kaiser Hospital en San Francisco, California.

Estos SPT y CPT, suelen realizarse en los baricentros de la malla de taladros o a la mitad de la longitud de separación entre taladros, donde geoméricamente la efectividad del tratamiento es menor.

A partir de los incrementos de golpes del SPT y/o de la resistencia a la penetración del CPT y mediante el uso de correlaciones se pueden estimar el incremento en densidad relativa lograda por la inyección, validando o no el tratamiento.

Ocasionalmente las muestras de suelos aportados por los SPT contienen trozos endurecidos de mortero, lo que ha sido atribuido a la forma irregular de los bulbos de mortero inyectados, los cuales se han extendido hasta las perforaciones de los SPT. El mismo caso ocurre con los CPT, en los cuales

aparecen unos picos en su resistencia por punta. En ambos casos estos valores de número de golpes y de resistencia por punta deben desestimarse al evaluar la eficacia del tratamiento.

Schmertmann et al (1986), Sanlley et al (1987) y Mejía y Boulanger (1993) han recogido en sus artículos registros de incrementos en el módulo dilatométrico y el índice de tensión horizontal debido a inyecciones de compactación. Sin embargo no existen los suficientes casos documentados para correlacionarlos con los tipos de suelo inyectados, método de inyección empleado y otras variables.

Los efectos del tiempo en la efectividad medida del tratamiento, varían en un rango desde despreciable a muy considerable. Mejía y Boulanger (1995), han encontrado una reducción con el tiempo en la resistencia a la penetración “in situ”. Esto ha sido atribuido a un fenómeno de fluencia, inducida por una relajación de las tensiones horizontales. Es importante resaltar que ignorar estos efectos en algunos terrenos no es conservador. Los efectos del tiempo pueden variar entre los SPT y los CPT, debido a que los SPT son mucho menos sensibles a las altas tensiones residuales horizontales que el CPT. En consecuencia es necesario un programa de ensayos muy cuidadoso que permita evaluar estos efectos tanto en el SPT como en el CPT.

### **IV-13 EFECTOS DE LAS CONDICIONES DEL SUELO EN LA EFECTIVIDAD DE LAS INYECCIONES DE COMPACTACIÓN**

En los tratamientos con inyecciones de compactación, la efectividad del tratamiento se ha intentado correlacionar con el volumen de mortero inyectado, que a su vez esta asociado a una deformación volumétrica a la que se somete el terreno. Debido a ello, el factor de reemplazo (área de la columna de mortero compactado / área de influencia) puede ser usado como un índice aproximado que permita evaluar la eficacia de este tipo de tratamiento.

En la mayoría de las aplicaciones con inyecciones de compactación, los resultados obtenidos han sido satisfactorios. Se han registrado casos en que las mejoras han sido mayores de las estimadas, sin embargo, ha habido otros en los que las mismas han sido menores o muy variables de una zona a otra dentro del área tratada. Estas incertidumbres sobre la eficacia del tratamiento, han sido básicamente atribuidas a la falta de conocimientos de los mecanismos de inyección, las variables envueltas y las propiedades del terreno.

Estos aspectos se han comenzado a estudiar a partir de zonas de prueba y ensayos de campo (El-Kelesh y Masuí, 2003). No obstante, los datos disponibles al día de hoy son muy limitados, por lo cual las conclusiones obtenidas deben tomarse de manera cualitativa.

En las figuras IV-11, IV-12 y IV-13 se muestran las relaciones entre el contenido de finos, el  $D_{50}$  y el número de golpes en la prueba de SPT previo a la ejecución del tratamiento, con la relación existente entre el factor de reemplazo obtenido y el diseñado. El contenido de finos y el  $D_{50}$  son índices de las propiedades intrínsecas del terreno, mientras que el golpeo del SPT es un índice de estado del terreno.

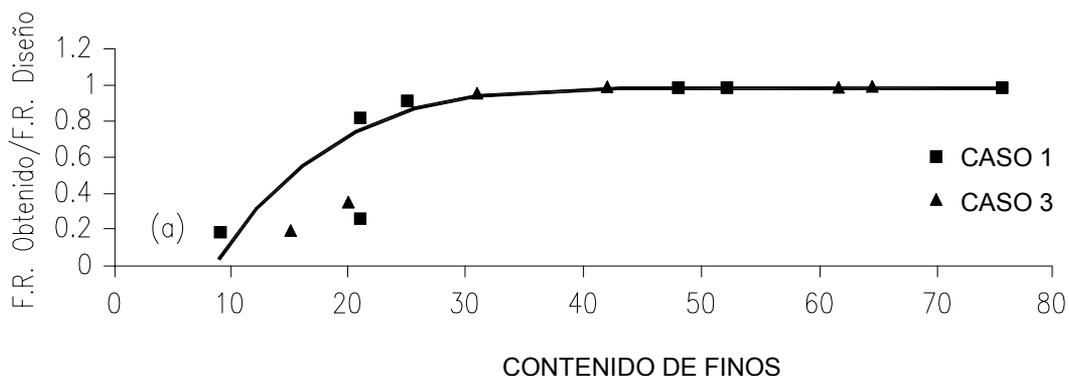


Figura IV-11 Relación entre el factor de reemplazo de diseño/factor de reemplazo obtenido vs. Contenido de finos previo al tratamiento (El-Kelesh y Masuí, 2003).

CAPITULO IV- INYECCIONES DE COMPACTACIÓN

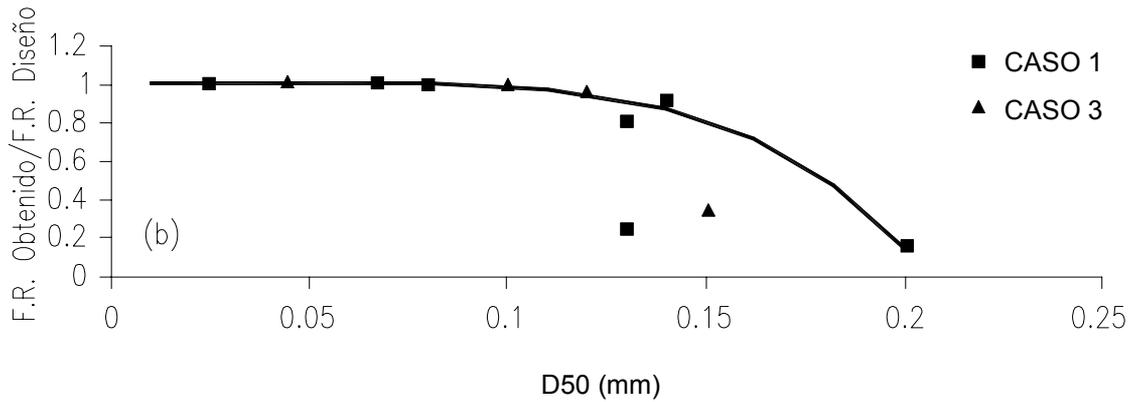


Figura IV-12 Relación entre el factor de reemplazo de diseño/factor de reemplazo obtenido vs.  $D_{50}$  (mm) previa al tratamiento (El-Kelesh y Masuí, 2003).

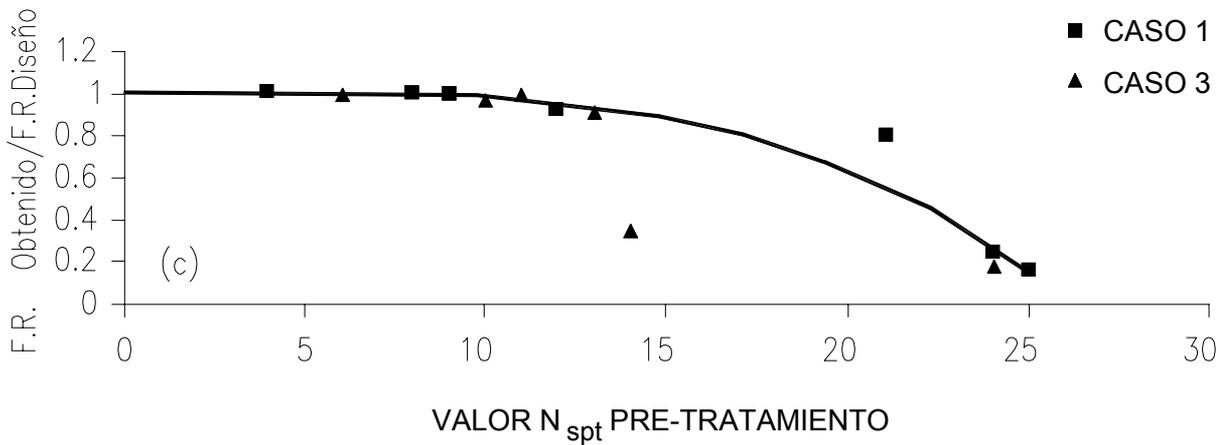


Figura IV-13 Relación entre el factor de reemplazo de diseño/factor de reemplazo obtenido vs. Valor  $N_{SPT}$  previo al tratamiento (El-Kelesh y Masuí, 2003).

De estas figuras se puede sacar las siguientes conclusiones:

1. Las admisiones de mortero en términos de la relación entre factor de reemplazo obtenido / factor de reemplazo de diseño, tiene una

relación directa con el contenido de finos,  $D_{50}$  y el valor del número de golpes de la prueba SPT anteriores al tratamiento.

2. Todos los factores de reemplazo diseñados fueron alcanzados, en los casos en que el contenido de finos fue superior del 40%,  $D_{50}$  menor de 0,10 mm y  $N_{spt}$  menor a 9 golpes.
3. De acuerdo con lo anterior, para un factor de reemplazo de diseño dado, el factor de reemplazo obtenido crece con el crecimiento del contenido de finos, decrecimiento del  $D_{50}$  y del números de golpes  $N_{spt}$ .

La efectividad en los tratamiento con inyecciones de compactación es normalmente evaluada mediante la comparación de los valores de resistencia a la penetración (SPT o CPT) previa y posterior a la ejecución del tratamiento.

Se ha detectado, en muchos casos, que las mejoras observadas y registradas no son consistentes con el factor de reemplazo alcanzado. Esto se ha atribuido a la no-uniformidad de los diámetros de las columnas inyectadas.

De acuerdo a lo expresado, la efectividad del tratamiento no solo debe evaluarse mediante la comparación de la resistencia a la penetración (CPT y SPT) antes y después del tratamiento, sino que debe complementarse con algún criterio o índice que relacione la efectividad del tratamiento con el factor de reemplazo alcanzado. Debido a esto, se propuso (El-Kelesh y Masuí, 2003) una relación entre el incremento del número de golpes de la prueba SPT y el factor de reemplazo obtenido ( $\Delta N_{spt}/FR$ ) como el índice para evaluar la efectividad del tratamiento.

Se ha podido comprobar (El-Kelesh y Masuí, 2003) que la efectividad del tratamiento, en términos de del factor ( $\Delta N_{spt}/FR$ ), crece con la disminución del contenido de finos, el aumento del  $D_{50}$  y el valor de golpeo del  $N_{spt}$ .

## CAPITULO IV- INYECCIONES DE COMPACTACIÓN

En las figuras IV-14, IV-15 y IV-16 se muestran las relaciones entre el  $\Delta N_{spt}/FR$  y el contenido de finos,  $D_{50}$  y golpes  $N_{spt}$  con anterioridad del tratamiento.

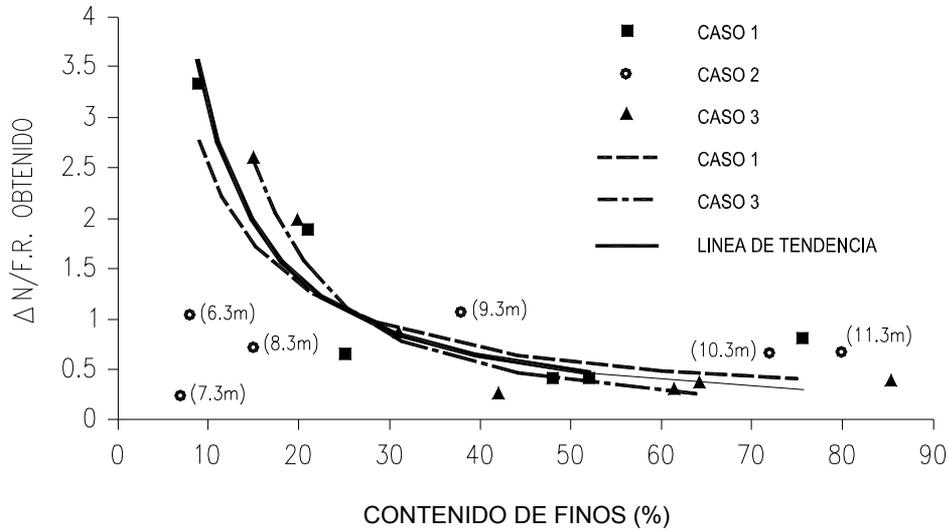


Figura IV-14 Relación entre  $\Delta N/F.R.$  y el contenido de finos previo al tratamiento (El-Kelesh y Masuí, 2003).

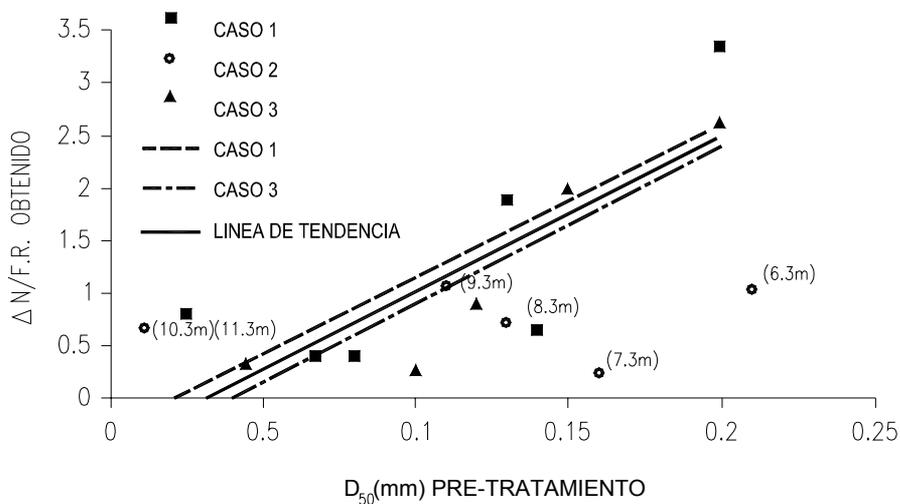


Figura IV-15 Relación entre  $\Delta N/F.R.$  y  $D_{50}$  (mm) previo al tratamiento (El-Kelesh y Masuí, 2003).

## CAPITULO IV- INYECCIONES DE COMPACTACIÓN

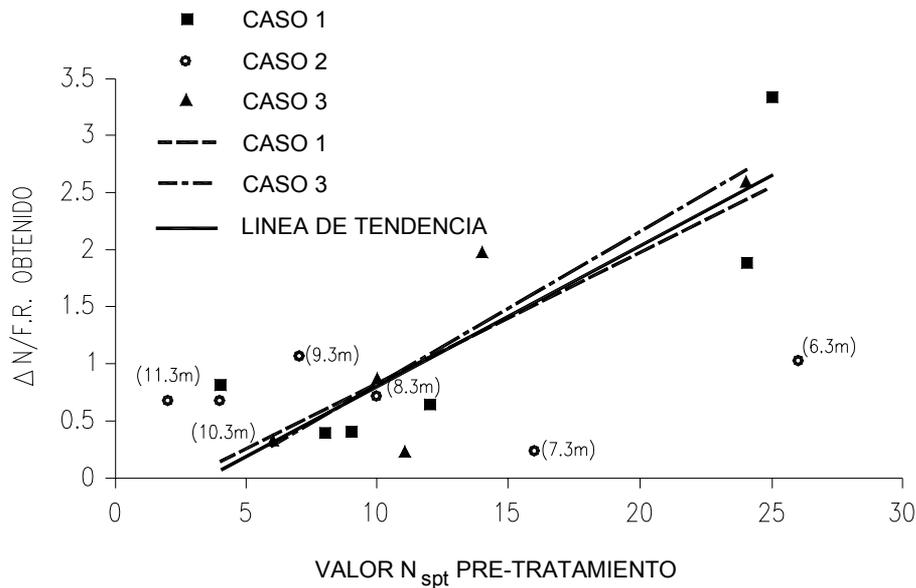


Figura IV-16 Relación entre  $\Delta N/F.R.$  y el valor  $N_{SPT}$  previo al tratamiento (El-Kelesh y Masuí, 2003).

Del análisis de las figuras anteriores se puede concluir en que:

1. La mejora expresada en función del índice  $\Delta N_{spt}/FR$  decrece bruscamente con el incremento del contenido de finos, hasta alcanzar un valor en torno al 40-50%. A partir de este valor cualquier incremento en el contenido de finos afectará poco al valor de  $\Delta N_{spt}/FR$ . La curva con la cual se puede expresar el comportamiento antes descrito, se ajusta a la siguiente ecuación:

$$\frac{\Delta N_{spt}}{FR} = \frac{47,09}{C.F.^{1,17}} \text{ Siendo C.F. el contenido de finos.}$$

2. La mejora expresada en función del índice  $\Delta N_{spt}/FR$  crece linealmente con el crecimiento del  $D_{50}$ , es decir, a mayor tamaño de las partículas, mayor efectividad del tratamiento. La ecuación con la

cual se puede ajustar el comportamiento antes expuesto es la siguiente:

$$\frac{\Delta N}{FR} = 14,74D50 - 0,44$$

3. La mejora expresada en función del índice  $\Delta N_{spt}/FR$  crece linealmente con el incremento del golpeo inicial del SPT. La ecuación de la recta con la cual se puede ajustar el comportamiento antes descrito es la siguiente:

$$\frac{\Delta N}{FR} = 0,12N - 0,40 \quad \text{Siendo } N \text{ el golpeo en el ensayo SPT.}$$

### IV-14 VENTAJAS DE LA TECNICA DE INYECCIÓN DE COMPACTACIÓN

1. Es una técnica muy flexible, tiene unas posibilidades de aplicación ilimitadas, porque sus principios trabajan acorde con las leyes de la física, mecánica de suelos y otras leyes mecánicas simples.
2. No es una técnica destructiva, por lo general no hay excavaciones y el acceso limitado no es un problema.
3. Con la tecnología existente actualmente se puede llevar un control en todos los elementos involucrados y las fases de inyección.
4. La perforación y la inyección puede realizarse con el mismo equipo.
5. Utiliza el desplazamiento del terreno mismo para producir la mejora.
6. Las propiedades reológicas del mortero proporcionan un índice de la movilidad de la mezcla.

7. Los componentes de la mezcla son materiales comunes, cuyas propiedades son bien conocidas.
8. Criterios de cese de inyección fácil de controlar:
  - a) Presión (dada y conocida la velocidad de inyección).
  - b) Volumen.
  - c) Movimientos indeseados.
9. Los requerimientos laborales son mínimos, usualmente un grupo de 3 a 5 personas por punto de inyección.

#### **IV-15 DESVENTAJAS DE LA TECNICA DE INYECCIÓN DE COMPACTACIÓN**

1. Para realizar el tratamiento con efectividad requiere tensiones de confinamiento mínimas del orden de  $3 \text{ ton/m}^2$ , ya sea por sobrecargas de tierra o que exista en la superficie algún elemento estructural que la transmita sobre el cual se pueda hacer reacción.
2. La flexibilidad de los procedimientos de inyección hace difícil la especificación estricta del tratamiento.
3. La empresa ejecutora debe tener más que “experiencia”, es decir, debe estar especializada en las aplicaciones y los problemas que se puedan presentar, además de disponer de un personal de campo bien equipado y entrenado.
4. El tratamiento requiere una coordinación entre los siguientes aspectos: propiedades del suelo, velocidad de inyección, diseños de mezcla, condiciones del suelo “in-situ”, equipos. Un fallo en la

coordinación de estos aspectos puede provocar retrasos, costos adicionales y hasta el fracaso del proyecto.

### **IV-16 APLICACIONES DE LAS INYECCIONES DE COMPACTACIÓN PARA LA DENSIFICACIÓN DE TERRENOS GRANULARES BAJO OBRAS EXISTENTES**

En los apartados anteriores se ha visto que la inyección de compactación es una técnica efectiva para la densificación de terrenos granulares, bajo o sobre el nivel freático.

A pesar de que originalmente la aplicación de esta técnica estuvo orientada a recalces de estructuras y a la compensación de asientos, en los últimos 20 años se ha podido constatar la idoneidad como tratamiento para la mitigación de la licuación y estableciéndose algunas relaciones entre los parámetros de inyección y las mejoras alcanzadas en el terreno.

Previo a la aplicación de las inyecciones de compactación, debe realizarse análisis de peligrosidad frente a la licuación, para lo cual en este trabajo de investigación (Capítulo 2) se presenta un nuevo método de predicción basado en el ensayo de penetración estática (CPT). Dicho estudio debe tomar en cuenta los factores de corrección por la existencia de la edificación u obra en la superficie del terreno (incluidos en el Capítulo II).

Una vez determinado el diseño del tratamiento, la ejecución del mismo debe realizarse con el método ascendente (más efectivo cuando el objetivo buscado es la densificación) y en una secuencia de inyección en la que se realizarán los taladros primarios y posteriormente los secundarios, y en caso de ser necesario lo terciarios. Con el objetivo de incrementar la eficacia del tratamiento es conveniente iniciar el tratamiento con los taladros localizados en el perímetro.

Por otro lado, la técnica de las inyecciones de compactación tienen casi todas las ventajas de las técnicas de recalces, entre las que se pueden citar:

## CAPITULO IV- INYECCIONES DE COMPACTACIÓN

- Equipos para la ejecución del tratamiento de tamaño reducido, que pueden trabajar incluso dentro de un sótano.
- Pueden perforar a través de elementos de cimentación de hormigón o mampostería.
- La perforación es muy similar a la de un sondeo, lo que permite detectar eventuales cavidades (y en su caso rellenarlas a través de la perforación).
- Como se trata de un elemento de construcción sencilla el proyecto puede ser flexible y ajustarse a las posibles condiciones del terreno y de la cimentación son cambiantes.

Al combinar estas ventajas, con las comentadas en apartados anteriores, hacen de las inyecciones de compactación una técnica fiable, eficaz, económica y sobre todo aplicable a escenarios variados, a la hora de mitigar el peligro de licuación bajo obras y estructuras existentes.

### IV-17 CONCLUSIONES

Las inyecciones de compactación constituyen una técnica muy económica y flexible, que permite la mejora de terrenos potencialmente licuables a partir de una inyección de un mortero seco a presión.

Esta técnica se puede describir como la inyección lenta (60 litros por minuto o menos) de un mortero seco, con asiento en el cono de Abrams (revenimiento) menor a 5 cm, provisto de una gran fricción interna, el cual al ser inyectado se mantiene como una masa homogénea expansiva, por lo que desplaza y compacta la masa de suelo circundante. El mortero no penetra dentro de los

## CAPITULO IV- INYECCIONES DE COMPACTACIÓN

poros del suelo, pero crece como un bulbo, provocando desplazamientos radiales controlados compactando los suelos flojos.

Originalmente se utilizó para recalces y compensar asientos en estructuras, y a partir de la década de los 80, en mejoras de terrenos potencialmente licuables. Debido a ello, la gran mayoría de artículos técnicos escritos a la fecha han estado orientados a su uso inicial.

Mediante la combinación de las características de la técnica de recalce, con las propias del sistema de inyección, hacen de las inyecciones de compactación una técnica fiable, eficaz, económica y sobre todo aplicable a escenarios variados, incluyendo la mitigación del peligro de licuación bajo obras y estructuras existentes.

Sin embargo, a pesar de que se han logrado de manera exitosa la mejora de terrenos, a través la densificación "in situ" del terreno, los conocimientos teóricos existentes sobre esta técnica aún son limitados.

Son muchas las lecciones derivadas de los casos documentados, en que las inyecciones de compactación, se utilizaron como tratamiento de densificación de arenas. Se ha podido observar que el procedimiento de ejecución ha influido en los resultados obtenidos y la manera en que la disminución del contenido de finos, produce un incremento significativo de la resistencia a la penetración en los ensayos realizados después del tratamiento. Además, dichos incrementos se han podido correlacionar con las admisiones de mortero obtenidas.

No obstante, se ha constatado que existen discrepancias entre las admisiones registradas (cuantificadas en el equipo de bombeo) y las densidades relativas estimadas en los terrenos tratados (bajo la hipótesis de que existe una distribución uniforme de las deformaciones volumétricas). Esta discrepancia, se ha atribuido principalmente, a la pérdida de agua en el mortero, el proceso de

consolidación que experimenta el mismo y a que las deformaciones volumétricas se concentran en una zona cercana a los puntos de inyección.

En base a lo expresado, se puede concluir que los mecanismos en que se basa las inyecciones de compactación, no están completamente comprendidos, lo cual reduce la fiabilidad y eficacia de los diseños realizados. Debido a ello, es necesario un estudio detallado de las inyecciones de compactación, en el cual se analicen la distribuciones de las deformaciones volumétricas y tensiones durante el proceso de inyección, además del papel que cada uno de estos aspectos desempeñan en el incremento de la densidad relativa, para concluir con el postulado de un método de diseño más completo, predictivo y sobre todo fiable.

## **CAPITULO V**

# **MÉTODO DE DISEÑO PARA INYECCIÓN DE COMPACTACIÓN COMO MÉTODO DE MITIGACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN.**



### V-1 INTRODUCCIÓN

La inyección de compactación es una técnica de mejora del terreno, cuyo interés se ha incrementado en los últimos años, debido a la versatilidad y economía en el tratamiento de terrenos potencialmente licuables, especialmente localizados debajo y alrededor de edificaciones existentes.

Dentro de las ventajas de esta técnica (citadas con más detalles en el Capítulo IV), se pueden señalar las mínimas perturbaciones superficiales que producen durante su ejecución, la posibilidad de trabajar en espacios reducidos, además de poder alcanzar zonas específicas de extensión limitada o localizadas a profundidades de consideración. No obstante presenta inconvenientes, como la necesidad de tener suficiente sobrecarga vertical para que pueda ser efectiva, “el relativo” poco entendimiento técnico de los mecanismos de mejora y la carencia de métodos prácticos para poder predecir su efectividad terrenos potencialmente licuables.

El procedimiento para ejecutar tratamientos con inyecciones de compactación fue primeramente descrito por Graf (1969), quien comentó en su artículo los conceptos básicos del tratamiento. Posteriormente Greenwood (1987), presentó una comparación de este procedimiento con otros métodos de inyección y enfatizando en la relación entre mortero y otros cementantes de diferentes reología. Brown y Warner (1973) resumieron los criterios de aplicación de las inyecciones de compactación, basándose en casos reales y experimentales, posteriormente (1974) se establecieron criterios prácticos para planificación y ejecución de obras inyecciones de compactación.

Originalmente su empleo estuvo destinado a la compactación rellenos y terrenos naturales sueltos, recalzar estructuras que habían sufrido asientos diferenciales y corregir problemas de subsidencia (Graf 1969, 1992). Posteriormente, también ha sido utilizada como tratamiento para limitar los

asientos durante la construcción de túneles en terrenos blandos (Baker et al. 1985) y para mejoras del terreno con el objetivo de mitigar el potencial de licuación (Boulanger y Hayden, 1995).

Las inyecciones de compactación envuelven una serie de parámetros complejos, debido a las diferentes condiciones y propiedades del terreno, además de las variables relacionadas con el proceso mismo de inyección.

Al día de hoy, los mecanismos en que se basa las inyecciones de compactación, se han establecido a partir de la experiencia práctica y empírica. Factor que condiciona los diseños y tratamientos en terrenos potencialmente licuables.

Debido a lo anterior, es necesario llevar a cabo un estudio a detalle de las inyecciones de compactación, enfatizando aspectos como:

1. Las distribuciones de las tensiones y deformaciones volumétricas del terreno tratado en torno a los puntos de inyección.
2. El papel que desempeña el incremento de la densidad relativa, posterior al tratamiento, en la resistencia a la licuación.
3. El comportamiento combinado del terreno mejorado y las columnas de mortero ante cargas cíclicas.

Una vez definido los aspectos antes mencionados, es importante establecer criterios de diseño con los que se pueda predecir la efectividad de los tratamientos con inyecciones de compactación, de una manera práctica, económica, eficaz y funcional.

## V-2 HERRAMIENTAS EXISTENTES PARA DESARROLLAR UN MÉTODO DE DISEÑO PARA LAS INYECCIONES DE COMPACTACIÓN

Como se ha comentado en el apartado anterior, la inyección de compactación es una técnica compleja, donde concurren muchas variables tanto del terreno, como las propias del proceso de inyección.

En realidad no existe ninguna metodología con la cual se pueda se puedan manejar todas las variables implicadas. Por ello, a la hora de estudiar y posteriormente postular un método de diseño práctico, hay que establecer hipótesis simplificadas.

En la actualidad, el desarrollo de un nuevo método de diseño para las inyecciones de compactación, puede ser abordado mediante:

- A- Métodos empíricos.
- B- Métodos matemáticos.
- C- Métodos de elementos finitos.
- D- Métodos analíticos.

A- Métodos empíricos.

Los métodos empíricos han sido los más empleados, desde prácticamente el nacimiento de esta técnica. Se basan en las experiencias obtenidas y que se encuentran recogidas en decenas de artículos técnicos. Presenta la ventaja de que sus recomendaciones son fáciles de seguir, pero al mismo tiempo son muy conservadoras. Se basan en el principio de prueba y error, y además exigen un control de ejecución muy estricto.

### B- Métodos matemáticos.

Se basan en soluciones matemáticas fundamentadas de manera experimental con ensayos de laboratorios. Estas soluciones siguen la variación continua de las tensiones, deformaciones y cambios de volumen producidos por la expansión de una cavidad. El estudio de las inyecciones de compactación con este método es complicado, debido a que implica cálculos matemáticos farragosos y una dependencia muy directa de datos experimentales.

### C- Métodos de elementos y diferencias finitas.

Los elementos finitos y diferencias finitas constituyen una herramienta muy potente para el estudio de problemas geotécnicos, teniendo una infinidad de aplicaciones. Como método de diseño de las inyecciones de compactación permite realizar análisis de tipo tenso-deformacional acoplado. Sin embargo, presenta problemas por las limitantes de los modelos constitutivos, de los programas comerciales existentes (Plaxis, Flac, entre otros). Estos no están pensados para grandes deformaciones (como las que se producen en las inyecciones de compactación), las cuales provocan (en estos programas) problemas asociados a la generación de la malla y a la convergencia de los modelos (Ver Anejo V-1). Debido a ello, se requiere el desarrollo de programas y/o modelos constitutivos específicos para poder estudiar este problema, asuntos que están fuera del alcance de esta investigación.

### D- Métodos analíticos.

Los métodos analíticos se basan específicamente en la teoría de expansión de cavidades, a partir de los trabajos realizados por Vesic (1972), Baligh (1976) y posteriormente El-Kelesh (2001). Estas investigaciones describen el proceso de expansión de una cavidad cilíndrica o esférica bajo presión. Resulta el método más práctico para el desarrollo de una metodología de diseño, aplicable a mejorar terrenos potencialmente licuables. No obstante, habría que

simplificar y/o limitar la cantidad los parámetros intervinientes de difíciles obtención.

En los siguientes apartados, se presenta el desarrollo de un nuevo procedimiento de diseño práctico para las inyecciones de compactación, basado en la teoría de expansión de cavidades, tomando como punto de partida, principalmente, los trabajos realizados por Vesic.

### **V-3 EXPANSIÓN DE CAVIDADES EN UNA MASA INFINITA DE TERRENO**

El problema de la expansión de cavidades en una masa ideal de terreno ha sido del interés de varios investigadores, debido a la relación existente entre esta y una serie de problemas geotécnicos comunes, como la capacidad portante de cimentaciones profundas, interpretación del ensayo presiométrico, arrancamiento de anclajes y últimamente en el diseño de las inyecciones de compactación.

En la mayoría de los casos, el problema ha sido reducido a la expansión de una cavidad esférica o cilíndrica en un medio homogéneo e isótropo de extensión infinita y solamente algunos casos especiales de este problema han sido resueltos analíticamente en el pasado.

En conexión con los estudios de cavidades en metales, Bishop, Hill y Mott (1945) resolvieron analíticamente los casos de la expansión de cavidades cilíndricas y esféricas en un medio sin fricción (ángulo de rozamiento interno  $\Phi=0$ ). Gibson (1959 y 1961) aplicó la solución anterior para estudiar la carga de hundimiento de pilotes en arcillas y analizó el caso de una cavidad cilíndrica en un medio sin cohesión, con el objetivo de interpretar ensayos presiométricos. La solución general para la expansión de un cavidad esférica para medios sin fricción fue desarrollada por Chadwick (1959 y 1962), quien posteriormente presento la solución general para casos de materiales con ángulos de

rozamiento interno, con la cual no se han obtuvieron resultados fiables. El problema de la expansión dinámica de cavidades esféricas ha sido tratado por una cantidad considerable de autores.

Todas las investigaciones mencionadas anteriormente consideran el terreno, localizado en la región circundante a la cavidad, como un sólido rígido-plástico e indeformable y el resto del mismo como un sólido lineal-elástico.

En 1972 Vesíc estudió el problema introduciendo los efectos del cambio de volumen, basándose en las determinaciones experimentales de las relaciones de tensión-deformación y cambio de volumen-deformación. Posteriormente presentó la solución general para los problemas de expansión de cavidades esférica y cilíndrica, en un terreno ideal, con cohesión y ángulo de rozamiento interno.

### **V-4 PLANTEAMIENTO TEÓRICO DEL NUEVO MODELO**

A pesar de las incertidumbres que existen actualmente sobre los mecanismos en que se basan las inyecciones de compactación, las herramientas para su estudio están en constante desarrollo y evolución. Por lo que en este y en los siguientes apartados se dedicarán al desarrollo de un nuevo método práctico para el diseño de las inyecciones de compactación, tomando como punto de partida el estado del arte del tema existente en la actualidad.

De acuerdo con las observaciones realizadas en campos de pruebas (en los que los taladros inyectados han sido extraídos), el mortero al ser introducido bajo presión en el terreno tiende a formar bulbos (uno por cada fase de inyección y que se superponen a medida que se continúa con dicho proceso). La forma de los mismos puede ser irregular, aunque en terrenos uniformes y homogéneos se ha observado que tienen forma esférica o columnar,

destacándose claramente la interfaz entre el mortero inyectado y el terreno circundante.

La masa de mortero al expandirse provocará un sistema complejo de tensiones radiales y tangenciales en el terreno. En las zonas adyacentes al punto de inyección, las tensiones tangenciales generadas provocarán la rotura del terreno y la aparición de deformaciones plásticas. A medida que aumenta la distancia desde la interfaz mortero inyectado – terreno, las deformaciones experimentadas será esencialmente elásticas.

Graf (1969 y 1992) señaló que, cuando el mortero es inyectado bajo presión, de manera continua, en un terreno granular sin cohesión y se alcanza la máxima densificación en la zona de influencia del bulbo, cualquier incremento de presión tiende a provocar la rotura (de forma cónica) del terreno sobre el punto de inyección. Por lo tanto, la densificación estará gobernada por el peso del terreno dentro de dicho cono, junto a la resistencia tangencial de la superficie lateral del mismo.

Graf, también observó que en la mayoría de casos, las manifestaciones superficiales de movimientos tienen forma de una campana de Gauss con respecto a la superficie horizontal del terreno y el tamaño de la misma es función de la profundidad del punto de inyección y de la resistencia del terreno.

La mayoría de terrenos granulares bien graduados, sin cohesión, el cono de terreno movilizado parece inclinarse un ángulo entre  $45^\circ$  y  $60^\circ$  con respecto al plano horizontal.

A partir de lo expuesto en los párrafos anteriores, el estudio por métodos analíticos de las inyecciones de compactación debe dividirse en dos partes:

1. Análisis del proceso de inyección (estudio evolutivo de las presiones necesarias para expandir una cavidad) tanto para una cavidad esférica como para una cilíndrica.
2. Análisis de la relación presión – volumen de la cavidad expandida en rotura (bulbo de mortero inyectado), es decir la combinación volumen (radio de la cavidad) – presión en la interfaz cavidad-terreno que produciría la rotura del terreno y a su vez generan movimientos en la superficie del mismo.

Para el análisis del proceso de inyección, se asemejará primero, a la expansión de una cavidad esférica y posteriormente a la expansión de una cavidad cilíndrica, comparando ambos análisis y finalmente determinando cual representa mejor la realidad.

En el análisis de la relación presión – volumen de la cavidad en rotura, se utilizará el método propuesto por Wong (1974).

## **V-5 ANÁLISIS DEL PROCESO DE INYECCIÓN.**

### **V-5-1 Expansión de una cavidad esférica.**

Esta solución analítica toma como punto de partida los estudios realizados por Vesic (1972) sobre la teoría de expansión de cavidades. Con ella se pretende estudiar la relación existente entre la presión y el volumen de la cavidad expandida durante el proceso de inyección (Figura V-1).

$U_p$  = DEFORMACION ELÁSTICA  
 $q'$  = ESFUERZO MEDIO EFECTIVO INICIAL  
 $R_i$  = RADIO INICIAL DE LA CAVIDAD  
 $R$  = RADIO CAVIDAD INYECTADA  
 $R_p$  = RADIO ZONA PLÁSTICA  
 $\sigma_r$  = TENSION RADIAL  
 $\sigma_\theta$  = TENSION CIRCUNFERENCIAL

$C$  = COHESIÓN  
 $\phi$  = ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO  
 $E$  = MÓDULO DE ELASTICIDAD  
 $R$  = RADIO CAVIDAD INYECTADA  
 $\nu$  = COEFICIENTE DE POISSON

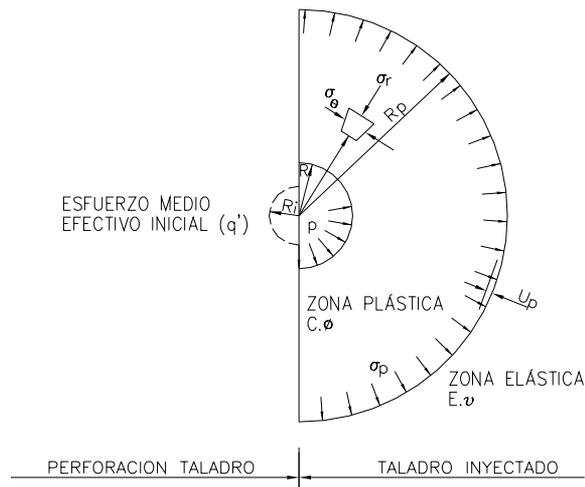


Figura V-1 Expansión de una cavidad esférica.

La expansión de cavidades es un fenómeno muy complejo, donde intervienen muchas variables. Debido a ello, para el desarrollo de este estudio se han tomado las siguientes simplificaciones e hipótesis de partida:

- 1) El terreno inicialmente se considera como un medio infinito, granular, homogéneo, isótropo lineal elástico-perfectamente plástico, con un ángulo de rozamiento interno, sin cohesión (para el caso de terrenos potencialmente licuables).
- 2) La superficie del terreno es horizontal, no actuando sobre ella ninguna sobrecarga.
- 3) El taladro de inyección es auto-obturable y la tubería de inyección no aporta ninguna resistencia a la expansión de la cavidad.
- 4) El bulbo de inyección se modeliza como una cavidad esférica expansiva, en un medio elasto-plástico (Figura V-2 y V-3).
- 5) Antes de realizar el taladro de perforación la cavidad a expandir tiene un

radio inicial ( $R_i$ ) igual a cero y un esfuerzo efectivo medio  $q' \left( \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \right)$ .

En donde  $\sigma'_1$ ,  $\sigma'_2$  y  $\sigma'_3$  representan la tensión efectiva vertical y las dos tensiones efectivas horizontales respectivamente.

- 6) Al inicio del proceso de inyección el radio de la cavidad coincide con el radio del taladro de perforación ( $R_i$ ).

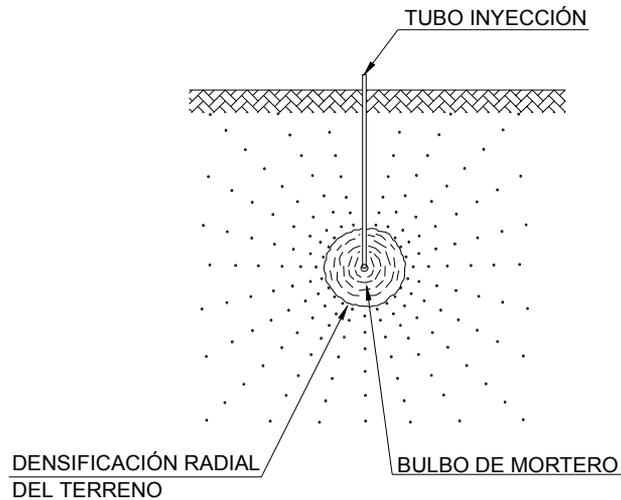


Figura V-2 Bulbo de inyección.

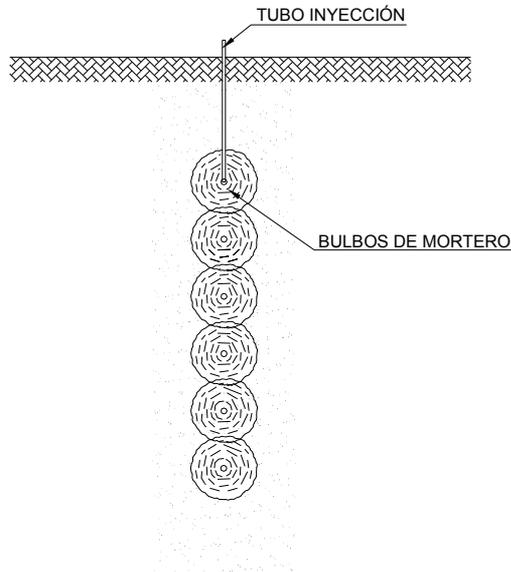


Figura V-3 Taladro inyectado.

- 7) Se emplea el criterio de rotura de Morh-Coulomb.
- 8) La presión actuante dentro de la cavidad será esencialmente uniforme en la misma.
- 9) El terreno alrededor de la cavidad se comporta elásticamente hasta alcanzar la rotura (criterio de Morh-Coulomb).
- 10) Al aumentar la presión en la cavidad, una zona de forma esférica en torno al bulbo pasará a un estado de equilibrio plástico (Figura V-4, en las que se puede observar la variación del radio plástico  $R_p$  a medida que se incrementa el radio de la cavidad).

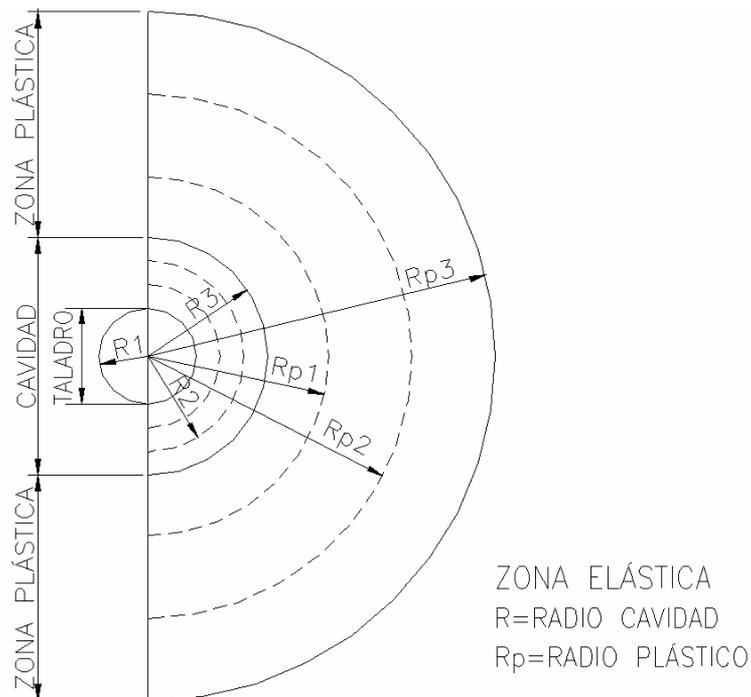


Figura V-4 Zonas elásticas y plásticas.

- 11) Esta zona en estado plástico se expandirá hasta que la presión en la cavidad alcance el valor de la presión última.
- 12) Al alcanzar dicha presión última, la cavidad tendrá un radio ( $R$ ) y la zona plástica alrededor del mismo un radio plástico ( $R_p$ ).

- 13) La zona situada fuera del radio plástico ( $R_p$ ) permanecerá en un estado de equilibrio elástico, comportándose como un sólido isótropo, linealmente elástico (definido por el modulo de elasticidad “E” y el coeficiente de Poisson “ $\nu$ ”).
- 14) El terreno en la zona plástica se comporta como un sólido plástico compresible, definido por el criterio de rotura de Morh-Coulomb y la compresibilidad del terreno.
- 15) Durante el proceso de inyección no se considera las fuerzas inerciales dentro de la zona plástica, debido a que su valor es pequeño al compararlo con las presiones necesarias para producir la expansión de la cavidad.
- 16) Con base en lo anterior, el problema se resuelve como un caso de simetría esférica en un medio sin peso.
- 17) Para facilitar la solución analítica del problema, se aplica la condición de simetría esférica, siendo todas las componentes de las tensiones tangenciales iguales a cero.
- 18) La densificación y la zona densificada dependerán del volumen expandido de la cavidad (Figura V-5).
- 19) Debe cumplirse el principio de conservación de volumen (Volumen inyectado efectivo = Volumen del taladro + Volumen comprimido en la zona plástica + Volumen desplazado en la zona elástica).

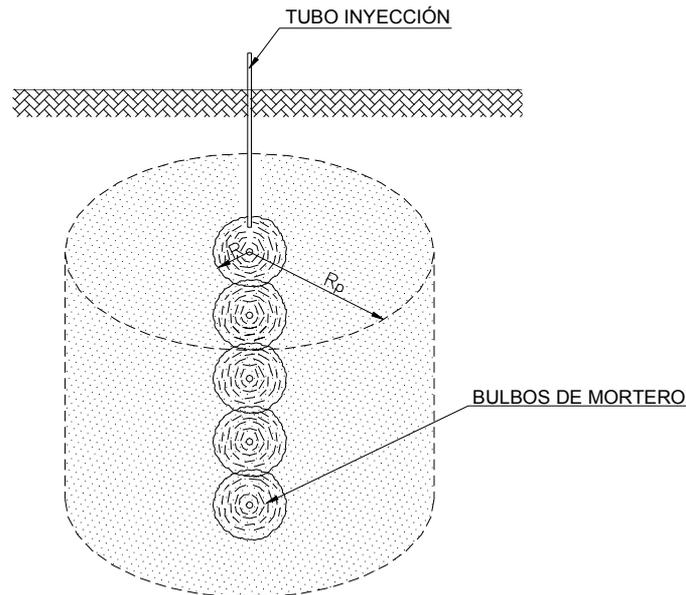


Figura V-5 Zona de influencia.

Tomando en cuenta lo expuesto en el punto 15 y 16 de este apartado, por la condición de simetría todas las componentes de las tensiones tangenciales desaparecen ( $\sigma_\omega = \sigma_\theta$ ) y la ecuación de equilibrio para un elemento diferencial dentro de la zona plástica es:

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + 2 \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (V-1)$$

La condición de fluencia de acuerdo con el criterio de rotura de Morh-Coulomb es:

$$\sigma_r + c \cdot \cot \phi = N \cdot (\sigma_\theta + c \cdot \cot \phi) \quad (V-2)$$

Donde:

$$N = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi}$$

La condición de contorno en la interfaz bulbo-terreno es:

$$\sigma_r = p \quad \text{para } r = R. \quad (\text{V-3})$$

En tratamientos con inyecciones de compactación, la densificación obtenida en el terreno circundante dependerá del volumen de la cavidad expandida (bulbo de mortero inyectado). Para estimar la mejora producto de la densificación de una determinada zona, es necesario establecer la zona de influencia de dicha cavidad. Vesic (1972) presentó una solución general para la expansión de una cavidad esférica, tomando en cuenta los efectos de cambio de volumen en la zona plástica. Esta relación establece que el cambio de volumen en la cavidad es igual al cambio de volumen en la zona plástica más el cambio de volumen en la zona elástica.

$$R^3 - R_i^3 = R_p^3 - (R_p - u_p)^3 + (R_p^3 - R^3)\Delta \quad (\text{V-4})$$

Siendo:

$R$  = Radio de la cavidad expandida (bulbo de mortero inyectado)

$R_i$  = Radio inicial de la cavidad.

$R_p$  = Radio plástico

$u_p$  = Deformación radial en el límite de la zona plástica y se puede estimar a partir de la solución de Lamé.

$$u_p = \frac{1 + \nu}{2E} \cdot R_p (\sigma_p - q) \quad (\text{V-5})$$

$\Delta$  = Deformación volumétrica media en la zona plástica.

Combinando las ecuaciones V-1 y V-2, y estableciendo las condiciones de contorno, se puede solucionar la ecuación diferencial.

$$\sigma_r = (p + c \cdot \cot \phi) \left( \frac{R}{r} \right)^{\frac{4 \cdot \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi}} - c \cdot \cot \phi \quad (\text{V-6})$$

Entonces para la condición de contorno en la interfaz, se puede obtener la tensión  $\sigma_p$  mediante la siguiente expresión.

$$\sigma_p = (p + c \cdot \cot \phi) \left( \frac{R}{R_p} \right)^{\frac{4 \cdot \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi}} - c \cdot \cot \phi \quad (\text{V-7})$$

Estableciendo el equilibrio de tensiones en el contorno, es decir cuando  $r = R_p$ , se tiene:

$$(p + c \cdot \cot \phi) \left( \frac{R}{R_p} \right)^{\frac{4 \cdot \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi}} = \frac{3 \cdot (q + c \cdot \cot \phi) \cdot (1 + \text{sen} \phi)}{3 - \text{sen} \phi} \quad (\text{V-8})$$

Combinando la ecuación V-5 con la V-7 y despreciando  $u_p$  y  $R_i$  cuando estén afectado por algún exponente (ambos valores muy pequeños), y luego insertando la ecuación V-8 en el resultado obtenido, se tiene:

$$\frac{R_p}{R} = \sqrt[3]{I_{rr}} \quad (\text{v-9})$$

En donde:

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \cdot \Delta} \quad (V-10)$$

$$I_r = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu) \cdot (c + q \cdot \tan \phi)} = \frac{G}{\tau} \quad (V-11)$$

Siendo:

$I_{rr}$  = índice de rigidez reducida.

$I_r$  = es el índice de rigidez (relación entre el modulo elasticidad tangencial y la resistencia tangencial inicial del terreno).

$E$  = Modulo de elasticidad.

$\nu$  = Coeficiente de poisson.

$c$  = Cohesión.

$q'$  = Esfuerzo efectivo medio del terreno en el punto de expansión de la cavidad.

$\phi$  = Ángulo de fricción interna.

$G$  = Modulo de elasticidad tangencial.

$\tau$  = Resistencia tangencial inicial del terreno.

El desarrollo analítico anterior, así como el llevado a cabo a continuación, se encuentra adjunto en el Anejo V-2.

Sustituyendo la relación  $R_p / R$  dada por la ecuación V-9 dentro de la ecuación V-8 se puede obtener la siguiente expresión para la presión  $p$ :

$$p = \frac{3 \cdot (1 + \text{sen} \phi)}{3 - \text{sen} \phi} (q + c \cdot \text{cot} \phi) \cdot (I_{rr})^{\frac{4 \text{sen} \phi}{3 \cdot (1 + \text{sen} \phi)}} - c \cdot \text{cot} \phi \quad (V-12)$$

El procedimiento presentado hasta ahora coincide con el propuesto por Vesic (1972). Sin embargo, el objetivo principal de este nuevo desarrollo consiste en establecer la relación existente entre la presión de inyección y el volumen inyectado (cavidad expandida) durante todo el proceso de inyección, lo cual difiere del objetivo principal de Vesic.

Tomando el desarrollo expuesto y mediante una serie de artificios matemáticos, adjuntos en el Anejo V-2, se ha llegado a la siguiente expresión en que se relaciona el volumen de inyección (representada por el radio de la cavidad expandida) y la presión de inyección correspondiente:

$$R = \frac{Ri}{[A_1 + B_1 - C_1]^{1/3}} \quad (V-13)$$

Donde:

$$A_1 = \left( \frac{1}{Ir} - 1 + \left[ 1 - \frac{1+\nu}{2.E} \cdot \frac{4.\text{sen}\phi}{3-\text{sen}\phi} \cdot (q + c.\text{cot}\phi) \right]^3 \right)^{\frac{3.(1+\text{sen}\phi)}{4.\text{sen}\phi}} \cdot \left( \frac{p + c.\text{cot}\phi}{\frac{3.(1+\text{sen}\phi)}{3-\text{sen}\phi} \cdot (q + c.\text{cot}\phi)} \right)$$

$$B_1 = \left[ \frac{\frac{3.(1+\text{sen}\phi)}{3-\text{sen}\phi} (q + c.\text{cot}\phi)}{p + c.\text{cot}\phi} \right]^{\frac{3.(1+\text{sen}\phi)}{4.\text{sen}\phi}}$$

$$C_1 = \frac{1}{Ir}$$

Asignando valores crecientes a la presión ( $p$ ) se obtienen los radios correspondientes a dichas presiones, graficando estos valores (en el eje de ordenadas las presiones y en el eje de las abscisas los radios) se pueden obtener las curvas que relacionan ambas variables, para un estado tensional específico.

Cuando la gráfica alcance un valor asintótico en el radio, se ha llegado al máximo valor que este puede alcanzar en la cavidad. La presión correspondiente a dicho radio será la presión última de la cavidad. No obstante, el radio correspondiente a la presión última estará asociada a unas deformaciones plásticas excesivas (es decir a la rotura del terreno), por lo cual no sería recomendable alcanzar este estado.

En los estudio de expansión de cavidades llevados a cabo por Vesic, la deformación volumétrica media (disminución de volumen) en la zona plástica se estimaba a partir de ensayos triaxiales, tanto de compresión isotrópica como octaédricos, lo que implicaba una dependencia directa de dichos ensayos.

Los terrenos potencialmente licuables son suelos granulares, de baja plasticidad y sin cohesión, en los que se dificulta la obtención de muestras inalteradas para la ejecución de dichos ensayos de laboratorio, factor que puede afectar la representatividad de los resultados obtenidos en los ensayos triaxiales mencionados previamente.

Debido a lo anterior y como aporte de esta investigación, se propone una nueva metodología para la evaluación de la deformación volumétrica media de la zona plástica ( $\Delta$ ), determinada directamente a partir de los parámetros del terreno y evitando tener que llevar a cabo ensayos de laboratorio complicados. Esta nueva metodología sigue los siguientes pasos:

- Cálculo del índice de rigidez reducida ( $I_{rr}$ ), a partir de la presión admisible de la cavidad y los parámetros resistentes del terreno, mediante la siguiente expresión.

$$I_{rr} = \left( \frac{P_{adm} + c \cdot \cot \phi}{\frac{3 \cdot (1 + \operatorname{sen} \phi)}{3 - \operatorname{sen} \phi} \cdot (q + c \cdot \cot \phi)} \right)^{\frac{3 \cdot (1 + \operatorname{sen} \phi)}{4 \cdot \operatorname{sen} \phi}} \quad (\text{V-14})$$

Siendo  $P_{adm}$  = un porcentaje de la presión última ( $P_{ult.}$ )

- Cálculo del radio plástico ( $R_p$ ) a partir de la ecuación V-9.

$$R_p = R \cdot \sqrt[3]{I_{rr}}$$

- Cálculo del volumen de la cavidad expandida a partir del radio ( $R$ ) correspondiente a la presión admisible de la cavidad ( $P_{adm.}$ ), utilizando la ecuación V-13.

$$V_{cavidad} = \frac{4}{3} \cdot \Pi \cdot R^3 \quad (\text{V-15})$$

- Cálculo de la reducción de volumen en la zona plástica, a partir del volumen de la cavidad definida por el radio ( $R$ ), el volumen del taladro de

perforación definido por el radio ( $R_i$ ) y volumen absorbido como deformación en la zona elástica.

$-\Delta_v$  = Volumen de de la cavidad expandida – Volumen del taladro de perforación – Volumen absorbido por la zona elástica

$$-\Delta_v = \frac{4}{3} \cdot \Pi \cdot R^3 - \Pi \cdot R_i^2 \cdot 2R - \frac{4}{3} \Pi [Rp^3 - (Rp - up)^3] \quad (V-16)$$

Siendo  $u_p$  es la deformación elástica en la interfaz zona plástica - zona elástica.

$$u_p = \frac{1+\nu}{2E} \cdot R_p (\sigma_p - q) \quad (V-17)$$

Donde  $\sigma_p$  es la tensión radial en la interfaz zona plástica – zona elástica.

$$\sigma_p = (p + c \cdot \cot \phi) \left( \frac{R}{R_p} \right)^{\frac{4 \cdot \text{sen} \phi}{(1 + \text{sen} \phi)}} - c \cdot \cot \phi \quad (V-18)$$

- Finalmente, el volumen de la cavidad, así como el de la reducción volumen en la zona plástica (zona de influencia) de la cavidad serán:

*Volumen de cavidad* = Volumen de la cavidad expandida.

*Reducción de volumen en la zona plástica* = Disminución de volumen obtenida por la ecuación V-16.

- Cálculo de la densidad relativa ( $D_r$ ).

$\eta_{\text{final}} = \eta_{\text{inicial}} - (\text{Disminución de volumen por bulbo} / \text{Volumen zona plástica por bulbo})$

$$Dr = \frac{\eta_{\max} - \eta_{\text{final}} (1 - \eta_{\min})}{\eta_{\max} - \eta_{\min} (1 - \eta_{\text{final}})} \cdot 100 \quad (\text{V-19})$$

Esta demostrado tanto física como experimentalmente, que los terrenos granulares sin cohesión con densidades relativas superiores al 70% no son susceptibles a licuar. Por lo tanto, el objetivo a alcanzar con este tipo de tratamiento, es llegar al 70% de densidad relativa en la zona plástica, aunque esto implique reducir el valor del radio plástico máximo obtenido a partir de la ecuación V9.

Cabe señalar, que con este método no se toma en cuenta la mejora obtenida por la superposición de bulbos dentro de un mismo taladro, lo cual constituye un aspecto conservador.

### V-5-2 Expansión de una cavidad cilíndrica

Esta solución analítica, también toma como punto de partida los estudios realizados por Vesic (1972) sobre la teoría de expansión de cavidades cilíndricas. De forma similar al caso de expansión esférica, se pretende estudiar la relación existente entre la presión y el volumen de la cavidad (volumen de inyección) durante el proceso de inyección (Figura V-6).

La expansión de cavidades cilíndricas, al igual que la expansión de una cavidad esférica, es un fenómeno también muy complejo. Debido a ello, para el siguiente desarrollo se han tomado las siguientes simplificaciones e hipótesis de partida, muchas de las cuales coinciden con las establecidas en la expansión de cavidades esféricas, no obstante otras difieren:

- 1) El terreno inicialmente se considera como un medio infinito, granular, homogéneo, isótropo lineal elástico-perfectamente plástico, con un ángulo

de rozamiento interno, sin cohesión (para el caso de terrenos potencialmente licuables).

$U_p$  = DEFORMACION ELÁSTICA  
 $q'$  = ESFUERZO MEDIO EFECTIVO INICIAL  
 $R_i$  = RADIO INICIAL DE LA CAVIDAD  
 $R$  = RADIO CAVIDAD INYECTADA  
 $R_p$  = RADIO ZONA PLÁSTICA  
 $\sigma_r$  = TENSION RADIAL  
 $\sigma_\theta$  = TENSION CIRCUNFERENCIAL

$C$  = COHESIÓN  
 $\phi$  = ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO  
 $E$  = MÓDULO DE ELASTICIDAD  
 $R$  = RADIO CAVIDAD INYECTADA  
 $\nu$  = COEFICIENTE DE POISSON

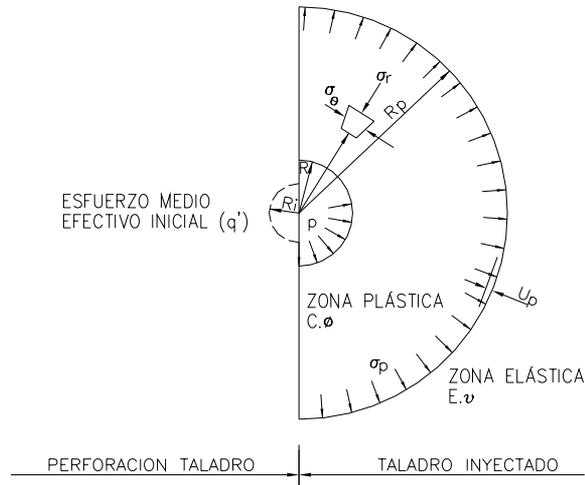


Figura V-6 Expansión de una cavidad cilíndrica.

- 2) La superficie del terreno es horizontal, no actuando sobre ella ninguna sobrecarga.
- 3) El taladro de inyección es auto-obturable y la tubería de inyección no aporta ninguna resistencia a la expansión de la cavidad.
- 4) El bulbo de inyección se modeliza como una cavidad cilíndrica expansiva, en un medio elasto-plástico (Figura V-7).
- 5) Antes de realizar el taladro de perforación, la cavidad tiene un radio ( $R_i$ ) igual a cero y un esfuerzo efectivo medio  $q' \left( \frac{\sigma'_2 + \sigma'_3}{2} \right)$ . En donde  $\sigma'_2$  y  $\sigma'_3$  son las tensiones horizontales efectivas, perpendiculares entre si, contenidas en plano horizontal en el punto de inyección.
- 6) Al inicio del proceso de inyección el radio de la cavidad coincide con el radio del taladro de perforación ( $R_i$ ).
- 7) Se emplea el criterio de rotura de Morh-Coulomb.

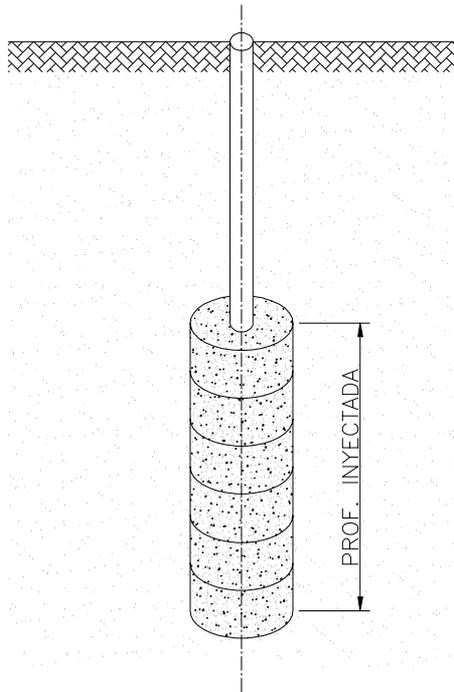


Figura V-7 Taladro inyectado cavidad cilíndrica.

- 8) La presión actuante dentro de la cavidad será esencialmente uniforme sobre el contorno lateral de la cavidad.
- 9) El terreno alrededor de la cavidad se comporta elásticamente hasta alcanzar la rotura (criterio de Morh-Coulomb).
- 10) Al aumentar la presión en la cavidad, una zona de forma cilíndrica en torno al bulbo pasará a un estado de equilibrio plástico (Figura V-8, en las que se puede observar la variación del radio plástico  $R_p$  a medida que se incrementa el radio de la cavidad).
- 11) Esta zona en estado plástico se expandirá hasta que la presión en la cavidad alcance el valor de la presión última.
- 12) Al alcanzar dicha presión última la cavidad tendrá un radio ( $R$ ) y la zona plástica alrededor del mismo un radio plástico ( $R_p$ ).

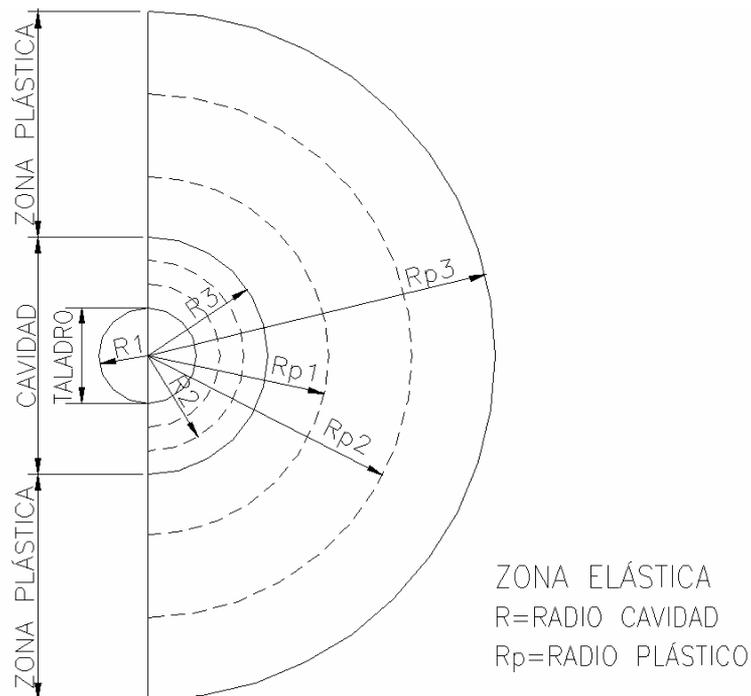
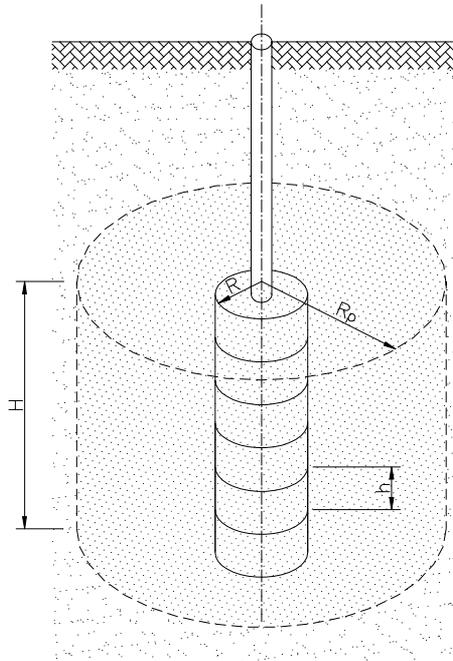


Figura V-8 Zona elástica y plástica en la expansión de una cavidad cilíndrica.

- 13) La zona situada fuera del radio plástico ( $R_p$ ) permanecerá en un estado de equilibrio elástico, comportándose como un sólido isótropo, linealmente elástico (definido por el modulo de elasticidad “E” y el coeficiente de Poisson “v”).
- 14) El terreno en la zona plástica se comporta como un sólido plástico compresible, definido por el criterio de rotura de Morh-Coulomb y la compresibilidad del terreno.
- 15) Durante el proceso de inyección no se considera las fuerzas inerciales dentro de la zona plástica, debido a que su valor es pequeño al compararlo con las presiones necesarias para producir la expansión de la cavidad.
- 16) Con base en lo anterior, el problema se resuelve como un caso de simetría cilíndrica en un medio sin peso.

- 17) Para facilitar la solución analítica del problema se aplica la condición de simetría cilíndrica, siendo todas las componentes de las tensiones tangenciales iguales a cero.
- 18) La densificación y la zona densificada dependerán del volumen expandido de la cavidad (Figura V-9).



H=PROF. INYECTADA  
 h=FASE DE INYECCIÓN  
 R=RADIO CAVIDAD CILINDRICA  
 Rp=RADIO PLÁSTICO

Figura V-9 Zona de influencia cavidad cilíndrica.

- 19) Debe cumplirse el principio de conservación de volumen (Volumen inyectado = Volumen del taladro + Volumen comprimido en la zona plástica + Volumen desplazado en la zona elástica).

A partir de lo expuesto en el punto 15 y 16 de este apartado, por la condición de simetría todas las componentes de las tensiones tangenciales desaparecen ( $\sigma_w = \sigma_\theta$ ) y la ecuación de equilibrio para un elemento diferencial dentro de la zona plástica es:

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (V-20)$$

La condición de fluencia de acuerdo con el criterio de rotura de Morh-Coulomb es:

$$\sigma_r + c. \cot \phi = N.(\sigma_\theta + c. \cot \phi) \quad (V-21)$$

Donde:

$$N = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$$

La condición de contorno en la interfaz es:

$$\sigma_r = p \quad \text{para } r = R. \quad (V-22)$$

En tratamientos con inyecciones de compactación, la densificación obtenida en el terreno circundante dependerá del volumen de la cavidad expandida (bulbo de mortero inyectado). Para estimar la mejora producto de la densificación de una determinada zona, es necesario establecer la zona de influencia de la cavidad. Vesic (1972) presentó una solución general para la expansión de una cavidad cilíndrica, tomando en cuenta los efectos de cambio de volumen en la zona plástica. Esta relación establece que el cambio de volumen en la cavidad es igual al cambio de volumen en la zona plástica más el cambio de volumen en la zona elástica.

$$R^2 - R_i^2 = R_p^2 - (R_p - u_p)^2 + (R_p^2 - R^2)\Delta \quad (V-23)$$

Siendo:

$R$  = Radio de la cavidad expandida (bulbo de mortero inyectado)

$R_i$  = Radio inicial de la cavidad.

$R_p$  = Radio plástico

$u_p$  = Deformación radial en el límite de la zona plástica y se puede estimar a partir de la solución de Lamé.

$$u_p = \frac{1+\nu}{E} \cdot R_p (\sigma_p - q) \quad (V-24)$$

$\Delta$  = Deformación volumétrica media en la zona plástica.

Combinando las ecuaciones V-1 y V-2, y estableciendo las condiciones de contorno, se puede solucionar la ecuación diferencial.

$$\sigma_r = (p + c \cdot \cot \phi) \left( \frac{R}{r} \right)^{\frac{2 \cdot \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi}} - c \cdot \cot \phi \quad (V-25)$$

Entonces para la condición de contorno en la interfaz, se puede obtener la tensión  $\sigma_p$  mediante la siguiente expresión.

$$\sigma_p = (p + c \cdot \cot \phi) \left( \frac{R}{R_p} \right)^{\frac{2 \cdot \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi}} - c \cdot \cot \phi \quad (V-26)$$

Estableciendo el equilibrio de tensiones en el contorno, es decir cuando  $r = R_p$ , se tiene:

$$(p + c \cdot \cot \phi) \left( \frac{R}{R_p} \right)^{\frac{2 \cdot \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi}} = (q + c \cdot \cot \phi) \cdot (1 + \text{sen} \phi) \quad (V-27)$$

Combinando la ecuación V-24 con la V-26 y despreciando  $u_p$  así como a  $R_i$ , cuando estén afectados por algún exponente (valores muy pequeños), y luego insertando la ecuación V-27 en el resultado obtenido, se tiene:

$$\frac{R_p}{R} = \sqrt{I'_{rr} \cdot \sec \phi} \quad (V-28)$$

En donde:

$$I'_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \cdot \Delta \cdot \sec \phi} \quad (V-29)$$

$$I_r = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu) \cdot (c + q \cdot \tan \phi)} = \frac{G}{\tau} \quad (V-30)$$

Siendo:

$I'_{rr}$  = Índice de rigidez reducida para cavidad cilíndrica.

$I_r$  = es el índice de rigidez (relación entre el modulo elasticidad tangencial y la resistencia tangencial inicial del terreno).

$E$  = Modulo de elasticidad.

$\nu$  = Coeficiente de poisson.

$c$  = Cohesión.

$q'$  = Esfuerzo efectivo medio perpendicular a la superficie expandida.

$\phi$  = Ángulo de fricción interna.

$G$  = Modulo de elasticidad tangencial.

$\tau$  = Resistencia tangencial inicial del terreno.

El desarrollo analítico anterior, así como el llevado a cabo a continuación, se encuentra adjunto en el Anejo V-3.

Sustituyendo la relación  $R_p / R$  dada por la ecuación V-28 dentro de la ecuación V-27 se puede obtener la siguiente expresión para la presión  $p$ :

$$p = (1 + \operatorname{sen} \phi)(q + c \cdot \cot \phi) \left( I'_{rr} \cdot \sec \phi \right)^{\frac{\operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi}} - c \cdot \cot \phi \quad (\text{V-31})$$

El procedimiento presentado hasta el momento, coincide con el propuesto por Vesíc (1972). Sin embargo, al igual que en el apartado anterior, el objetivo principal de este nuevo desarrollo consiste en establecer la relación existente entre la presión de inyección y el volumen inyectado (cavidad expandida) durante todo el proceso de inyección, lo cual difiere del objetivo principal de Vesíc.

Tomando todo lo expuesto y mediante una serie de artificios matemáticos (aporte de esta investigación), adjuntos en el Anejo V-3, se ha llegado a la siguiente expresión que relaciona el volumen de inyección (cavidad expandida) representada por el radio de la cavidad y la presión de inyección correspondiente:

$$R = \frac{Ri}{[A_2 + B_2 + C_2]^{1/2}} \quad (\text{V-32})$$

Donde:

$$A_2 = \left( \frac{1}{Ir} - \left[ \sec \phi \left[ -1 \left( 1 - \frac{1 + \nu}{E} \cdot (q + c \cdot \cot \phi) \right) \right]^2 \right] \right) \left[ \frac{p + c \cdot \cot \phi}{(1 + \operatorname{sen} \phi)(q + c \cdot \cot \phi)} \right]^{\frac{(1 + \operatorname{sen} \phi)}{\operatorname{sen} \phi}} \left( \frac{1}{\sec \phi} \right)$$

$$B_2 = \left[ \frac{(1 + \operatorname{sen} \phi)(q + c \cdot \cot \phi)}{p + c \cdot \cot \phi} \right]^{\frac{(1 + \operatorname{sen} \phi)}{\operatorname{sen} \phi}}$$

$$C_2 = \frac{1}{I_r \cdot \sec \phi}$$

De la misma manera que en la expansión de cavidades esféricas, asignando valores crecientes a la presión ( $p$ ) se obtienen los radios correspondientes a dichas presiones, graficando estos valores (en el eje de ordenadas las presiones y en el eje de las abscisas los radios) se pueden obtener las curvas que relacionan ambas variables para un estado tensional específico.

Cuando la gráfica alcance un valor asintótico en el radio, se ha llegado al máximo valor que este puede alcanzar en la cavidad. La presión correspondiente a dicho radio será la presión última en la misma. No obstante, el radio correspondiente a la presión última estará asociada a unas deformaciones plásticas excesivas (es decir a la rotura del terreno), por lo cual no sería recomendable alcanzar este estado.

La deformación volumétrica media ( $\Delta$ ) en la zona plástica se evalúa mediante la metodología desarrollada para la expansión de cavidades esféricas, modificando las expresiones para adaptarlas al caso de expansión cilíndrica, lo cual representa otro aporte de esta investigación.

Los pasos a seguir para el cálculo de la deformación volumétrica en la zona plástica son los siguientes:

- Cálculo del índice de rigidez reducida ( $I_{rr}$ ), a partir de la presión admisible de la cavidad y mediante la siguiente expresión.

$$I_{rr} = \left( \frac{P_{adm} + c \cdot \cot \phi}{(1 + \sen \phi)(q + c \cdot \cot \phi)} \right)^{\frac{1 + \sen \phi}{\sen \phi}} \cdot \left( \frac{1}{\sec \phi} \right) \quad (V-33)$$

Siendo  $P_{adm}$  = un porcentaje de la presión última ( $P_{ult.}$ )

- Cálculo del radio plástico ( $R_p$ ) a partir de la ecuación V-28.

$$R_p = R \cdot \sqrt{I'_{rr} \cdot \sec \phi}$$

- Cálculo del volumen de la cavidad expandida a partir del radio ( $R$ ) correspondiente a la presión admisible de la cavidad ( $P_{adm.}$ ), utilizando la ecuación V-32.

$$V_{cavidad} = \Pi \cdot R^2 \cdot h \quad (V-34)$$

$h$  = Longitud de la fase de inyección.

- Cálculo de la reducción de volumen en la zona plástica, a partir del volumen de la cavidad definida por el radio ( $R$ ), el volumen del taladro de perforación definido por el radio ( $R_i$ ) y volumen absorbido como deformación en la zona elástica.

$-\Delta_v$  = Volumen de de la cavidad expandida – Volumen del taladro de perforación – Volumen absorbido por la zona elástica

$$-\Delta_v = \Pi \cdot R^2 \cdot h - \Pi \cdot R_i^2 \cdot h - \Pi [R_p^2 - (R_p - u_p)^2] \quad (V-35)$$

Siendo:

$h$  = Longitud de la fase de inyección.

$u_p$  = deformación elástica en la interfaz zona plástica - zona elástica.

$$u_p = \frac{1 + \nu}{E} \cdot R_p (\sigma_p - q) \quad (V-36)$$

Donde  $\sigma_p$  = Tensión radial en la interfaz zona plástica – zona elástica.

$$\sigma_p = (p + c \cdot \cot \phi) \left( \frac{R}{R_p} \right)^{\frac{2 \cdot \text{sen} \phi}{(1 + \text{sen} \phi)}} - c \cdot \cot \phi \quad (\text{V-37})$$

- Finalmente el volumen de cavidad y el de la reducción volumen en la zona plástica (zona de influencia) de la cavidad serán:

*Volumen de cavidad* = Volumen de la cavidad expandida.

*Reducción de volumen en la zona plástica* = Disminución de volumen obtenida por la ecuación V-35.

- Cálculo de la densidad relativa (Dr).

$\eta_{\text{final}} = \eta_{\text{inicial}} - (\text{Disminución de volumen por bulbo} / \text{Volumen zona plástica por bulbo})$

$$Dr = \frac{\eta_{\text{max}} - \eta_{\text{final}} \cdot (1 - \eta_{\text{min}})}{\eta_{\text{max}} - \eta_{\text{min}} \cdot (1 - \eta_{\text{final}})} \cdot 100 \quad (\text{V-38})$$

El objetivo buscado sería alcanzar una densidad relativa mayor o igual al 70%, porque a partir de este valor de densidad relativa no se presentaría el fenómeno de la licuación, siendo válido el comentario expuesto en el último párrafo del punto 5-1, en cuanto a la separación de los taladros.

### V-5-3 Comparación entre la expansión de cavidades esféricas y las cilíndricas para el estudio de las inyecciones de compactación

En los puntos V-5-1 y V-5-2 se ha realizado un desarrollo analítico de lo que sería el proceso continuo de inyección de un bulbo de mortero, utilizándose para este fin la teoría de expansión de cavidades esféricas y cilíndricas.

Ambos desarrollos, en sentido general tienen muchas cosas en común. Pero a la hora de establecer un método de diseño práctico, uno de ellos presenta ventajas frente al otro.

Comparando los desarrollos analíticos llevados a cabo previamente se puede expresar lo siguiente:

- La expansión de una cavidad esférica es dependiente del esfuerzo efectivo medio inicial del terreno  $q'$ , que a su vez es función de la tensión efectiva vertical (denominada  $\sigma'_1$ ) y las dos tensiones efectivas horizontales (denominadas  $\sigma'_2$  y  $\sigma'_3$ , ambas perpendiculares entre si), mientras que la expansión de cavidades cilíndricas solo es dependiente del esfuerzo efectivo medio perpendicular a la superficie expandida (es decir  $q' = \sigma'_2$ , siendo  $\sigma'_2 = \sigma'_3$ , para un taladro vertical).
- Tanto la expansión de una cavidad esférica como la cilíndrica, son dependientes de la tensión radial inducida por la presión de expansión. La misma, que ambos casos será perpendicular a toda la superficie de la cavidad expandida. Por lo que las deformaciones inducidas serán de magnitud y dirección radial.
- La expansión de una cavidad esférica tiene un carácter tridimensional (intervienen las tensiones y las deformaciones en el espacio), mientras que las cilíndricas tienen un carácter bidimensional (solo intervienen tensiones y deformaciones en el plano).

- Basado en lo expuesto, con la expansión de cavidades esféricas se alcanzarán mayores presiones (presiones de inyección), para llegar al mismo volumen de cavidad expandida (volumen inyectado).

En resumen, se puede afirmar que los factores intervinientes en la expansión esférica son más realistas que los implicados en la expansión de la cavidad cilíndrica. Coincidiendo este criterio con las observaciones descritas en la bibliografía Graf (1992) y Warner (2002), y los ensayos centrífugos llevados a cabo por Nichols y Goodings (1997), al asimilar un taladro inyectado como la suma aproximada de varios bulbos de forma cuasi-esférica superpuestos.

### **V-6 ANALISIS DE LA RELACIÓN PRESIÓN – VOLUMEN DE LA CAVIDAD EN ROTURA DEL TERRENO**

Este análisis se basa en las observaciones señaladas por Graf en sus artículos de 1969 y 1992. En donde se exponía que cuando el mortero es inyectado bajo presión en un terreno granular sin cohesión y se alcanza la máxima densificación en la zona de influencia del bulbo, cualquier incremento de presión provocará la rotura (de forma cónica) del terreno sobre el punto de inyección (Figura V-11).

Este fenómeno se manifiesta en la superficie del terreno como movimientos verticales (levantamientos), con la forma de una campana de Gauss, cuya extensión será función de la profundidad del punto de inyección, las propiedades resistentes del terreno y el ángulo de inclinación de la superficie de rotura (Figura V-11).

Debido a lo anterior, la densificación estará gobernada por el peso del terreno dentro de masa de terreno de forma cónica, junto a la resistencia tangencial de la superficie lateral del mismo.

Considerando el caso (Figura V-11) de una masa esférica inyectada de radio  $a$ , localizada a una profundidad  $h$ , por debajo de la superficie horizontal del terreno, y haciendo la hipótesis de partida de que el terreno es granular, prácticamente sin cohesión, en estado suelto, que la tubería de inyección está perfectamente unida a el, y que la presión límite coincidirá con el inicio de movimientos verticales en superficie, se puede concluir (de acuerdo a las observaciones de Graf) que en la condición de presión límite se movilizará la masa de terreno, en forma de cono truncado, sobre el punto de inyección. La potencial superficie cónica de rotura estará inclinada un ángulo ( $\theta$ ) con respecto al plano horizontal, con lo cual podría ser aplicable el criterio de rotura de Morh-Coulomb.

Asumiendo que la presión de inyección es esencialmente uniforme en la masa inyectada, y que el radio  $a$  se incrementará con el incremento de la misma; entonces, la presión máxima (límite)  $p$  para un determinado radio se puede determinar igualando la presión ejercida por el bulbo inyectado al peso total del cono truncado mas la resistencia tangencial de la superficie del mismo (Figura V-11), mediante la siguiente expresión (Wong, 1974):

$$P = \gamma \cdot h \frac{\left(\frac{h}{R}\right) + 3\left(\frac{h}{R}\right) \cdot \tan \theta + 3 \cdot \tan^2 \theta}{3 \cdot \tan^2 \theta} \left[ 1 + \frac{2(1 - \text{sen} \phi) \cdot \cos(180 - (\theta + \phi))}{\cos \phi \cdot \cos \theta} \right] \quad (V-39)$$

Donde:

P = Presión de inyección.

R = Radio de la cavidad inyectada (bulbo de inyección).

$\Phi$  = Ángulo de rozamiento interno.

$\gamma$  = Densidad aparente.

h = Profundidad del punto de inyección.

$\theta$  = Ángulo de inclinación de la superficie cónica de rotura.

En vista de las posibles incertidumbres que pueden presentarse, con relación al ángulo de inclinación de la superficie cónica de rotura, anisotropía del terreno y el efecto en conjunto de las tensiones tangenciales originadas por las diferentes fases de inyección, se recomienda dividir el valor de la presión última, obtenido mediante la Ec. 39, por un factor de seguridad de 1.5 a 2.

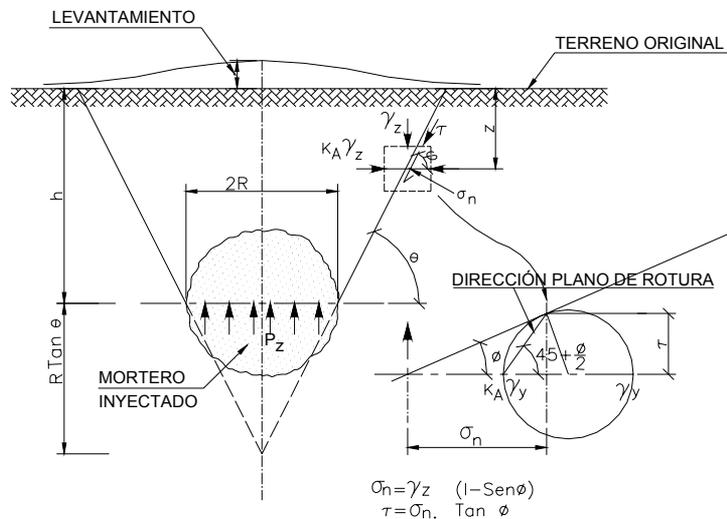


Figura V-11 Relación presión de inyección – movimientos en la superficie del terreno.

Estas hipótesis de partida establecidas por Graf (1969 y 1992) han sido verificadas en esta investigación, mediante el método de los elementos finitos (programa PLAXIS 8.2), con el cual se ha simulado el levantamiento experimentado en la superficie y su distribución, provocado por la aplicación de una presión uniforme  $1 \text{ ton/m}^2$ , en una superficie de  $1 \text{ m}$  de ancho, a  $10 \text{ m}$  de profundidad en un terreno granular sin cohesión (Figura V-12).

En dicha figura se puede observar que existe una concentración, en torno al 80 – 90 % de los movimientos verticales totales, en el área limitada por las rectas que forman un ángulo  $\theta$  con la horizontal, siendo éstas el límite de la superficie tronco-cónica de rotura planteada en el modelo de Wong (1974).

## CAPITULO V- METODO DE DISEÑO PARA INYECCIÓN DE COMPACTACIÓN

En cuanto a la distribución en superficie de los movimientos verticales, en la Figura V-13 se puede observar la distribución obtenida en la superficie. La misma tiene claramente forma de una campana de Gauss, con lo cual se confirmaría las observaciones de Graf (1969 y 1992).

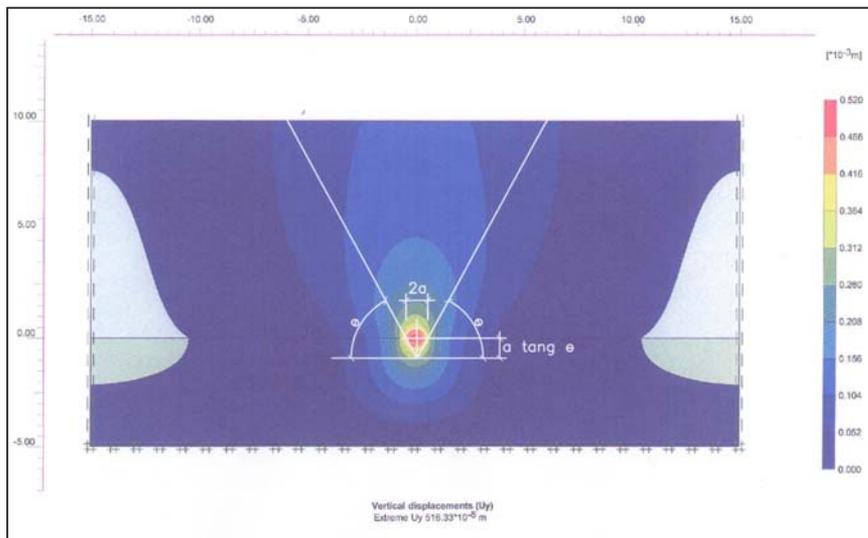


Figura V-12 Verificación con PLAXIS de la relación presión de inyección – movimientos en la superficie del terreno.

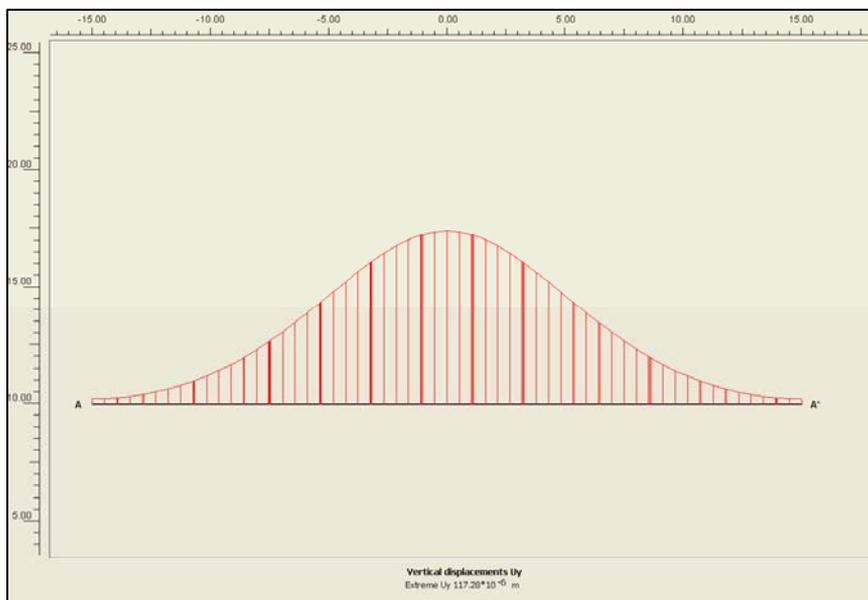


Figura V-13 Distribución de movimientos en la superficie.

## V-7 PLANTEAMIENTO PRÁCTICO DEL NUEVO MÉTODO DE DISEÑO PARA LAS INYECCIONES DE COMPACTACIÓN

El modelo, planteado a continuación, tiene como objetivo establecer un método práctico para el diseño de las inyecciones de compactación, combinando el estudio del proceso de inyección (expansión de una cavidad esférica) realizado en punto V-5-1 y con el de la relación volumen-presión de inyección en rotura del terreno, estudiado en el punto V-6.

Además de las hipótesis establecidas en los apartados mencionados anteriormente, para que este nuevo método de diseño sea coherente debe cumplir las siguientes hipótesis de partida adicionales:

- El terreno a mejorar está constituido por arenas, con contenidos de finos (C.F.) inferiores al 20 – 30% y con un índice plástico (IP) de dichos finos menores al 10%.
- Durante la ejecución de las inyecciones de compactación, el caudal de inyección se mantendrá lo suficientemente bajo (inferior a 55-60 lts/min), de tal forma que no se produzcan, prácticamente, incrementos en la presión intersticial o de poro.
- Los mecanismos de expansión en la cavidad y la respuesta del terreno asociada a dicha expansión, son las mismas que las provocadas por la expansión de una cavidad esférica.
- El proceso de inyección será continuo hasta alcanzar la presión límite de inyección, tomándose el menor valor entre la presión admisible (dada por la Ec. V-13) o la presión de rotura del terreno (dada por la Ec. V-39). En ambos casos para el mismo radio de la cavidad expandida.

Como se ha mencionado anteriormente, el método de diseño se divide en dos partes, una que estudia el proceso continuo de inyección y la otra, la rotura del terreno y con él, el inicio de movimientos en la superficie del mismo.

El procedimiento a seguir será el descrito a continuación:

A) Obtención de la curva que describe el comportamiento del terreno durante el proceso de inyección (Figura V-14, correspondiente a un terreno con las propiedades indicadas en la misma figura y para unas profundidades de inyección de 2 y 3 m, las cuales son tomadas como ejemplo de aplicación), siguiendo los siguientes pasos:

- Determinar el índice de rigidez ( $I_r$ ).

$$I_r = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu) \cdot (c + q \cdot \tan \phi)}$$

- Cálculo del radio (R) de la cavidad a partir de ir asignando valores crecientes a las presiones de inyección, utilizando la siguiente expresión (Ec. V-13).

$$R = \frac{R_i}{[A_1 + B_1 - C_1]^{1/3}}$$

Donde:

$$A_1 = \left( \frac{1}{I_r} - 1 + \left[ 1 - \frac{1 + \nu}{2 \cdot E} \cdot \frac{4 \cdot \text{sen} \phi}{3 - \text{sen} \phi} \cdot (q + c \cdot \text{cot} \phi) \right]^3 \right) \left( \frac{p + c \cdot \text{cot} \phi}{\frac{3 \cdot (1 + \text{sen} \phi)}{3 - \text{sen} \phi} \cdot (q + c \cdot \text{cot} \phi)} \right)^{\frac{3 \cdot (1 + \text{sen} \phi)}{4 \cdot \text{sen} \phi}}$$

$$B_1 = \left[ \frac{3 \cdot (1 + \text{sen} \phi) (q + c \cdot \text{cot} \phi)}{3 - \text{sen} \phi} \right]^{\frac{3 \cdot (1 + \text{sen} \phi)}{4 \cdot \text{sen} \phi}} \frac{1}{p + c \cdot \text{cot} \phi}$$

$$C_1 = \frac{1}{I_r}$$

Todas las variables se encuentran definidas en el apartado V-5-1.

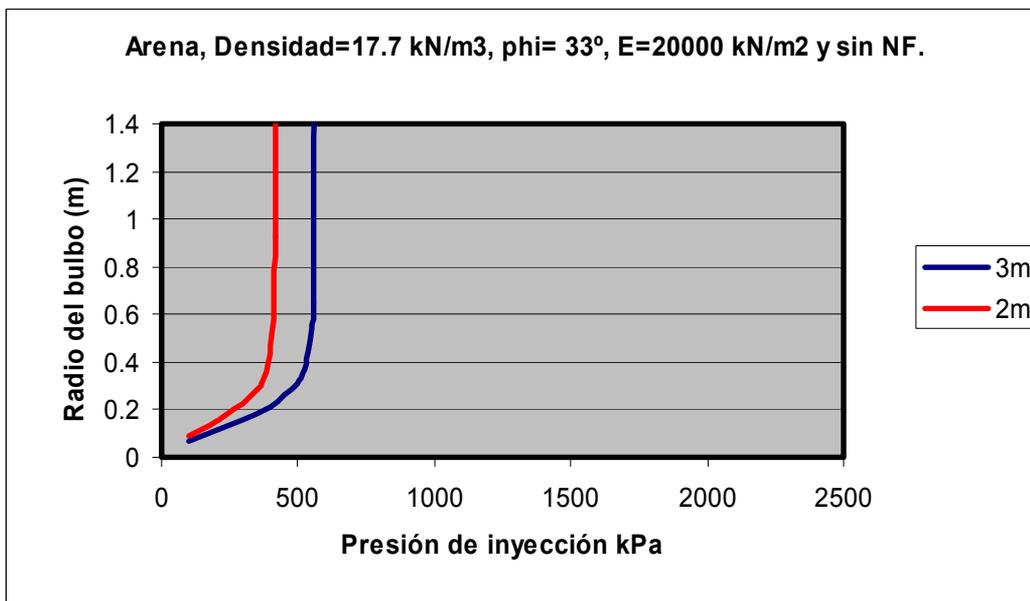


Figura V-14 Relación presión en la cavidad expandida – Radio cavidad.

El comportamiento del terreno durante el proceso de inyección se representa por unas curvas crecientes radio - presión de inyección (Figura V-14). Para la obtención de dichas curvas, se asignan valores crecientes a la presión (Ec. V-13), calculando los radios correspondientes. Al ir aumentando la presión, el terreno comienza a movilizar su resistencia pasiva, hasta llegar al punto que la presión de

inyección la moviliza totalmente, produciéndose deformaciones plásticas excesivas y la rotura local del terreno.

Al valor asintótico de la presión se le denominará presión última ( $P_{ult}$ ) Como la misma está asociada a deformaciones excesivas, no conviene alcanzarla, por lo que se recomienda establecer como presión máxima de inyección una presión admisible ( $P_{adm}$ ), la cual se representará como un porcentaje de la presión última ( $P_{ult}$ ).

B) Obtención de la curva presión de inyección - radio de la cavidad (bulbo de mortero) en rotura (Figura V-15), mediante la expresión V-39.

$$P = \gamma \cdot h \frac{\left(\frac{h}{R}\right) + 3\left(\frac{h}{R}\right) \cdot \tan \theta + 3 \cdot \tan^2 \theta}{3 \cdot \tan^2 \theta} \left[ 1 + \frac{2(1 - \operatorname{sen} \phi) \cdot \cos(180 - (\theta + \phi))}{\cos \phi \cdot \cos \theta} \right]$$

Las diferentes combinaciones posibles, entre la presión de inyección y el radio del bulbo inyectado para una profundidad definida, que provocarían la rotura en masa del terreno (de forma troncocónica) sobre el punto de inyección, se representa por unas curvas decrecientes como las graficadas en la Figura V-15 (correspondiente a un terreno con las propiedades indicadas en la misma figura y una profundidad de inyección de 2 y 3m).

En esta figura se puede observar, que a medida que aumenta el radio del bulbo inyectado, la presión necesaria para movilizar la masa de terreno sobre el punto de inyección disminuye. Lo cual se debe a que la superficie específica de la cavidad es mayor a mayor radio de la misma.

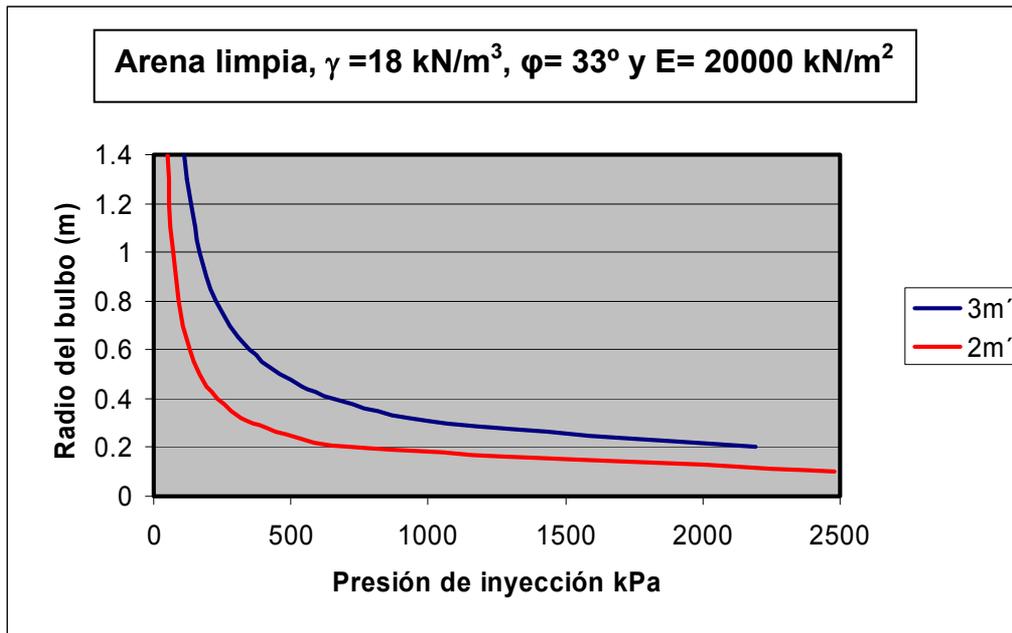


Figura V-15 Presión en la cavidad expandida – Radio en rotura.

En la Figura V-16 se grafican (de forma superpuesta) las curvas obtenidas previamente (para puntos inyectados a 2 y 3 m de profundidad), constituyendo la base en que se sustenta este nuevo método de diseño.

Se puede observar, en las curvas que representa el proceso continuo de inyección, la forma como el radio del bulbo se incrementa suavemente con la presión aplicada, hasta que alcanza un valor de la presión cuyo radio correspondiente (Ec. V-13) satisfaga el criterio de rotura de este modelo, que consiste en la intersección de esta curva con la correspondiente a la rotura de la masa de terreno sobre el punto de inyección (ambas curvas correspondiente a la misma profundidad de inyección). Dicho valor de la presión es definida como la presión que produciría movimientos en la superficie del terreno.

Como se ha comentado previamente, en la curva correspondiente al proceso continuo de inyección, se puede observar en la parte final de la misma que el radio de la cavidad (radio del bulbo) se incrementa drásticamente y tiende al

infinito, a medida que la presión alcanza su valor último. En otras palabras, cualquier incremento de presión, por pequeño que sea, provocaría deformaciones plásticas excesivas en el terreno circundante al bulbo. A pesar de que la presión límite tendría un valor finito (dado por la ecuación V-13), ésta no se podría alcanzar de manera física, porque se requería un crecimiento ilimitado del bulbo, lo cual no sería posible en la realidad. Debido a lo anterior, se establece una presión admisible, la cual sería un porcentaje de la presión última.

$$P_{adm} = \alpha \cdot P_{ult} \quad (V-40)$$

Siendo  $\alpha$  menor que 1.

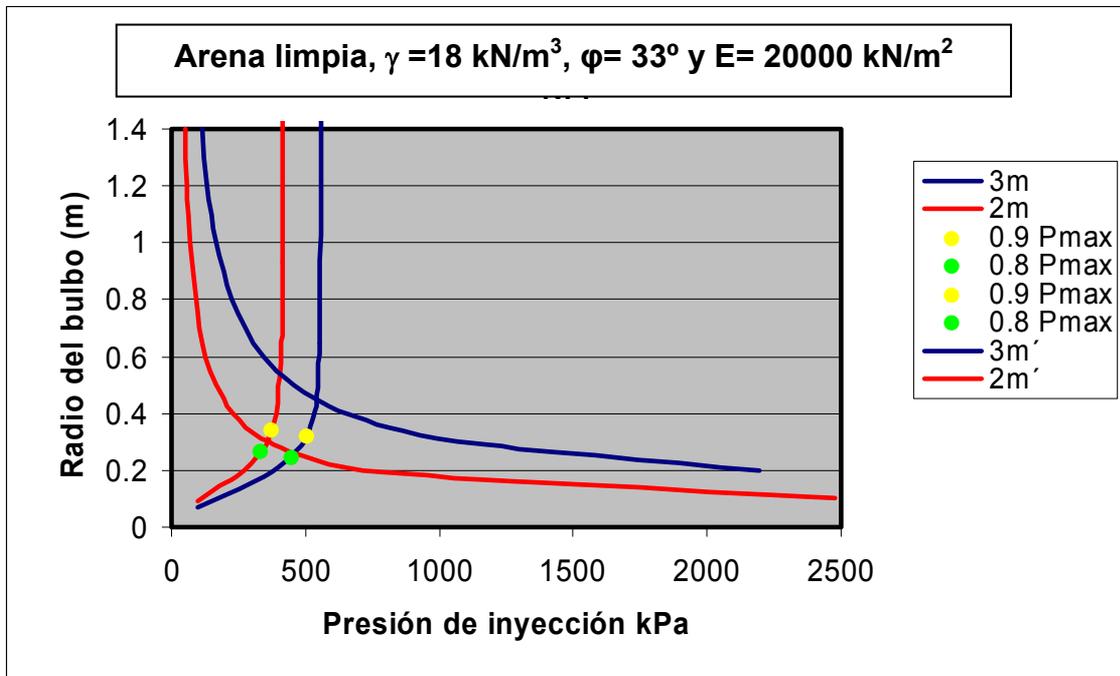


Figura V-16 Superposición de las Figuras V-14 y V-15.

En la Figura V-16, para el caso inyectado a 2 m de profundidad (línea roja), se puede observar que de acuerdo al valor tomado de  $\alpha$ , se pueden presentar 2

situaciones diferentes. Si  $\alpha = 0.9$ , la curva decreciente (que representa la rotura del terreno) cortaría la curva creciente (que representa el proceso continuo de inyección) antes que la presión  $p$  (punto amarillo en la curva roja de la Figura V-14), alcanzase un valor igual al 90% de la presión última (es decir  $\alpha = 0.9$ ), por lo cual intersección de las 2 curvas limitaría la presión de inyección.

Si para la misma profundidad de inyección  $\alpha$  es igual a 0.8, el punto verde en la curva roja de la Figura V-16 (que representa el 80% de la presión última) se alcanzaría antes de la intersección de las 2 curvas, por lo tanto limitaría la presión de inyección.

En el caso de la inyección a 3 m de profundidad, se puede observar que los puntos correspondientes al 90 y 80 % de la presión última se alcanzarían antes que la intersección de las 2 curvas (curvas de color azul), por lo cual estos limitarían la presión de inyección.

Al observar las curvas obtenidas, se puede afirmar que valores para  $\alpha$  entre 0.8 y 0.9 parecen muy razonables.

C) Cálculo de la mejora inferida por el tratamiento al terreno.

Conociendo la presión admisible de inyección y el radio del bulbo correspondiente a dicha presión, se puede estimar la mejora alcanzada por el terreno circundante al punto de inyección mediante los siguientes pasos.

- Se calcula el índice de rigidez reducida mediante la expresión V-14.

$$Irr = \left( \frac{P_{adm} + c \cdot \cot \phi}{\frac{3 \cdot (1 + \sin \phi)}{3 - \sin \phi} \cdot (q + c \cdot \cot \phi)} \right)^{\frac{3 \cdot (1 + \sin \phi)}{4 \cdot \sin \phi}}$$

Siendo  $P_{adm}$  = un porcentaje de la presión última ( $P_{ult.}$ )

- Se asume que el radio de influencia de la inyección (donde se produce mejorar) es igual al radio plástico ( $R_p$ ), estimado a partir de la ecuación 9.

$$R_p = R \cdot \sqrt[3]{Irr}$$

- Se calcula el volumen de la cavidad expandida a partir del radio ( $R$ ) y la presión admisible de la cavidad ( $P_{adm.}$ ), utilizando la ecuación V-15.

$$V_{cavidad} = \frac{4}{3} \cdot \Pi \cdot R^3$$

- Se determina la reducción de volumen en la zona plástica, a partir del volumen de la cavidad definida por el radio ( $R$ ), el volumen del taladro de perforación definido por el radio ( $R_i$ ) y volumen absorbido como deformación en la zona elástica, utilizando la Ec. V-16.

$$-\Delta_v = \frac{4}{3} \cdot \Pi \cdot R^3 - \Pi \cdot R_i^2 \cdot 2R - \frac{4}{3} \Pi [Rp^3 - (Rp - up)^3]$$

$u_p$  y  $\sigma_p$  se calculan con las ecuaciones V-17 y V-18 respectivamente:

$$u_p = \frac{1+\nu}{2E} \cdot R_p (\sigma_p - q)$$

$$\sigma_p = (p + c \cdot \cot \phi) \left( \frac{R}{R_p} \right)^{\frac{4 \operatorname{sen} \phi}{(1 + \operatorname{sen} \phi)}} - c \cdot \cot \phi$$

- Finalmente, el volumen de inyección en cada fase cavidad y la reducción volumen en la zona plástica (zona de influencia de la inyección) será:

*Volumen de inyección* = Volumen del bulbo en cada fase.

*Reducción de volumen en la zona plástica* = Disminución de volumen obtenida por la ecuación V-16.

- Cálculo de la densidad relativa ( $Dr$ ) mediante la ecuación V-19.

$\eta_{final} = \eta_{inicial} - (\text{Disminución de volumen por bulbo} / \text{Volumen zona plástica por bulbo})$

$$Dr = \frac{\eta_{max} - \eta_{final} \cdot (1 - \eta_{min})}{\eta_{max} - \eta_{min} \cdot (1 - \eta_{final})} \cdot 100$$

- Se establece la separación máxima entre los taladros.

Los terrenos granulares sin cohesión con densidades relativas superiores al 70% no son susceptibles a licuar. Por lo tanto el objetivo a alcanzar, con este tipo de tratamiento, sería llegar al 70% de densidad relativa dentro de la zona de influencia de cada bulbo.

Si en algún caso, la densidad relativa posterior al tratamiento no fuera igual o mayor que el 70%, deberá disminuirse manualmente el radio de influencia del bulbo (radio plástico) hasta que se alcance el 70%, siguiendo los pasos descritos anteriormente.

La máxima separación entre taladros será igual a 2 veces el radio de influencia del bulbo (radio plástico) mínimo de todas las fases entre de un mismo taladro, con la cual se consiga un 70% de densidad relativa.

Cabe resaltar que en nuevo método, no se toma en cuenta la mejora obtenida por la superposición de bulbos dentro de un mismo taladro, lo cual es un aspecto conservador.

Al realizar el tratamiento, la inyección de los taladros primarios inferirá una mejora al terreno, la cual se irá registrando a medida que se inyecten los taladros secundarios. Por este motivo, a los taladros secundarios se le debe dar un tratamiento especial, en el cual se pueda tomar en cuenta el cambio en el estado tensional del terreno ocasionado por la inyección de los taladros primarios. Por ello, se plantea el procedimiento descrito a continuación:

- Se toma como punto de partida el radio de la zona de influencia ( $R_p$ ) y la tensión radial en la interfaz al final de la zona de influencia ( $\sigma_p$ ), correspondiente a la inyección de los taladros primario, además del esfuerzo efectivo medio inicial  $q'$  (es decir, el estado tensional efectivo medio anterior al inicio del proceso de inyección de los taladros primarios).
- De acuerdo con el método de diseño, establecido anteriormente, la región fuera de la zona de influencia de la inyección se encuentra en equilibrio elástico, por lo tanto, la atenuación de presión de inyección fuera de la zona plástica de influencia se puede determinar aplicando las leyes de la elasticidad, mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_r = \left( \frac{R_p}{r} \right)^3 \cdot (\sigma_p - q) + q \quad (V-41)$$

Esta expresión es válida para  $r \geq R_p$

Siendo  $r$  el radio desde el punto de inyección hasta el punto que se quiera estudiar.

Como la separación máxima entre los taladros se ha definido como dos veces el valor del radio de influencia de los taladros primarios  $R_p$  (establecido a partir del análisis realizado para los taladros primarios), por lo que el valores de  $r_{min}$  y  $r_{max}$  serán  $R_p$  y  $2 R_p$  respectivamente.

- Conociendo los valores correspondientes a  $r_{min}$  y  $r_{max}$ , se pueden determinar las tensiones radiales elásticas mínima y máxima utilizando la ecuación V-41.
- Como simplificación, se puede asumir que el esfuerzo efectivo medio inicial a la que estará sometida los bulbos de los taladros secundarios (antes de iniciar el proceso de inyección) será la media entre la tensión radial elástica máxima y mínima, sumado al esfuerzo efectivo medio  $q'$ .
- Una vez modificado el estado tensional inicial, se sigue el mismo procedimiento que para los taladros primarios, el cual está descrito al inicio de este apartado.

Otros aspectos, que también pueden ser tomados en cuenta en este método, son los proceso de inyección ascendentes y descendentes, además de las sobrecargas superficiales producto de la existencia de alguna cimentación.

Para realizar el diseño para un tratamiento donde se utilizará el método de ejecución ascendente, se sigue el mismo procedimiento descrito en este apartado, sin ninguna modificación.

Para el caso del método descendente, las fases previas de inyección incrementan el peso y la densidad del terreno por encima del punto de inyección. Dicho incremento se puede reflejar mediante un aumento en el esfuerzo efectivo medio inicial  $q'$ , que posteriormente se manifestará como un incremento en la presión máxima admisible en la pared de la cavidad expandida (contorno del bulbo de mortero).

Las sobrecargas en superficie, se pueden tomar en cuenta mediante la suma de su influencia (la cual en la mayoría de casos es variable con la profundidad) al esfuerzo efectivo medio inicial  $q'$ , en el caso de que estas no existieran.

### **V-8 RESULTADOS OBTENIDOS AL APLICAR EL MÉTODO DE DISEÑO EN SIMULACIONES CON SUELOS POTENCIALMENTE LICUABLES EN TERRENOS SIN EDIFICAR Y EN TERRENOS LOCALIZADOS BAJO EDIFICACIONES EXISTENTES**

En capítulos previos se han definido como suelos potencialmente licuables a aquellos terrenos granulares, situados bajo el nivel freático, susceptibles a experimentar una pérdida considerable de su resistencia y rigidez al ser sometido a acciones cíclicas. Dicha pérdida, es provocada por una disminución de las tensiones efectivas originada por la subida de las presiones intersticiales, llegando en algunos casos a anularlas.

En la realidad, este fenómeno (con sus manifestaciones destructivas máximas) se ha podido observar en terrenos granulares con pocos finos (por lo general C.F. inferiores al 35%) y en estado suelto, por lo cual se ha llevado a cabo algunas simulaciones con el método de diseño propuesto (descrito en el apartado anterior), para unas arenas sueltas sin finos, con densidades relativas del 40 y 50% respectivamente.

Las propiedades de los suelos utilizadas en estas simulaciones, se han estimado a partir de las recomendaciones de la “Guía Geotécnica para Cimentaciones en la Comunidad de Madrid” (Sola, 1987) y el “Foundation Engineering Handbook” (ver Anejo 5-4) y las cuales se describen a continuación:

A) Arena con densidad relativa ( $D_r$ ) del 50%.

$$\gamma = 17.7 \text{ kN/m}^3.$$

$$C = 0 \text{ kN/m}^2.$$

$$\phi = 33^\circ$$

$$E = 20000 \text{ kN/m}^2.$$

$$\nu = 0.3$$

$$e_{max} = 0.70.$$

$$e_{min} = 0.31.$$

B) Arena con densidad relativa ( $D_r$ ) del 40%.

$$\gamma = 17.7 \text{ kN/m}^3.$$

$$C = 0 \text{ kN/m}^2.$$

$$\phi = 33^\circ$$

$$E = 15000 \text{ kN/m}^2.$$

$$\nu = 0.3$$

$$e_{max} = 0.70.$$

$$e_{min} = 0.31.$$

Como el fenómeno de licuación se presenta por debajo del nivel freático, la localización del mismo se ha tomado en cuenta en las simulaciones realizadas.

A pesar de que esta investigación está orientada al tratamiento de los suelos potencialmente licuables (es decir bajo el nivel freático), se han realizado un par de casos sin nivel freático a título de comparativa. No obstante, este par de casos podrían tener aplicación en recalces de cualquier tipo de edificaciones (sin nivel freático), en donde haya que tener en cuenta el comportamiento del conjunto terreno-inyección.

Para facilitar la explicación de este nuevo método de diseño, las simulaciones se han realizado sin considerar la existencia de alguna edificación y/o sobrecarga en superficies. No obstante en este mismo apartado se explica como tomar en cuenta este aspecto y sus implicaciones. Los casos estudiados se detallan a continuación:

*Caso 1: Arena con  $D_r= 50\%$  y sin nivel freático.*

*Caso 2: Arena con  $D_r= 40\%$  y sin nivel freático.*

*Caso 3: Arena con  $D_r= 50\%$  y con nivel freático a 2m.*

*Caso 4: Arena con  $D_r= 50\%$  y con nivel freático a 4m.*

*Caso 5: Arena con  $D_r= 50\%$  y con nivel freático a 6m.*

*Caso 6: Arena con  $D_r= 50\%$  y con nivel freático a 8m.*

*Caso 7: Arena con  $D_r= 40\%$  y con nivel freático a 2m.*

*Caso 8: Arena con  $D_r= 40\%$  y con nivel freático a 4m.*

*Caso 9: Arena con  $D_r= 40\%$  y con nivel freático a 6m.*

*Caso 10: Arena con  $D_r= 40\%$  y con nivel freático a 8m.*

En las gráficas, correspondientes a cada uno de los casos, se presentan las curvas correspondientes a profundidades de tratamiento entre 1 y 10 m. No obstante a esto, se ha señalado la curva correspondiente a los 20 m de profundidad, la cual separaría los terrenos licuables de los no licuables, por criterio de profundidad. Se ha tomado como criterio de presión admisible el 90% de la presión máxima total y además, en el margen inferior derecho de la figuras se señala la ecuación de la línea de tendencia que une todos los puntos con el 90% de la presión límite (rotura) para las diferentes profundidades. En el Anejo V-4, se adjunta el desarrollo de estas simulaciones.

Los resultados obtenidos se presentan en las siguientes Figuras V-17 a V-26, y del análisis de las mismas se puede llegar a las siguientes conclusiones:

- a) La elección del 90% de la presión límite, como valor de presión de inyección admisible (en interfaz suelo-inyección) es razonable.
- b) La curva que une todos los puntos con el 90% de la presión límite, para cada profundidad y caso, se podría asimilar a una recta de pendiente decreciente.
- c) El criterio de cese de inyección por movimientos verticales en la superficie del terreno, solo se produciría a profundidades inferiores a 3m, para los volúmenes teóricos estimados mediante este método.

Esto se debe a que a mayor profundidad, se tiene mayor peso de terreno gravitando sobre el punto de inyección para hacer reacción y además el área de la superficie del potencial cono de rotura aumenta al crecer la profundidad.

- d) La presencia del nivel freático disminuye las tensiones efectivas que hacen resistencia a la expansión de la cavidad, por lo cual se verificará una reducción en la presión admisible de inyección, pudiendo ser la misma de consideración (esta reducción de resistencia por parte del terreno podría ser menor, en el caso de que se produzcan incrementos de consideración en la presión intersticial, hecho que se podrían evitar manteniendo el caudal de inyección en valores bajos). El caso contrario ocurre con las admisiones, las cuales serán ligeramente superiores, debido a que el terreno ofrecerá menor resistencia a expandirse.
- e) La densidad relativa inicial (antes del tratamiento) y la localización del nivel freático, son factores muy determinante a la hora de estimar las presiones admisibles de inyección y el volumen de mortero a inyectar (admisión del tratamiento).
- f) A mayores tensiones efectivas, mayores presiones admisibles de inyección y menor admisión de mortero, aunque esta última a un menor grado.

En los casos en que las inyecciones de compactación sean utilizadas bajo edificaciones existentes o algún otro tipo de sobrecarga superficial, la presencia de estas produce una modificación al estado tensional inicial del terreno. El procedimiento de diseño a seguir es similar al comentado previamente, solo con la particularidad de que el esfuerzo efectivo medio inicial  $q' (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3 / 3)$  debe tener en cuenta la influencia de la distribución, variable con la profundidad, de la tensión transmitida en la superficie del terreno. Para determinar dicha distribución se puede utilizar cualquiera de las teorías del semi-espacio elástico (Boussinesq o cualquiera otro método).

Es importante señalar que los terrenos potencialmente licuables son granulares y normalmente consolidados, por lo cual la relación entre las tensiones verticales y horizontales se pueden obtener, aproximadamente, por la expresión Jacky ( $\sigma_h = \sigma_v \cdot (1 - \text{sen} \phi)$ ).

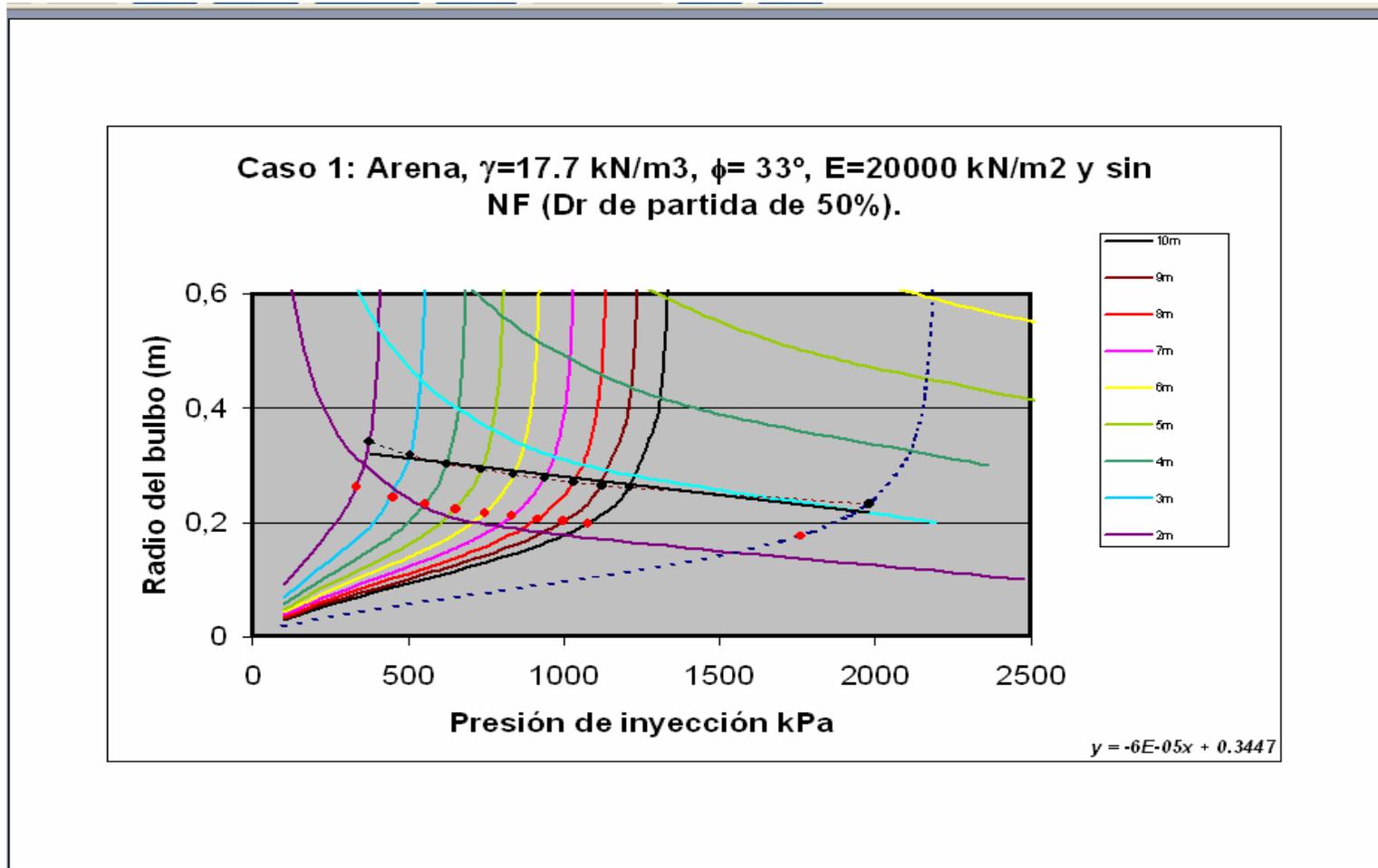


Figura V-17 Caso 1, Arena con una densidad relativa ( $D_r$ ) de partida del 50%, sin influencia del nivel freático (los puntos negros y rojos señalan el 90 y 80% de la presión máxima y la línea discontinua la curva correspondiente a los 20 m de profundidad).

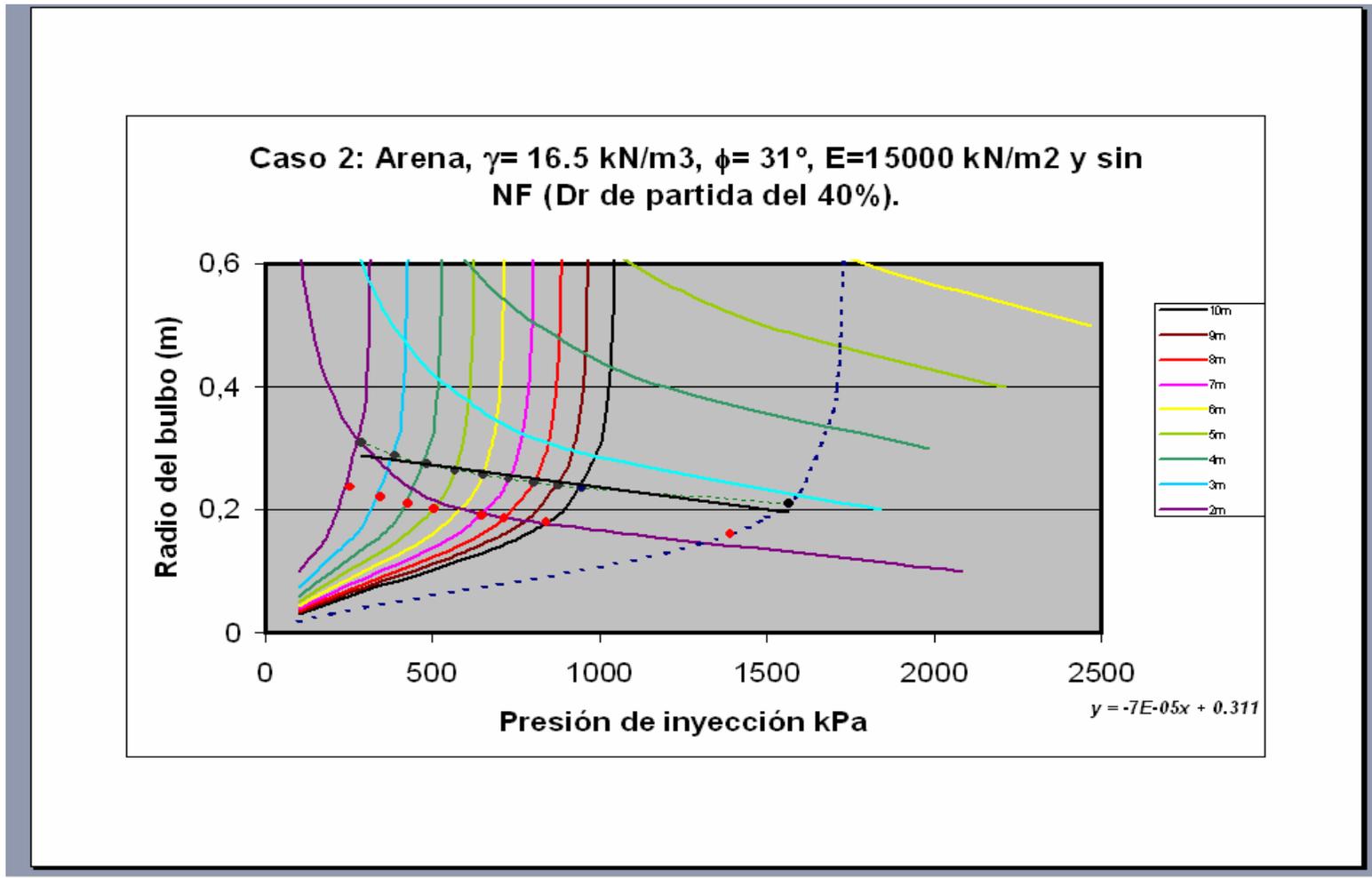


Figura V-18 Caso 2, Arena con una densidad relativa ( $D_r$ ) de partida del 40%, sin influencia del nivel freático (los puntos negros y rojos señalan el 90 y 80% de la presión máxima y la línea discontinua la curva correspondiente a los 20 m de profundidad).

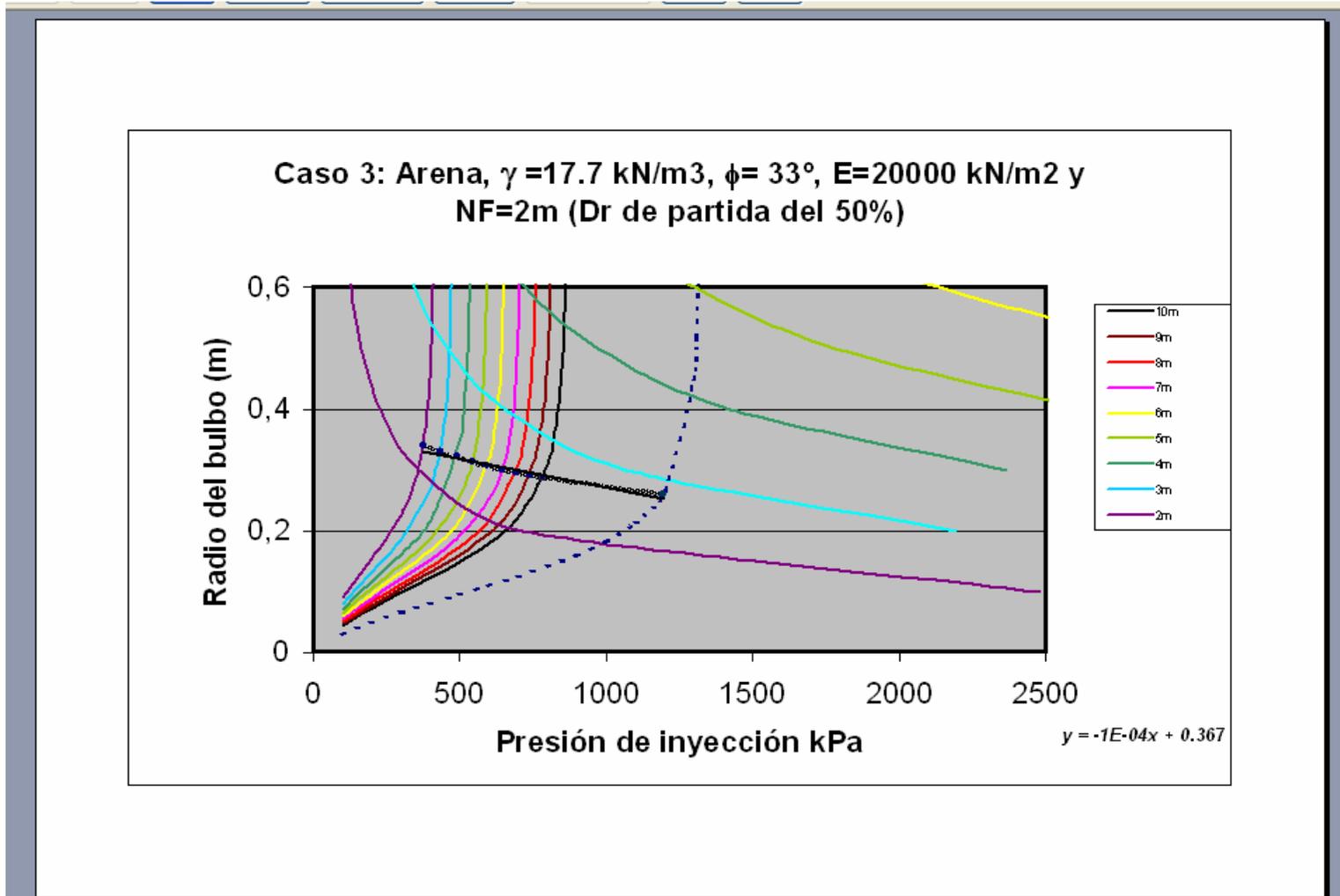


Figura V-19 Caso 3, Arena con una densidad relativa ( $D_r$ ) de partida del 50%, con nivel freático a 2m (los puntos negros señalan el 90% de la presión máxima y la línea discontinua la curva correspondiente a los 20 m de profundidad).

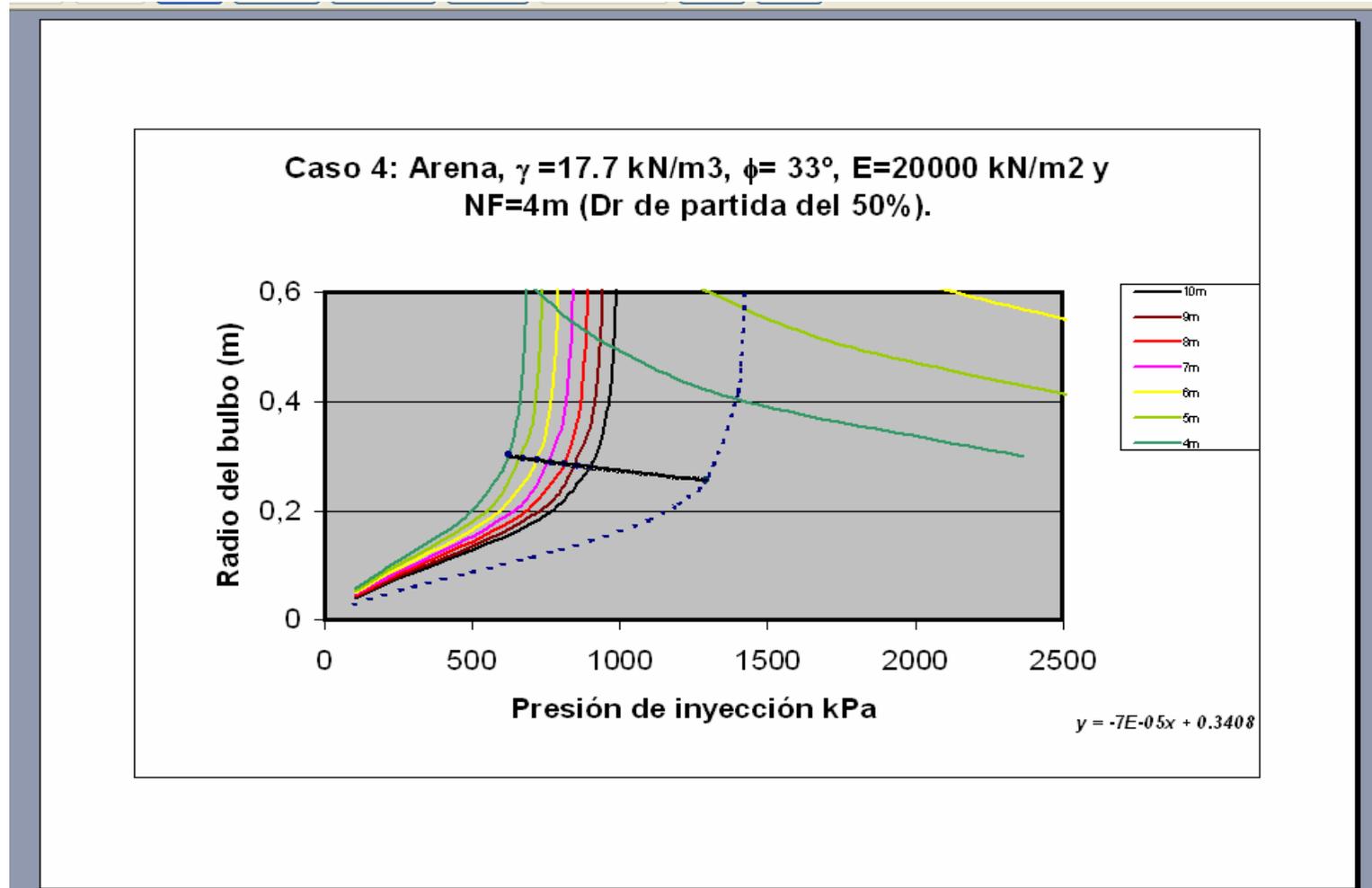


Figura V-20 Caso 4, Arena con una densidad relativa ( $D_r$ ) de partida del 50%, con nivel freático a 4 m (los puntos negros señalan el 90 de la presión máxima y la línea discontinua la curva correspondiente a los 20 m de profundidad).

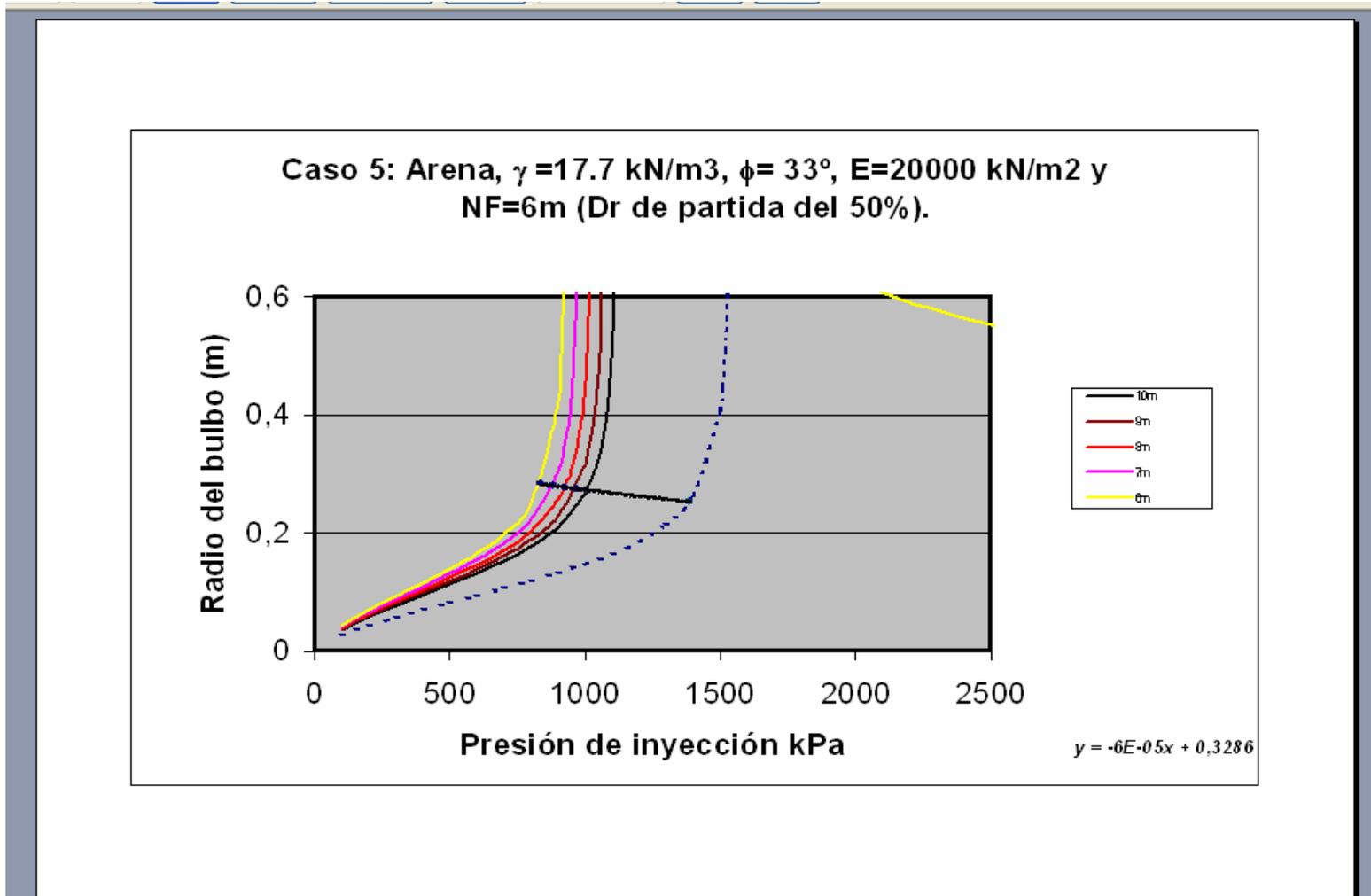


Figura V-21 Caso 5, Arena con una densidad relativa ( $D_r$ ) de partida del 50%, con nivel freático 6m (los puntos negros señalan el 90% de la presión máxima y la línea discontinua la curva correspondiente a los 20 m de profundidad).

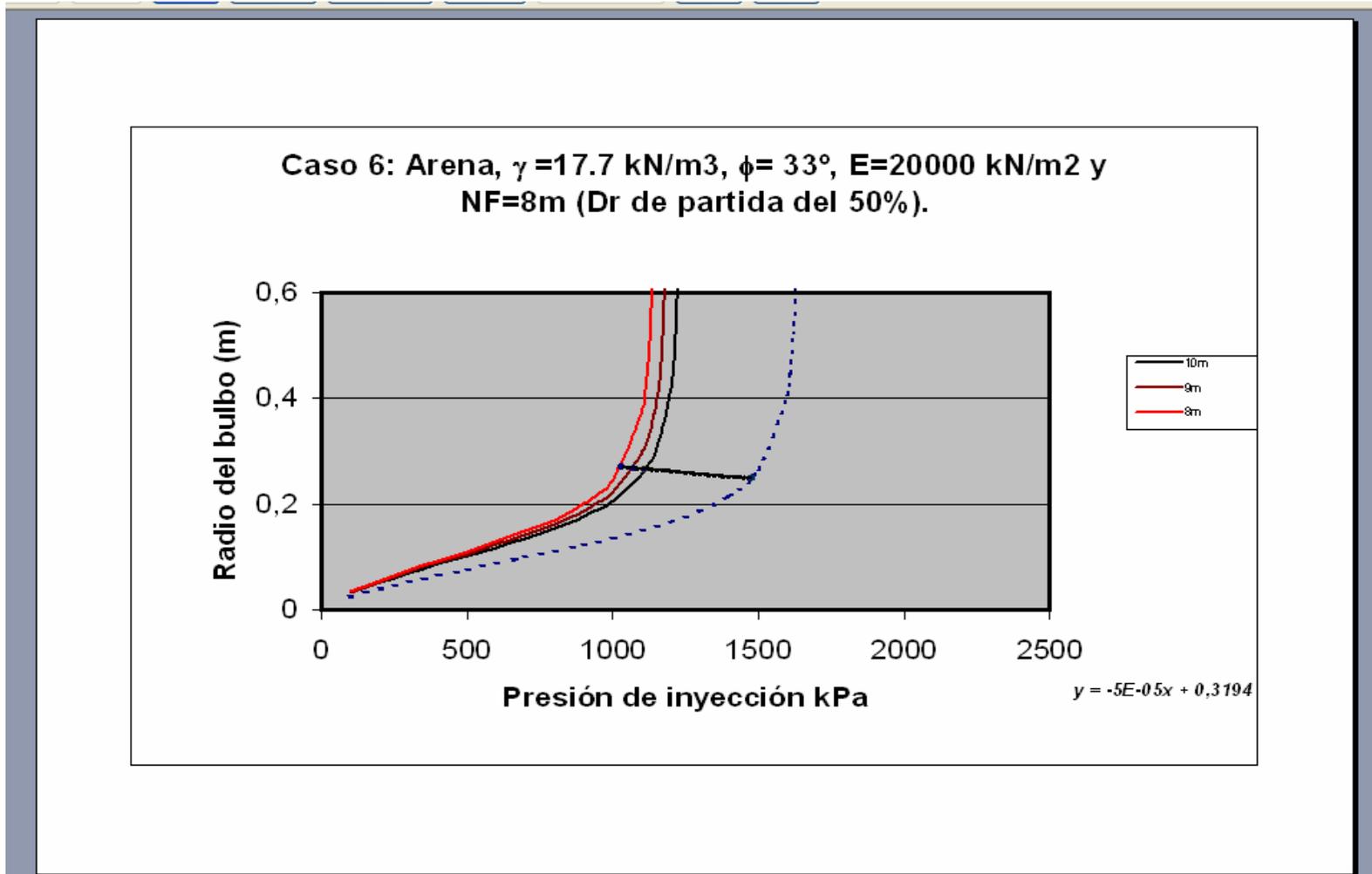


Figura V-22 Caso 6, Arena con una densidad relativa ( $D_r$ ) de partida del 50%, con nivel freático a 8m (los puntos negros 90% de la presión máxima y la línea discontinua la curva correspondiente a los 20 m de profundidad).

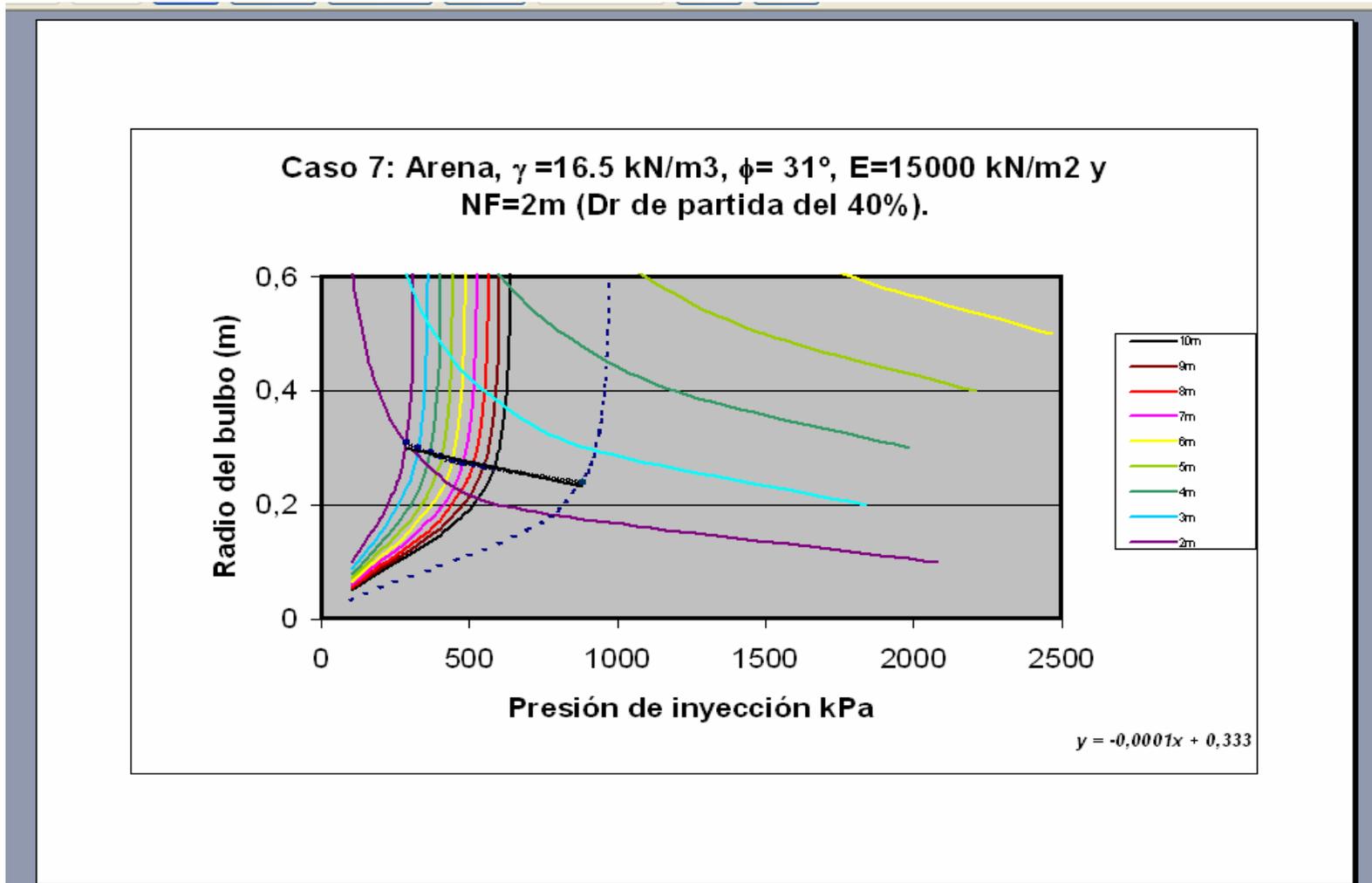


Figura V-23 Caso 7, Arena con una densidad relativa ( $D_r$ ) de partida del 40%, con nivel freático a 2m (los puntos negros señalan el 90% de la presión máxima y la línea discontinua la curva correspondiente a los 20 m de profundidad).

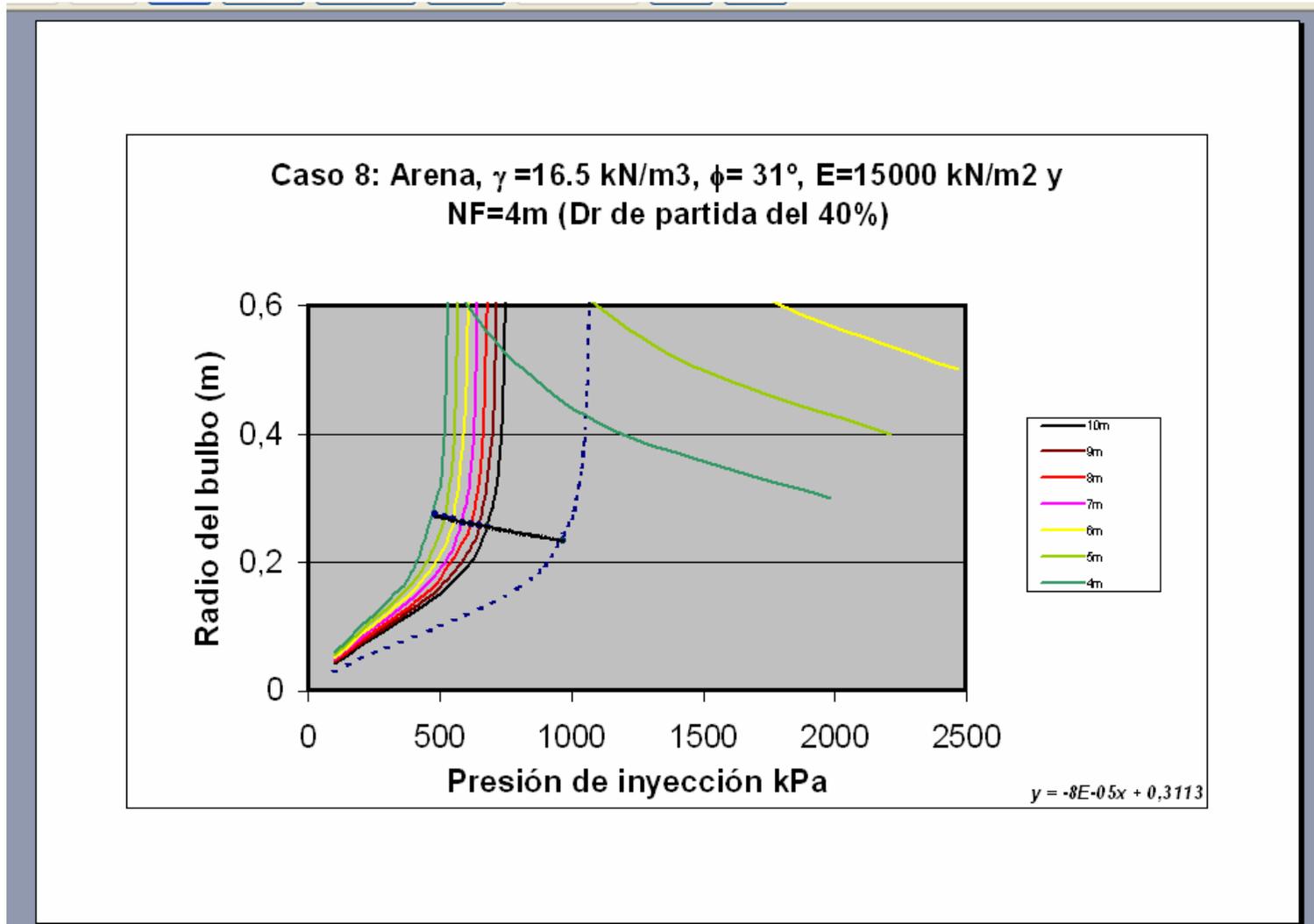


Figura V-24 Caso 8, Arena con una densidad relativa ( $D_r$ ) de partida del 40%, con nivel freático a 4m (los puntos negros señalan el 90% de la presión máxima y la línea discontinua la curva correspondiente a los 20 m de profundidad).

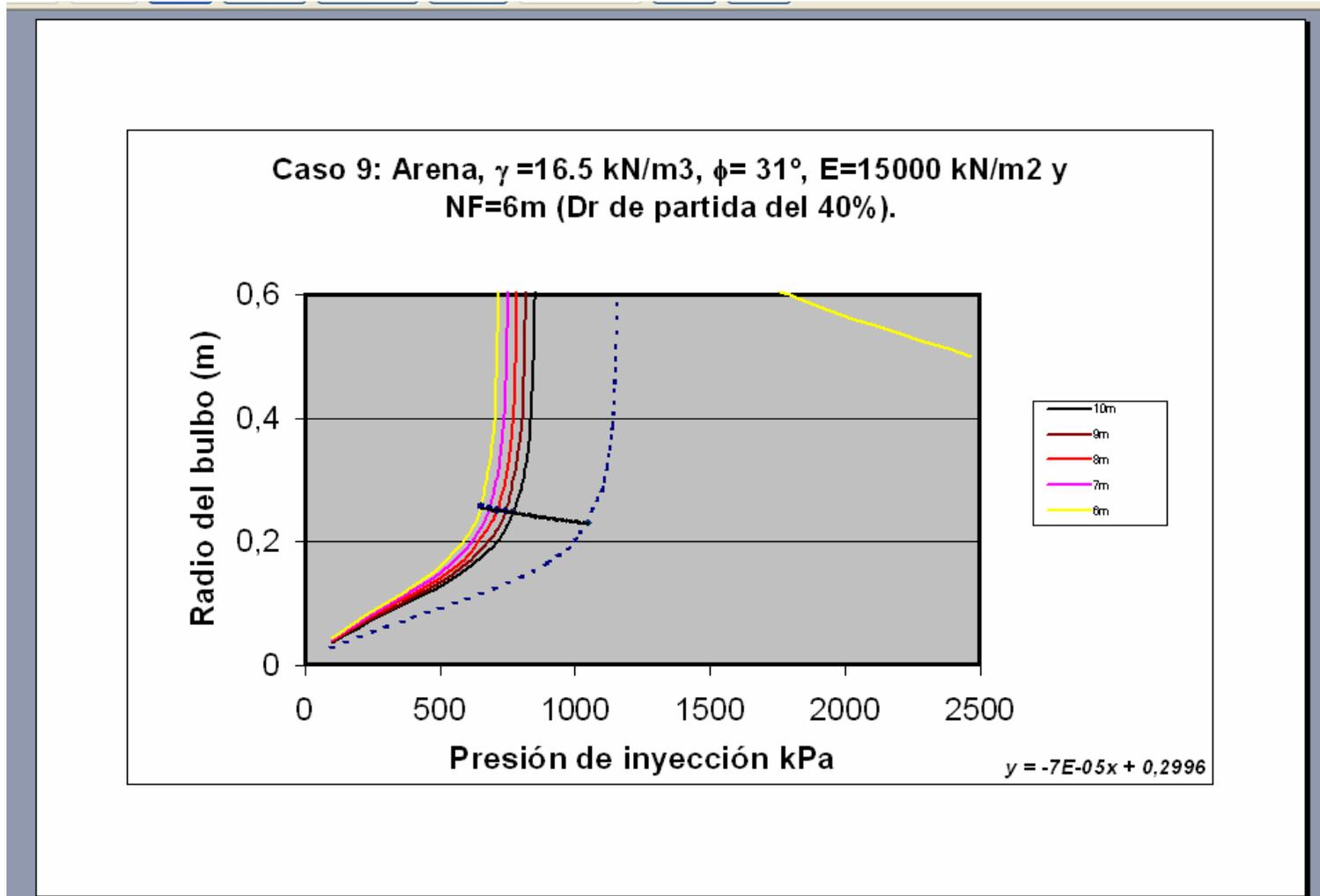


Figura V-25 Caso 9, Arena con una densidad relativa ( $D_r$ ) de partida del 40%, con nivel freático a 6m (los puntos negros señalan el 90% de la presión máxima y la línea discontinua la curva correspondiente a los 20 m de profundidad).

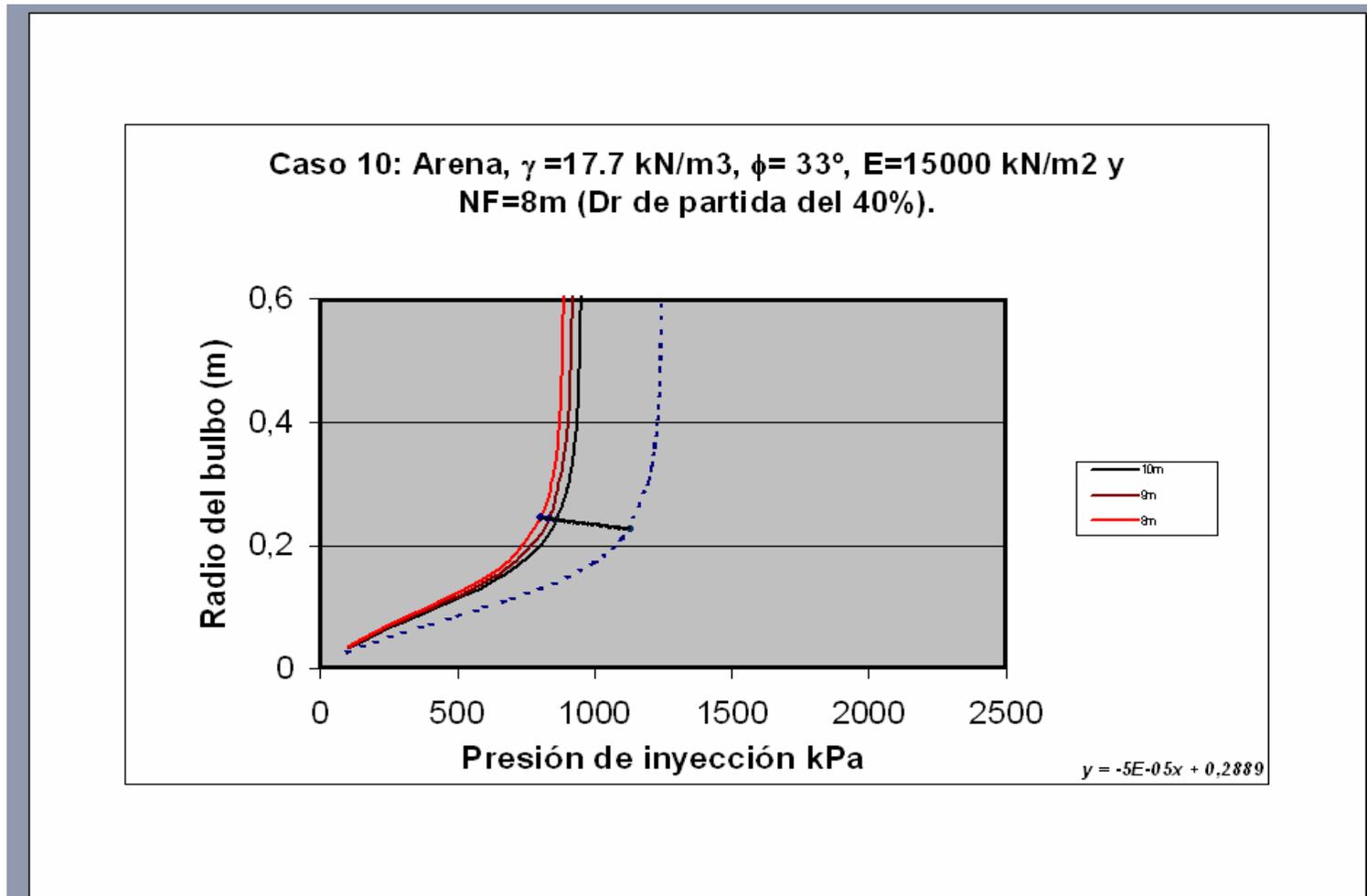


Figura V-26 Caso 10, Arena con una densidad relativa ( $D_r$ ) de partida del 40%, con nivel freático a 8m (los puntos negros señalan el 90% de la presión máxima y la línea discontinua la curva correspondiente a los 20 m de profundidad).

### V-9- ABACOS DE DISEÑO

El objetivo principal de las inyecciones de compactación consiste en la densificación de las arenas sueltas mediante la introducción controlada de mortero a presión en el terreno, a partir de taladros estratégicamente dispuestos. Por ello, el proceso de diseño debe establecer claramente los parámetros que definirán el tratamiento, es decir, el volumen eficaz de de mortero a inyectar, la presión con la cual se logrará introducir dicho volumen y la separación de los taladros que garanticen la eficacia global del tratamiento.

Las arenas potencialmente licuables, durante la inyección pasan de un estado suelto a un estado denso. Debido a ello, al iniciar el proceso de inyección, la expansión de la cavidad (inyectada) estará gobernada por los parámetros resistentes y deformacionales iniciales del terreno. Sin embargo, durante el proceso de inyección las propiedades del terreno se irán modificando hasta alcanzar las correspondientes a unas arenas densas, gobernando estas últimas el final de dicho proceso.

A partir de lo anterior, se puede establecer que definiendo las curvas que relacionen la variación del radio y la presión máxima que podría alcanzar la cavidad expandida en función de la profundidad (mediante el método de diseño descrito en los apartados anteriores y de la misma manera como se han realizado las simulaciones del apartado V-8), para unas arenas sueltas y densas, con contenidos de finos inferiores al 20 – 30% ( $IP < 10\%$ ), se podría determinar las curvas envolventes que limitaría los posibles casos de tratamientos en arenas que se podrían presentar. En las Figuras V-27 y V-28, se pueden observar las curvas envolventes para el radio y presión máxima (normalizada con el esfuerzo efectivo medio inicial “q” ( $\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3 / 3$ ) del terreno) que puede alcanzar la cavidad en función de la profundidad y localización del nivel freático, determinadas para unas arenas sueltas (con una densidad relativa del 40-50%, cuyas propiedades se encuentran descritas en el apartado anterior) y unas arenas densas cuyas propiedades se describen a

continuación (tomadas de la “Guía Geotécnica para Cimentaciones en la Comunidad de Madrid” (Sola, 1987) y el “Foundation Engineering Handbook”):

*Arena con densidad relativa ( $D_r$ ) del 70-75%.*

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

$$C = 0 \text{ kN/m}^2.$$

$$\phi = 36^\circ$$

$$E = 30000 \text{ kN/m}^2.$$

$$\nu = 0.3$$

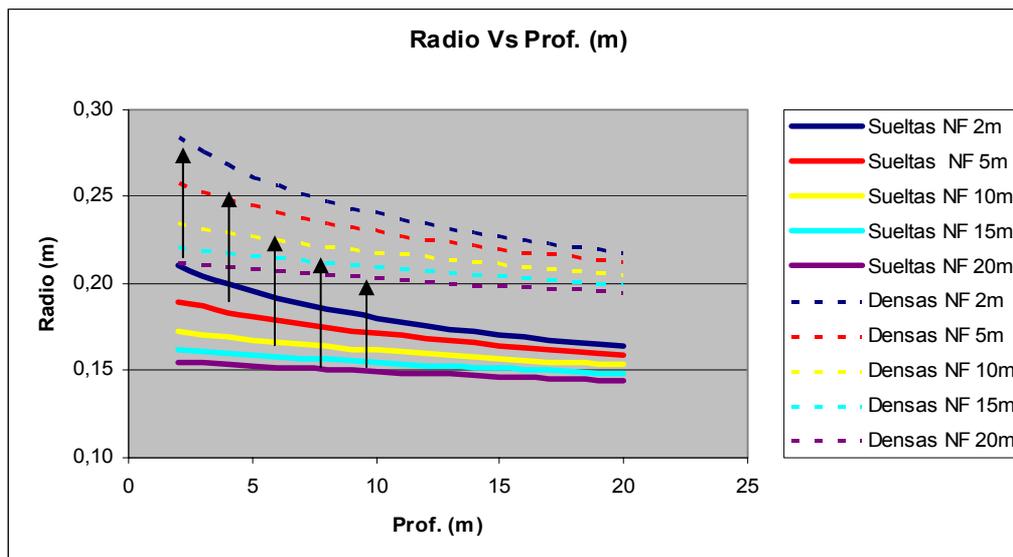


Figura V-27 Curvas envolventes del radio máximo que puede alcanzar la cavidad expandida en función de la profundidad, para arenas con C.F. inferiores al 20-30% ( $IP < 10\%$ ) y diferentes posiciones del nivel freático.

En las Figuras V-27 y V-28 se pueden observar que las familias de las curvas tienen la misma forma decreciente, presentando los valores máximos a poca profundidad y disminuyendo los mismos a medida que aumenta la misma.

A partir de estas curvas, se pueden determinar las trayectorias que seguirían tanto el radio de la cavidad, como las presiones necesarias para expandir la misma, al pasar el terreno desde un estado inicial suelto a un estado final

denso. Como el objetivo final del tratamiento con inyecciones de compactación es lograr la densificación del terreno, hasta convertir el mismo en un terreno denso, se puede concluir, que la situación final del proceso de inyección estará condicionado por las propiedades de una arena densa, y por lo tanto, definiendo las curvas envolventes correspondiente a este estado (denso), se determinaría el radio y la presión máxima que puede alcanzar la cavidad sin llegar a romper el terreno.

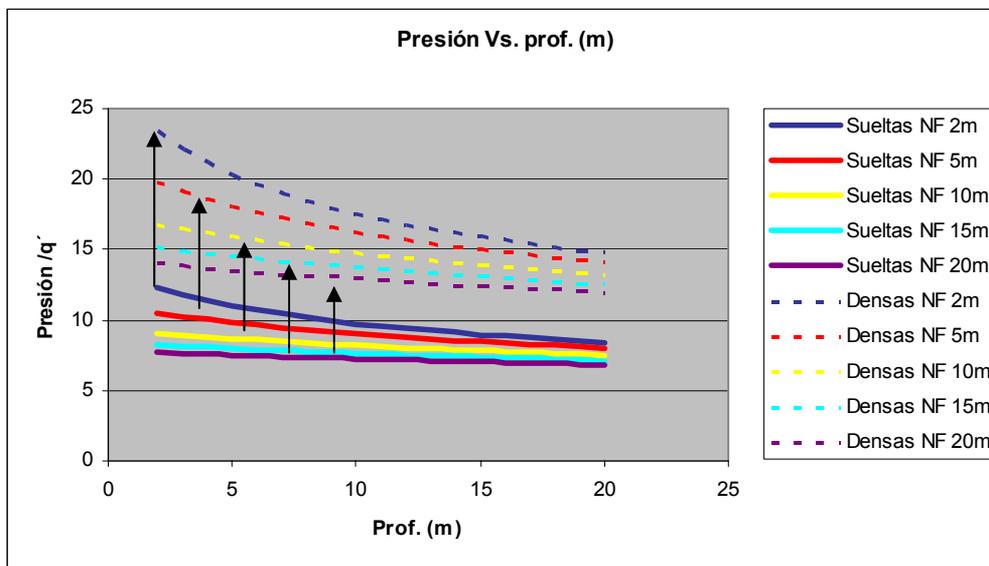


Figura V-28 Curvas envolventes de la presión máxima que puede alcanzar la cavidad en función de la profundidad, para arenas con C.F. inferiores al 20-30% (IP<10%) y diferentes posiciones del nivel freático.

En las Figuras V-29, V-30 y V-31 se definen los ábacos de diseño que definiría el tratamiento con inyecciones de compactación en los tres parámetros principales del tratamiento, radio de la cavidad expandida (volumen de mortero a inyectar), presión necesaria para expandir dicha cavidad y la separación entre los taladros, este último definido a partir del radio de influencia ( $R_p$ ) de la cavidad esférica expandida. Hay que resaltar, que cuando la inyección se produce a poca profundidad, se debe verificar si la misma produciría movimientos en la superficie, a partir de la metodología descrita en el apartado

V-6 y cuyas curvas correspondientes a una arena suelta, localizada sobre el punto de inyección (representando el caso más desfavorable), se encuentran definidas en la Figura V-32.

A partir de lo descrito previamente, se propone un procedimiento de diseño simplificado, basando en los ábacos determinados en este apartado, siguiendo los siguientes pasos:

- 1- Determinación del radio máximo que puede alcanzar la cavidad expandida en función de la profundidad, mediante la Figura V-29.
- 2- Determinación de la presión máxima que puede alcanzar la cavidad expandida, para llegar a radio especificado en el punto 1 y sin provocar la rotura del terreno, mediante la Figura V-30.
- 3- Verificar si los taladros inyectados a poca profundidad provocarían movimientos en la superficie del terreno, comparando los resultados obtenidos en los puntos 1 y 2 con los resultados obtenidos de las curvas de la Figura V-32 (entrando en esta figura con el valor máximo de la presión).
- 4- Se determina la separación máxima entre los taladros (dos veces el radio plástico  $R_p$ ) mediante las curvas de la Figura V-31, a partir de la radio de la cavidad expandida y la profundidad.

Para generalizar los ábacos de diseño comentados (Figuras V-29 al V-32) y permitir la aplicación de los mismos a casos en que exista alguna sobrecarga en superficie, se presentan las Figuras V-33 al V-35 correspondiente al caso de que exista una carga uniformemente distribuida de  $1 \text{ kg/cm}^2$ . De la misma manera, en las Figuras V-36 al V-38 se presenta los ábacos de diseño en caso de que la carga uniformemente distribuida en superficie sea de  $2 \text{ kg/cm}^2$ .

Se ha verificado que en los casos en que existe una sobrecarga superficial uniformemente distribuida, la condición de limitación por movimientos

superficiales en profundidades superiores a 2m no condicionaría el diseño, para los volúmenes teóricos estimados con este método.

Las Figuras V-33 a V-38, muestran que a medida que aumenta el estado tensional inicial del terreno (debido a la existencia de una sobrecarga superficial), disminuye el volumen de mortero que se podría inyectar en la cavidad (definido por el radio de la misma), aumenta la presión necesaria para introducir dicho volumen, se reduce la zona de influencia de cada taladro y por ende la separación entre los mismos.

Como comentario final, hay que tener en cuenta que en algunas ocasiones, la reducción del volumen de huecos en el terreno buscada con el tratamiento (incremento en la  $D_r$ ), puede condicionar la separación máxima de los taladros.

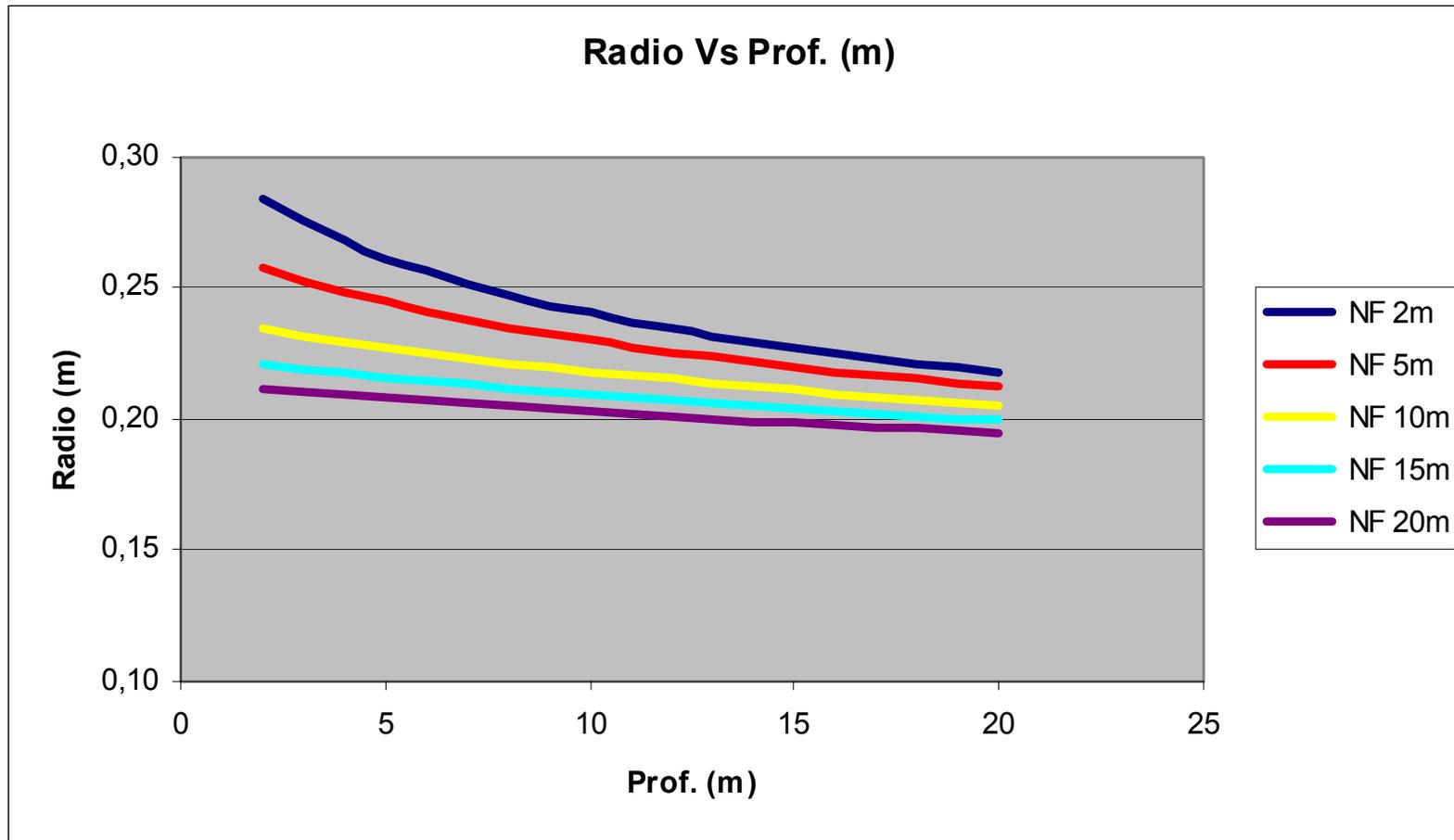


Figura V-29 Radio máximo que se podría alcanzar en la cavidad expandida (bulbo de mortero) en función de la profundidad, para arenas con C.F. inferiores al 20-30% (IP<10%) y diferentes posiciones del nivel freático.

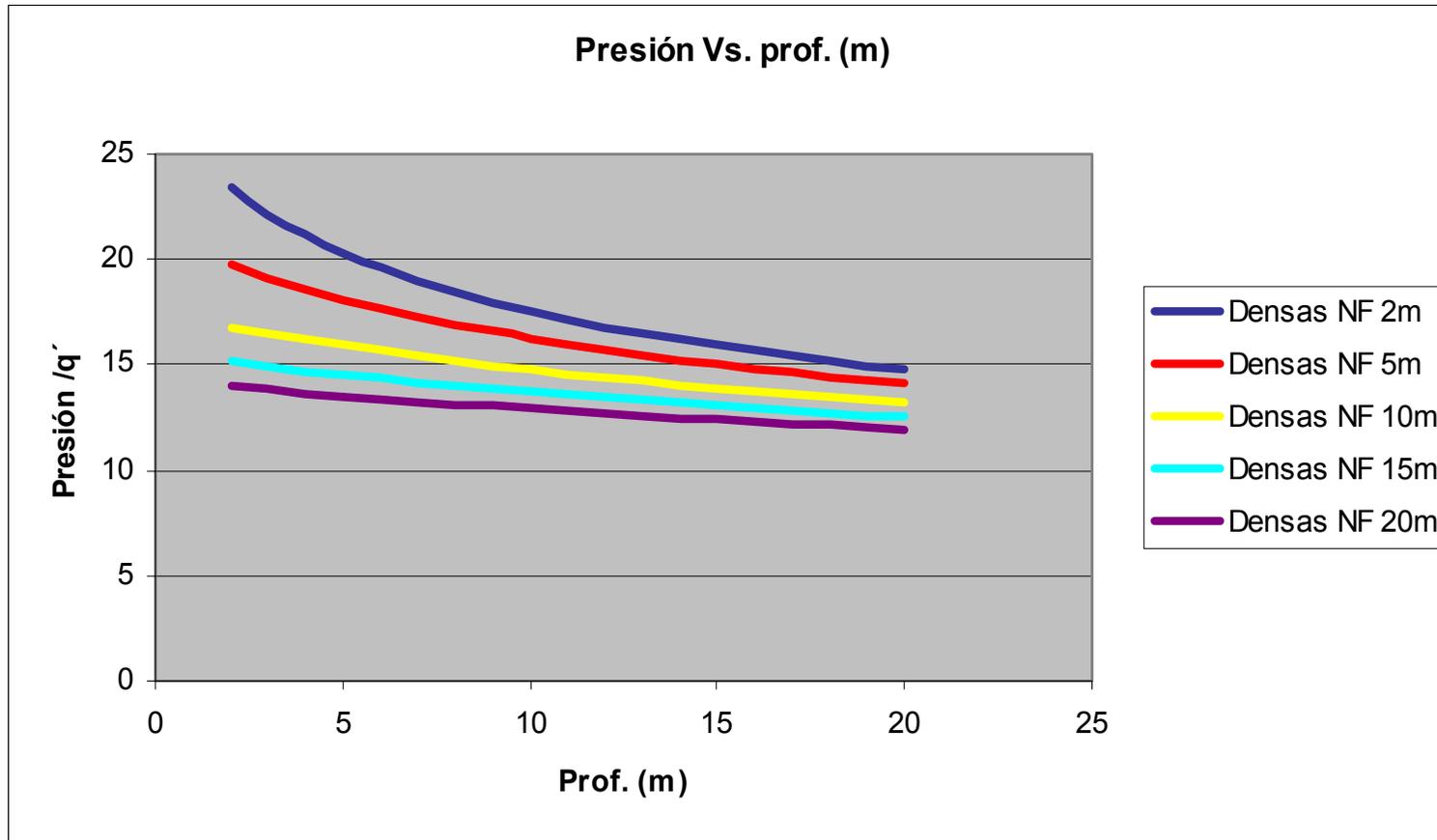


Figura V-30 Presión máxima normalizada con el esfuerzo efectivo medio  $q'$ , que se podría alcanzar en la cavidad expandida (bulbo de mortero inyectado) en función de la profundidad, para arenas con C.F. inferiores al 20-30% ( $IP < 10\%$ ) y diferentes posiciones del nivel freático.

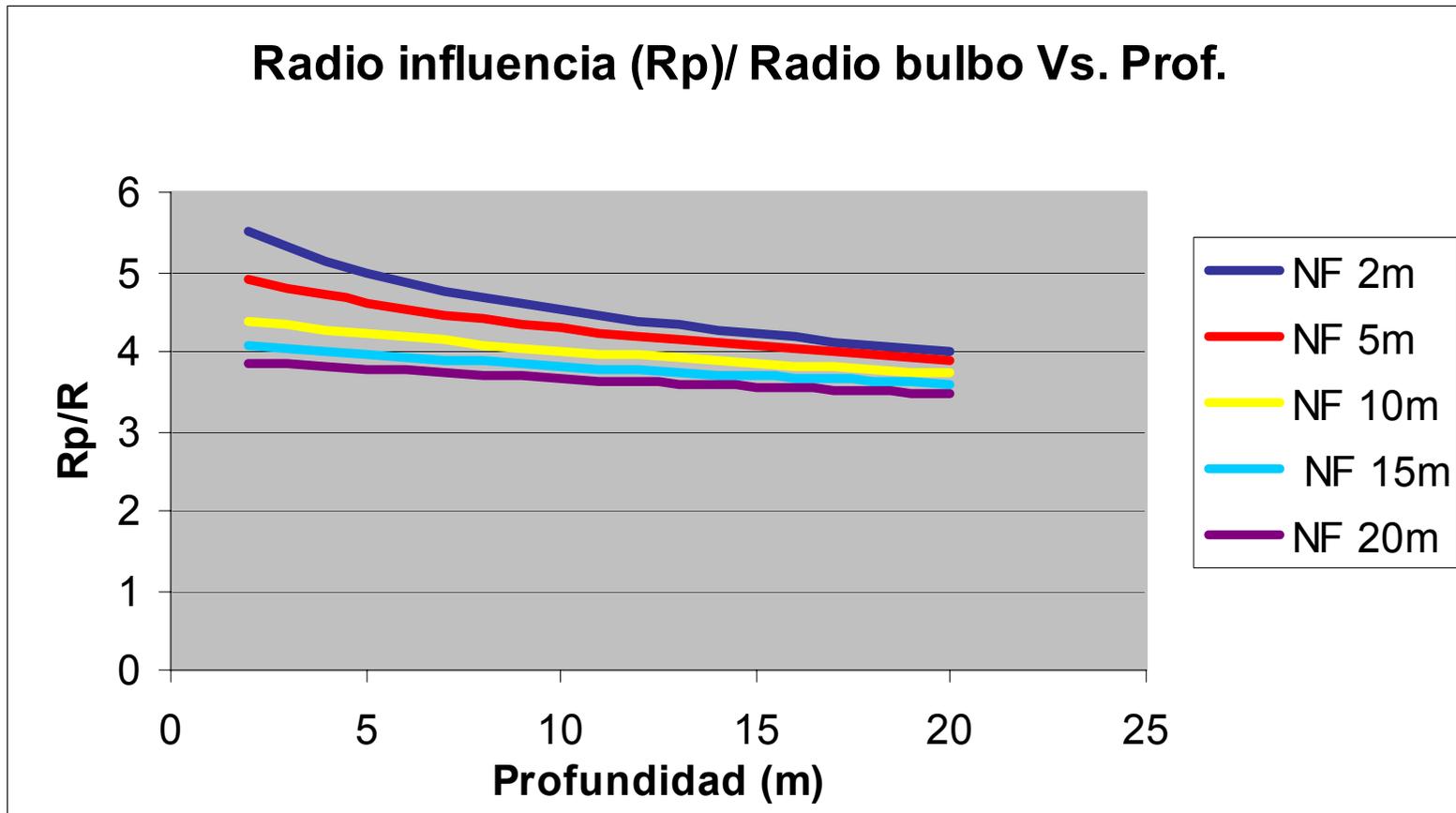


Figura V-31 Variación con la profundidad del radio de influencia (radio plástico) normalizado con relación al radio de la cavidad expandida, para arenas con C.F. inferiores al 20-30% ( $IP < 10\%$ ) y diferentes posiciones del nivel freático.

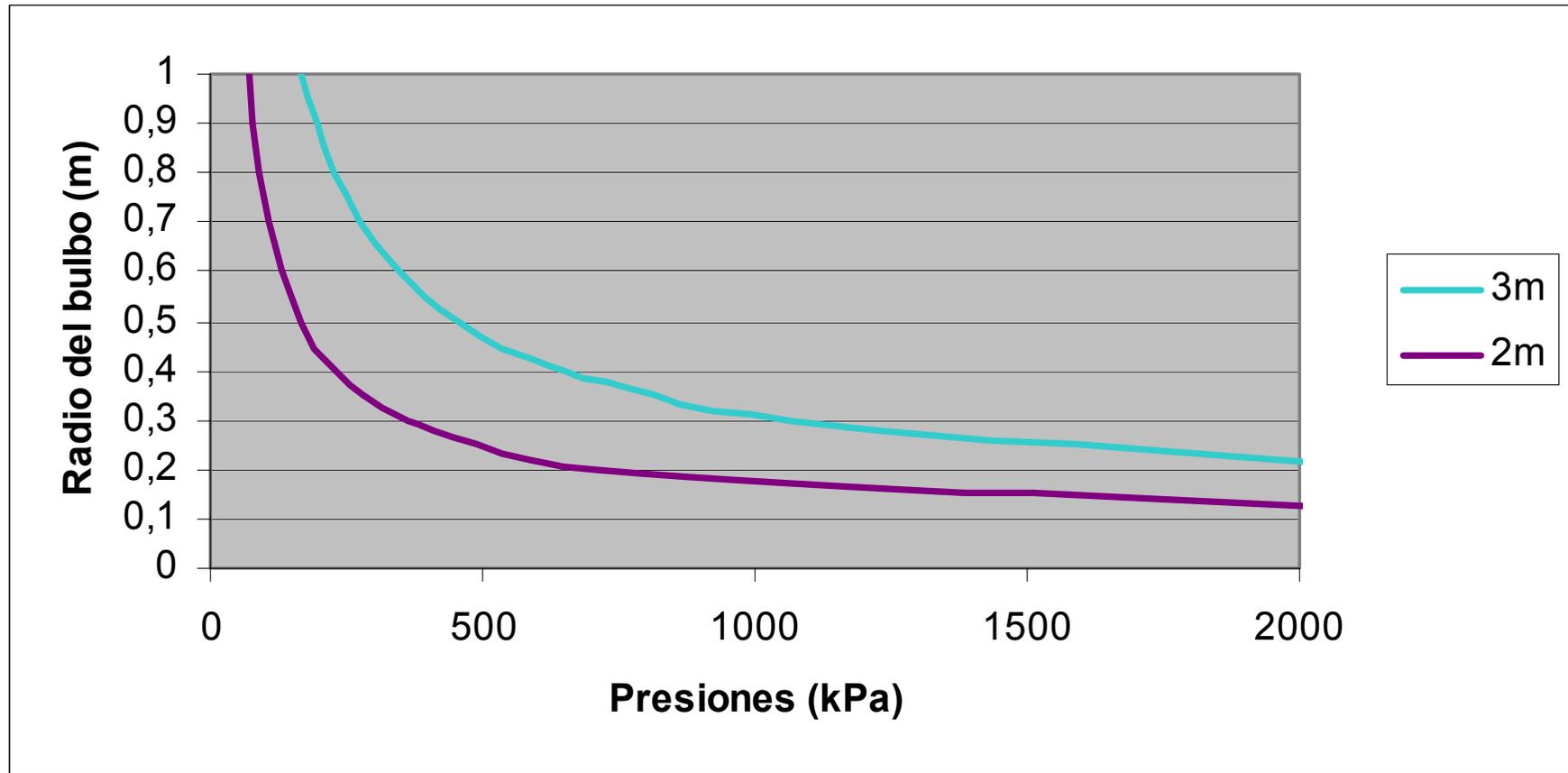


Figura V-32 Radio de la cavidad expandida Vs. Presión, que provocarían movimientos en la superficie del terreno inyectado para arenas con C.F. inferiores al 20-30% (IP<10%) y diferentes posiciones del nivel freático.

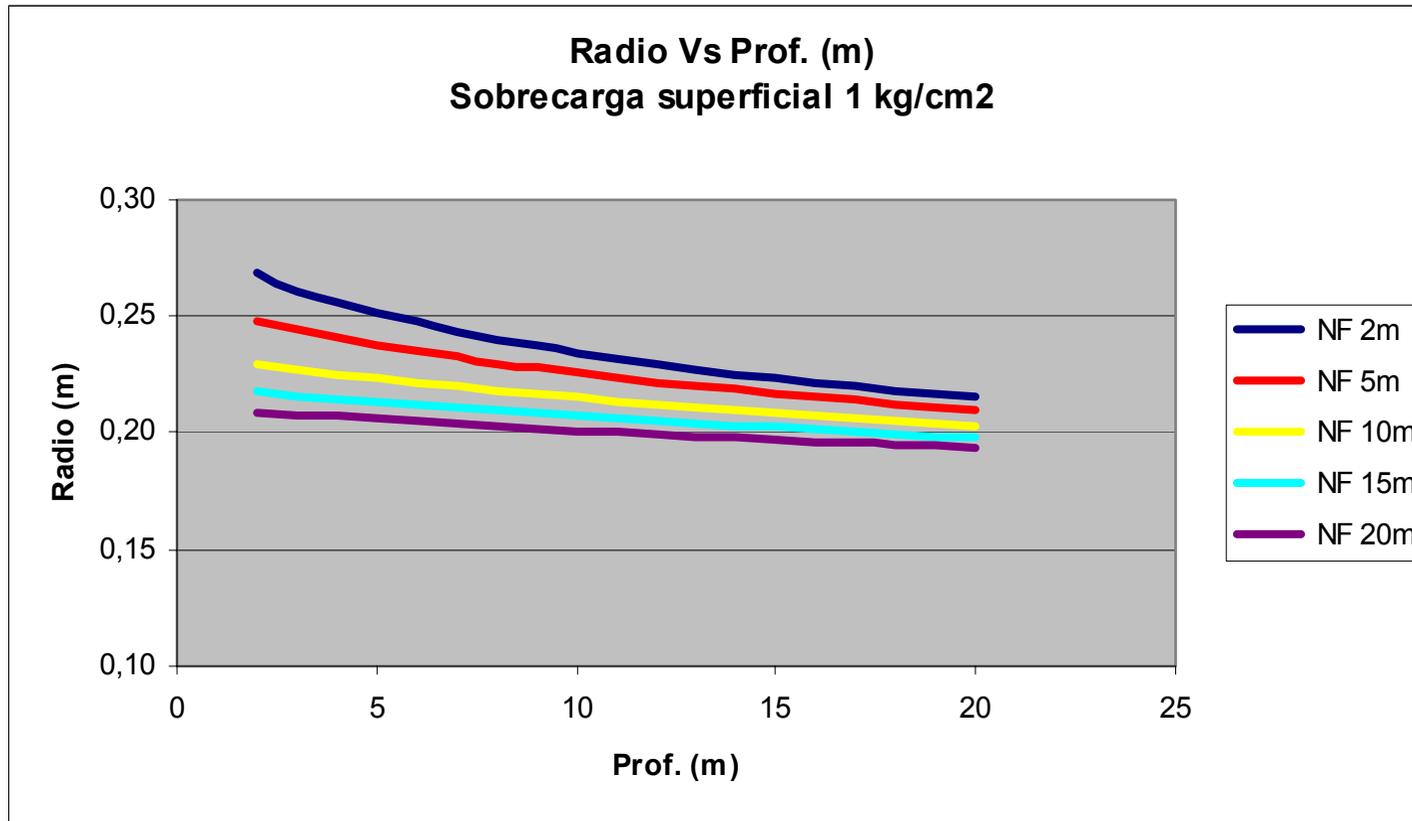


Figura V-33 Radio máximo que se podría alcanzar en la cavidad expandida (bulbo de mortero inyectado) en función de la profundidad, para arenas con C.F. inferiores al 20-30% (IP<10%), diferentes posiciones del nivel freático y una sobrecarga superficial de 1kg/cm<sup>2</sup>.

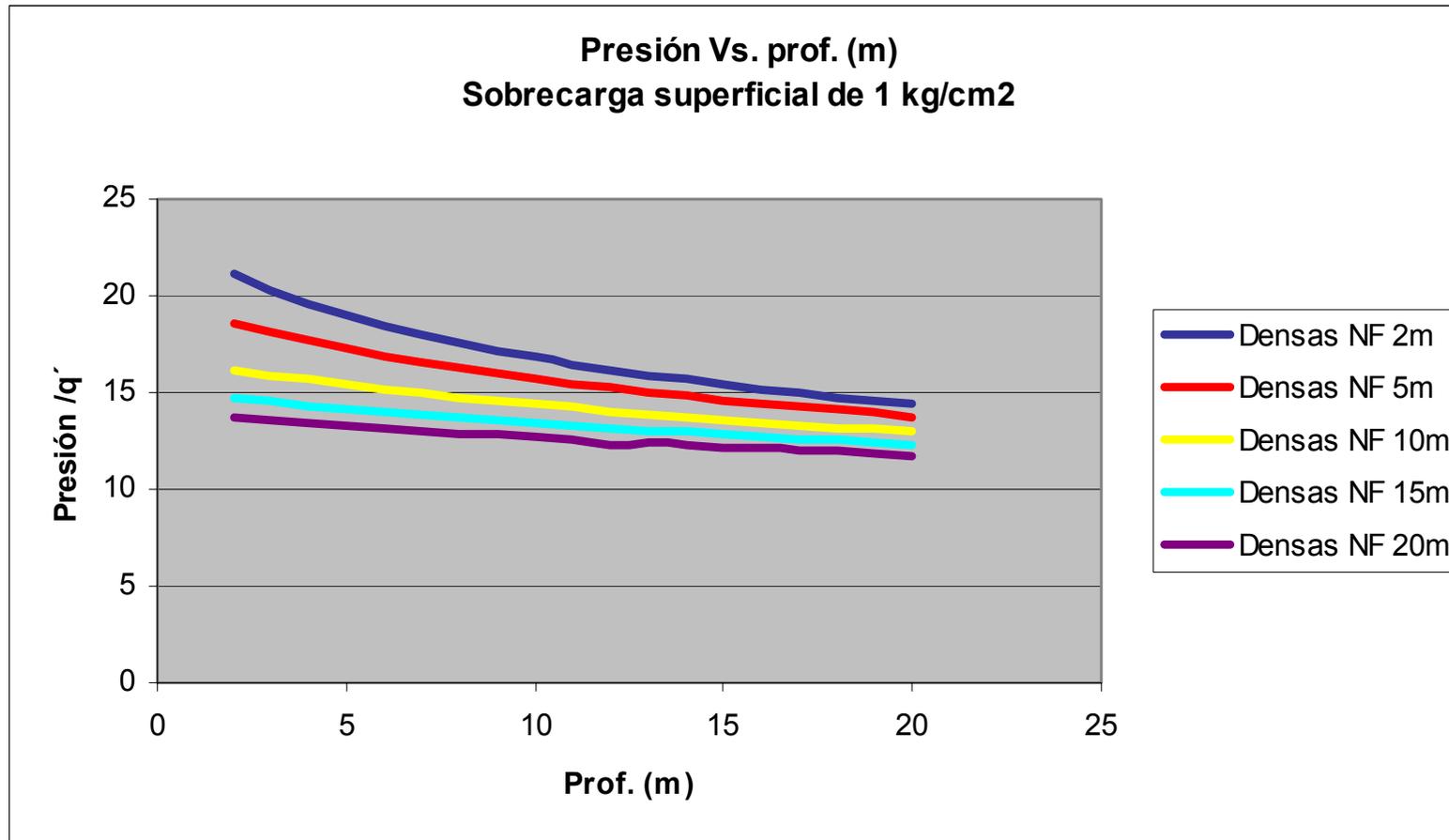


Figura V-34 Presión máxima normalizada con el esfuerzo efectivo medio  $q'$ , que se podría alcanzar en la cavidad expandida (bulbo de mortero) en función de la profundidad, para arenas con C.F. inferiores al 20-30% ( $IP < 10\%$ ), diferentes posiciones del nivel freático y una sobrecarga superficial de  $1\text{kg/cm}^2$ .

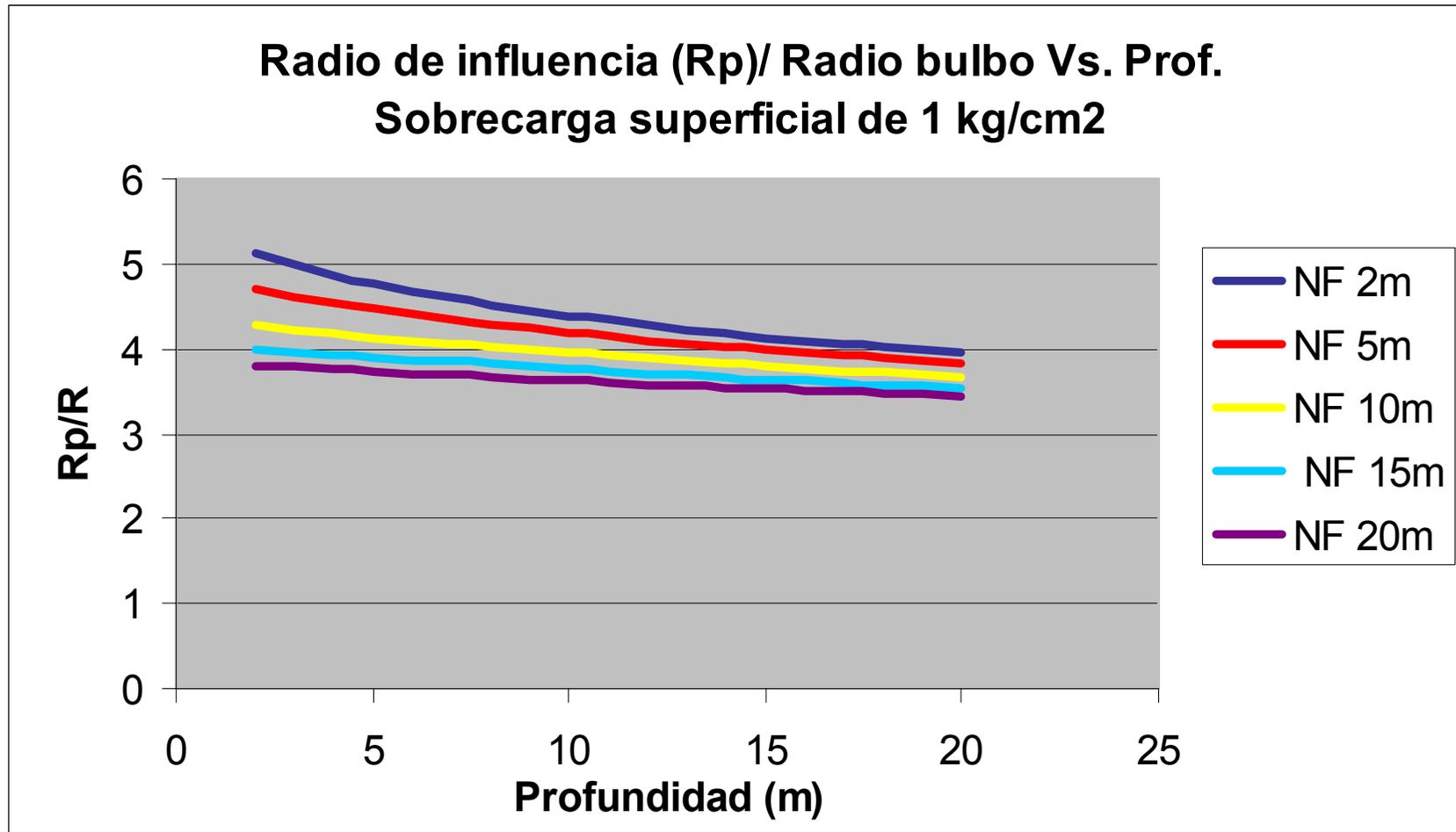


Figura V-35 Variación con la profundidad del radio de influencia (radio plástico) normalizado con relación al radio de la cavidad expandida, para arenas con C.F. inferiores al 20-30% (IP<10%), diferentes posiciones del nivel freático y una sobrecarga superficial de 1kg/cm<sup>2</sup>.

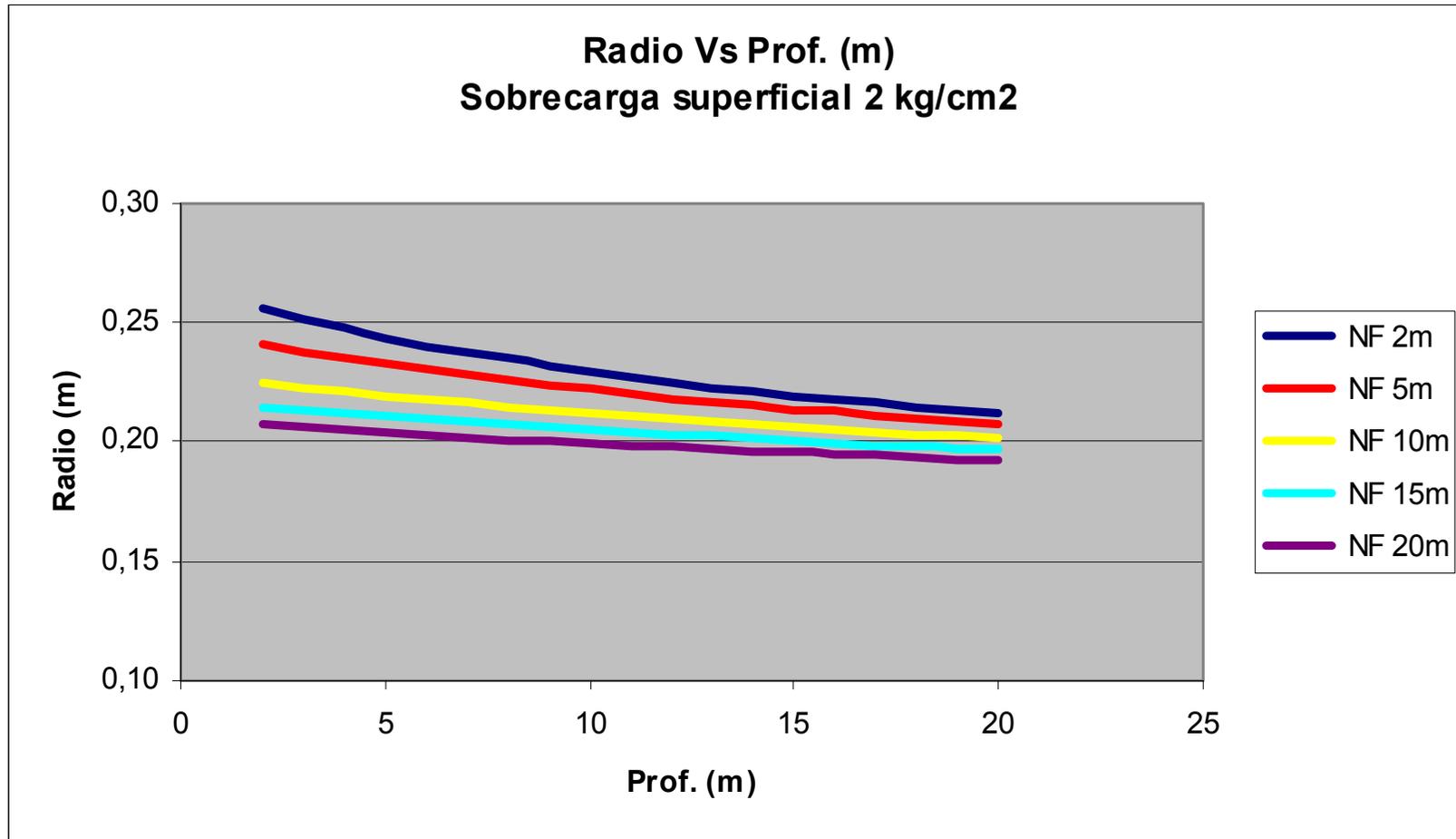


Figura V-36 Radio máximo que se podría alcanzar en la cavidad expandida (bulbo de mortero) en función de la profundidad, para arenas con C.F. inferiores al 20-30% (IP<10%), diferentes posiciones del nivel freático y una sobrecarga superficial de 2kg/cm<sup>2</sup>.

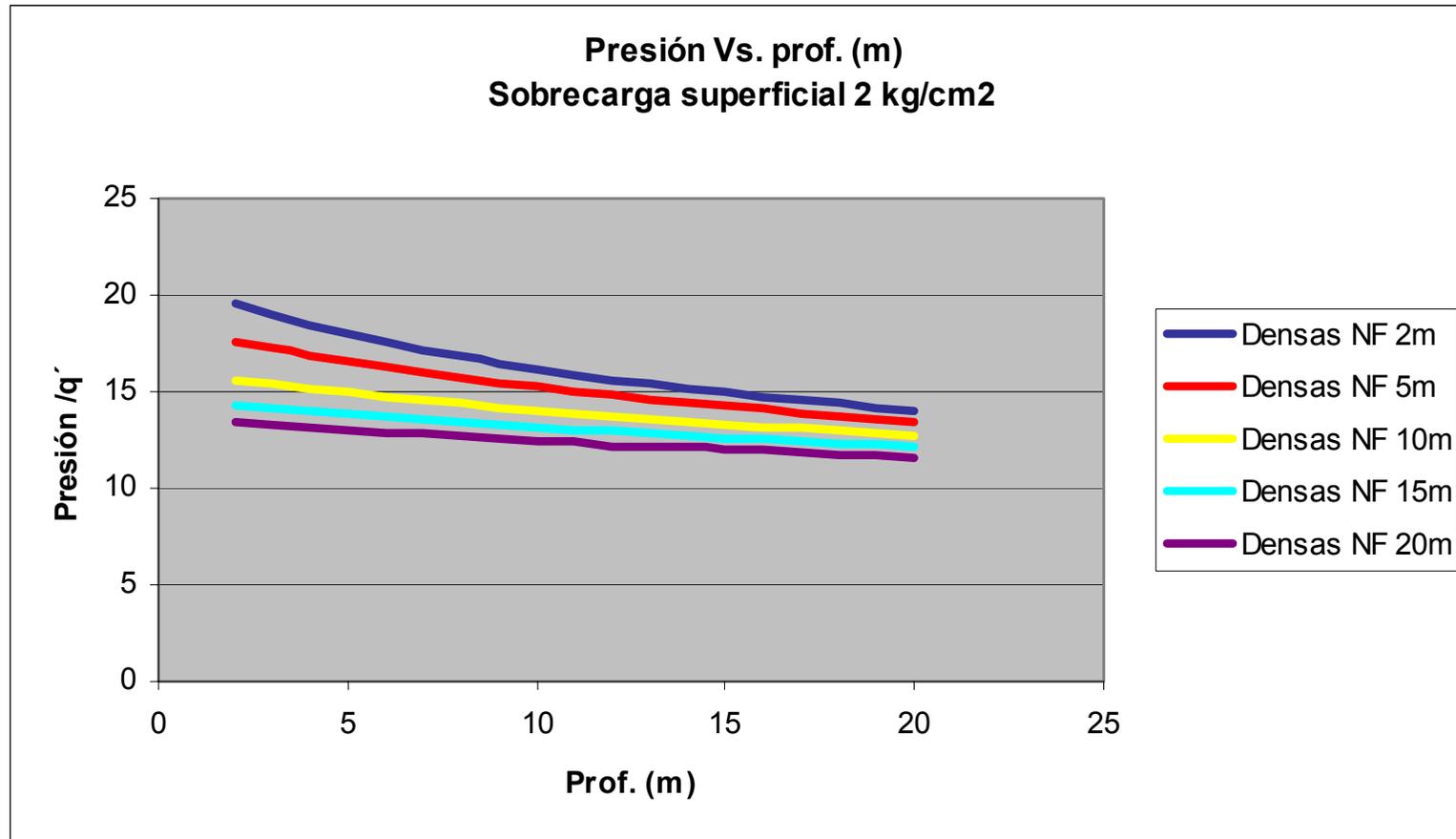


Figura V-37 Presión máxima normalizada con el esfuerzo efectivo medio  $q'$ , que se podría alcanzar en la cavidad expandida (bulbo de mortero inyectado) en función de la profundidad, para arenas con C.F. inferiores al 20-30% ( $IP < 10\%$ ), diferentes posiciones del nivel freático y una sobrecarga superficial de  $2\text{kg/cm}^2$ .

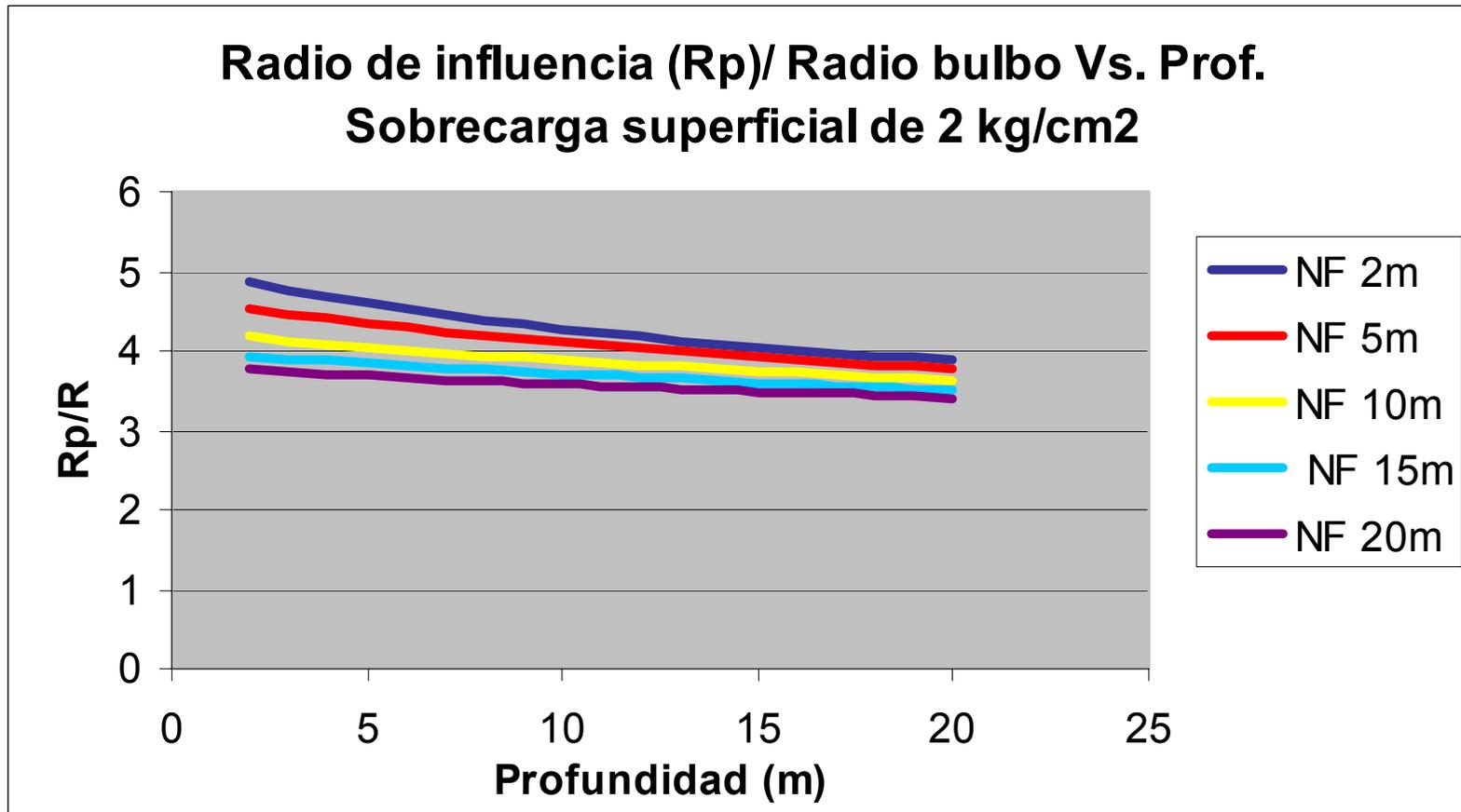


Figura V-38 Variación con la profundidad del radio de influencia (radio plástico) normalizado con relación al radio de la cavidad expandida, para arenas con C.F. inferiores al 20-30% (IP<10%), diferentes posiciones del nivel freático y una sobrecarga superficial de 2kg/cm<sup>2</sup>.

**V-10- FACTORES QUE INFLUYEN EN LA EFICACIA DEL VOLUMEN DE INYECCIÓN EN RELACIÓN A LA MEJORA DEL TERRENO ESPERADA**

Se ha observado y comprobado tanto física, como experimentalmente que las mejoras esperadas en un tratamiento con inyecciones de compactación, expresados en términos de densidad relativa ( $D_r$ ), no guardan una relación estricta con el volumen inyectado (medido en el equipo de bombeo). Por lo cual, la mejora mantiene una relación de eficacia con el volumen inyectado. Esta relación de eficacia depende de diversos factores, de los cuales se pueden destacar principalmente (Domínguez, 2001):

- a) Deformación propia del material inyectado bajo presión.
- b) Consolidación y pérdida de agua en el material inyectado.
- c) Pérdidas por deformación del terreno situado por debajo del nivel inyectado y que no interesa mejorar, entre otros factores.

En vista de la multitud de factores y la combinación de los mismos, que gobiernan la eficacia de las inyecciones de compactación y la variabilidad de situaciones que caracteriza cualquier mejora del terreno, se deduce que la estimación teórica de este parámetro resulta en gran medida inabordable (Domínguez, 2001). Actualmente, sólo se puede obtener a priori la eficacia de la inyección a partir de ensayos de laboratorio y resultados obtenidos en campo.

El coeficiente de eficacia, se puede describir a partir de las investigaciones realizadas, sobre este tema, en las inyecciones de compensación (Oteo, 1999). Se podría definir el coeficiente de eficacia como la relación entre el volumen de inyección introducido en el terreno y el volumen de huecos reducidos en el mismo, el cual gobernará la mejora alcanzada.

$$\xi = \frac{V_i}{V_h} \quad (V-42)$$

Donde:

$V_i$  = Volumen de inyección introducido en el terreno.

$V_h$  = Volumen de huecos reducido por el proceso de inyección.

El coeficiente  $\xi$ , así definido, refiere el volumen eficaz compactado al volumen bruto realmente producido por causa de la inyección introducida y en este tipo tratamiento, de acuerdo a ensayos centrifugos realizados (Nichols y Goodings, 2000), es variable con el estado tensional del terreno y su valor oscila entre 1.2 y 2.4 (Figura V-39).

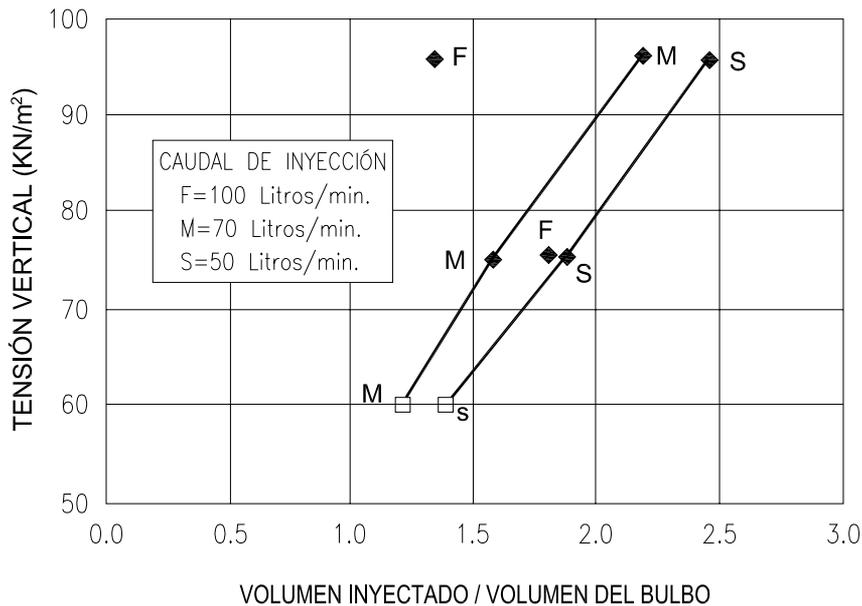


Figura V-39 Variación del factor de eficacia en función de la tensión efectiva vertical, caudal de inyección y el tipo de suelo.

### V-11 PERDIDAS POR FRICCIÓN GENERADAS EN LAS TUBERÍAS DURANTE EL PROCESO DE INYECCIÓN

Las presiones de inyección calculadas en el método de diseño propuesto en este capítulo, corresponde a la interfaz mortero – terreno, es decir, éstas no

corresponden a los puntos de control de presiones, colocados durante la ejecución de este tipo de tratamiento.

Como se ha especificado en el capítulo IV, uno de los criterios de cese de inyección es la presión, y la misma es controlada, por lo general, en la salida del equipo de bombeo. Debido a lo anterior, es necesario evaluar la pérdida de presión experimentada en las tuberías de conducción del mortero, desde la bomba hasta el punto de inyección, con el objetivo de correlacionar los resultados obtenidos al aplicar este nuevo método de diseño, con los registros del equipo de bombeo.

En la revisión bibliográfica realizada, se han encontrado expresiones de la pérdida de carga (presión) por fricción en las tuberías para hormigones y lechadas para Jet Grouting. Dichas expresiones no son aplicables a las inyecciones de compactación, debido a que en éstas últimas se produciría pérdidas superiores a las registradas en el hormigón y en el Jet Grouting, dada las características y reología del mortero utilizado para este fin.

Con el objetivo de determinar las pérdidas de carga (presión) en este tipo de tratamiento, en el Capítulo VI de esta tesis se realizan una serie de ensayos de campo a escala real.

### **V-12 COLUMNAS O INCLUSIONES DE MORTERO INYECTADO COMO REFUERZO DEL TERRENO**

Al realizar la inyección de compactación como tratamiento del terreno, el suelo se convierte en un terreno compuesto por columnas de mortero o inclusiones (formado por superposición de los bulbos durante el proceso de inyección) y por el suelo circundante mejorado por la inyección.

Con el objetivo de abordar el problema de la concentración de tensiones producida en las columnas de mortero durante la acción sísmica (debido a la mayor rigidez de estas frente al terreno que circunda), se ha utilizado la teoría de la elasticidad.

La hipótesis básica para determinar la distribución de tensiones entre el terreno y las columnas de mortero (formada por bulbos superpuestos), se basa en la compatibilidad de deformaciones entre el terreno y las propias columnas. Esta hipótesis será válida, siempre y cuando, la superestructura no esté íntegramente ligada a las columnas de mortero, de tal manera, que las fuerzas inerciales desarrolladas en la misma durante la acción sísmica, no sean transmitidas directamente en las columnas. Hecho que podría generar deformaciones en magnitud, dirección y sentido diferentes a las producidas solamente por el movimiento del terreno.

Por compatibilidad de deformaciones, las deformaciones tangenciales producidas en las columnas de mortero serán iguales a las deformaciones experimentadas en el terreno que le circunda, es decir:

$$\gamma_s = \gamma_{ic} \quad (V-43)$$

Siendo,  $\gamma_s$  y  $\gamma_{ic}$ , las deformaciones tangenciales en el terreno y en las columnas de mortero.

Por elasticidad se sabe que:

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \quad (V-44)$$

Utilizando la igualdad establecida en la ecuación V-43 y despejando  $\gamma$  de la ecuación V-44, se tiene que:

$$\frac{\tau_s}{G_s} = \frac{\tau_{ic}}{G_{ic}} \quad (V-45)$$

Donde:

$\tau_s$  = Tensión tangencial tomada por el terreno.

$\tau_{ic}$  = Tensión tangencial tomada por las columnas de mortero.

$G_s$  = Módulo de elasticidad tangencial del terreno.

$G_{ic}$  = Modulo elasticidad tangencial de las columnas de bulbo de mortero.

Por condición de equilibrio, las fuerzas de inercia a cualquier profundidad deben ser igual a la suma de las fuerzas que soportarán las columnas de mortero más las fuerzas que toma el terreno que le circunda. Por lo que:

$$\tau \cdot A = \tau_s \cdot A_s + \tau_{ic} \cdot A_{ic} \quad (V-46)$$

En donde:

$\tau$  = Tensión tangencial media inducida por el sismo. Se podría estimar mediante la formula simplificada de Seed e Idriss (1971), es decir:

$$\tau = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \sigma_v \cdot r_d \quad (V-47)$$

$a_{\max}$  = Aceleración máxima producida por la acción dinámica en g's.

$\sigma_v$  = Tensión vertical total.

$r_d$  = Factor de que toma en cuenta la profundidad.

$A$  = Área total en planta de la zona trata con inyecciones de compactación =  $A_s$   
+  $A_{ic}$  (V-48).

$A_s$  = Área en planta del terreno.

$A_{ic}$  = Área en planta de las columnas de mortero.

Si el factor de reemplazo se define como:

$$A_r = \frac{A_{ic}}{A} \quad (V-49)$$

La relación modulo elástico tangencial de la columna de mortero / modulo elástico tangencial del terreno, se podría definir como:

$$G_r = \frac{G_{ic}}{G_s} \quad (V-50)$$

Entonces, combinando las ecuaciones V-45, V-46, V-48, V-49 y V-50 se puede obtener la tensión tangencial media en las columnas de mortero y en el terreno circundante, a partir de la tensión tangencial total actuante mediante las siguientes expresiones (ver Anejo V-5):

$$\tau_{ic} = \frac{\tau}{\left[ A_r + \frac{1}{G_r} (1 - A_r) \right]}, \text{ para las columnas.} \quad (V-51)$$

y

$$\tau_s = \frac{1}{G_r} \cdot \tau_{ic}, \text{ para el terreno que circunda a las columnas.} \quad (V-52)$$

La ecuación V-52 muestra que las tensiones que se concentrarán en las columnas de mortero, serán proporcionales a la relación de módulos de elasticidad tangencial entre las columnas y el terreno. Por lo tanto, bajo estas hipótesis, a mayor rigidez de la columna de mortero, menor tensión tangencial actuará sobre el terreno que le circunda

Las tensiones tangenciales medias inducidas por una acción sísmica se podrían calcular, de forma simplificada, de acuerdo al método propuesto por Seed e Idriss (1971), siguiendo la ecuación V-47. Para incorporar el efecto de las columnas de mortero, trabajando como refuerzo del terreno, se modifica la ecuación 47 mediante el factor  $\beta$ . Dicho factor define la relación entre la tensión

tangencial que tomará el terreno entre columnas, en relación a la tensión tangencial total. Este mismo criterio se puede aplicar al concepto de la relación cíclica de la siguiente forma:

$$\beta = \frac{\tau_s}{\tau} = \frac{CSR_s}{CSR} \quad (V-53)$$

Siendo  $CSR_s$ , la relación cíclica de esfuerzos actuante sobre el terreno circundante a las columnas.

De esta forma, el factor  $\beta$  es definido como un factor de reducción que se puede aplicar directamente a la ecuación V-47 y usar el método puesto por Seed e Idriss (1971) o cualquier otro método, para la predicción del potencial de licuación que relacione  $CSR_s$  con el número de golpes en el ensayo de penetración estándar  $(N_1)_{60}$  o la resistencia a penetración el ensayo como estático (CPT) que son los más comúnmente conocidos.

En el caso de que se utilice el método de predicción desarrollado en esta investigación, el factor  $\beta$  se le aplicaría al valor de la aceleración, de tal forma que se tome en cuenta el efecto de los taladros inyectados.

Todo lo anterior es válido bajo la hipótesis de que la columna de mortero no falla por flexión, al actuar sobre ella las tensiones generadas por la acción sísmica, de tal manera que se pueda cumplir las hipótesis comentadas previamente. Lo que implica que el mortero debe diseñarse para que tenga una gran resistencia a las tracciones al trabajar a flexión.

En la Figura V-40 se grafica la variación del coeficiente  $\beta$  (factor de reducción de la tensión tangencial sísmica que llega al terreno, por el efecto del refuerzo inducido por las columnas de mortero trabajando como refuerzo del terreno) en función de la relación de rigidez ( $G_r$ ) columna de mortero inyectado / terreno. En esta gráfica se puede observa que a medida que el valor de  $G_r$  aumenta, disminuye el valor de  $\beta$ . Es bien sabido, que el mortero es mucho más rígido

que el terreno que le circunda, pero en el caso de las inyecciones de compactación dicha rigidez debe ser reducida para tomar en cuenta las características del mortero y el proceso de ejecución de las inyecciones, donde los bulbos son superpuestos en diferentes fases de inyección, pudiéndose crear un plano de debilidad en la superficie de contacto entre dos bulbos contiguos.

Otro aspecto importante que se puede observar, es que el factor  $\beta$  es igual o menor a 0.20 para valores de  $G_r$  mayores de 20 (para los morteros más rígidos) y valores del factor de reemplazo menores al 20%, que son los que normalmente se manejan para este tipo de tratamiento del terreno. El valor de  $\beta$  se puede incrementar a medida que el mortero sea más deformable.

Se ha comentado que la limitante principal de las columnas de mortero (como refuerzo del terreno) es la poca resistencia a flexión de las mismas. Aspecto que se puede mejorar incrementando la resistencia a flexión de este material, mediante la adición de fibras de acero, vidrio, entre otras .

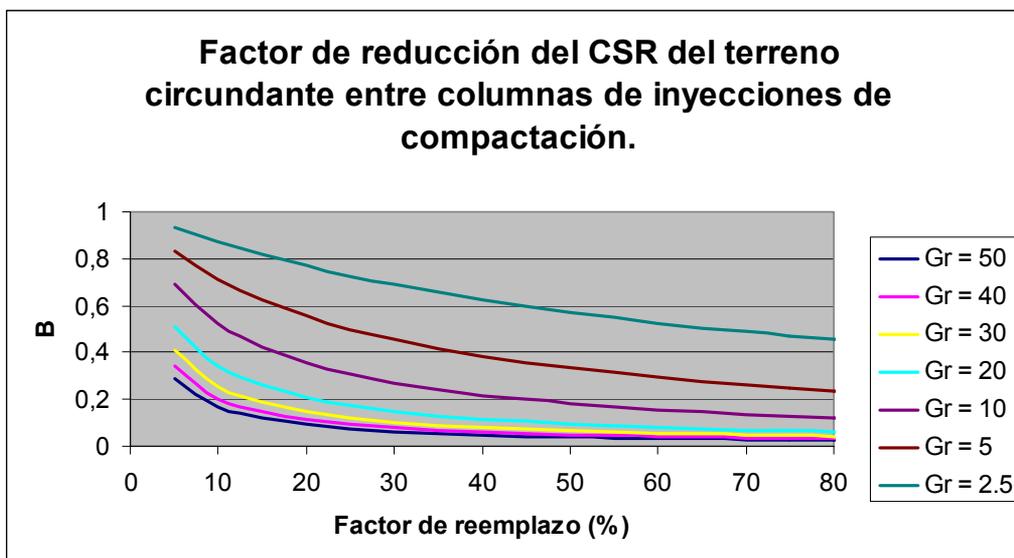


Figura V 40 Variación del coeficiente  $\beta$  en función del factor de reemplazo y la relación de rigidez entre el mortero y el terreno.

Para determinar el espesor máximo en que una columna de mortero desarrollará su máxima resistencia a flexión, para un terreno aún susceptible a sufrir licuación por no haberse logrado la densificación requerida, se han establecido las siguientes hipótesis:

- a- La columna de mortero se considera como elemento continuo, con diámetro D y longitud H, dispuesta en una malla triangular o cuadrada con una separación S.
- b- El estrato potencialmente licuable se encuentra confinado entre dos estratos verticales sin riesgo a sufrir licuación.
- c- La carga lateral, a soportar por cada una de las columnas, viene definida por la tensión tangencial media inducida por el sismo, determinada a partir de la formula simplificada (V-46) de Seed e Idriss (1971), posteriormente multiplicada por el factor  $(1-\beta)$ , definido anteriormente, y separación entre los taladros.
- d- La resistencia a flexión se determina mediante la teoría de resistencia de materiales (elemento de mortero sometido a flexión simple), despreciando el efecto de confinamiento que ofrecen las capas arenas flojas, no mejoradas durante el proceso de inyección.
- e- La columna se considera apoyada – apoyada en los estratos de terreno que confinan verticalmente el estrato potencialmente licuable.
- f- Con el objetivo de tomar en cuenta el efecto desfavorable de la discontinuidad de la columna de mortero, debido la superposición de los bulbos de mortero inyectado durante las distintas fases de inyección, los espesores obtenidos han sido dividido por un factor de seguridad de 2.

La expresión que relaciona todo estos aspectos mencionados anteriormente con la longitud máxima de las columnas sin que se produzcan falla por flexión es la siguiente (la demostración se encuentra adjunta en el Anejo V-5):

$$H = \sqrt{\frac{f'c_{td} \cdot \Pi \cdot D^3}{4 \cdot w}} \quad (V-54)$$

Donde:

H = Espesor máximo de terreno potencialmente licuable en que las columnas de mortero inyectado funcionan como refuerzo del terreno.

$f'_{c_{td}}$  = Resistencia a tracción del mortero.

D = Diámetro de la columna de mortero inyectado.

w = Carga lateral actuante sobre las columnas ( $w = \tau \cdot S \cdot (1 - \beta)$ )

$\tau$  = tensión tangencial media calculada de acuerdo a la V-47.

S = Separación entre columnas.

$\beta$  = Factor de reducción de la tensión tangencial media sísmica en el terreno por el efecto de refuerzo inducido por las columnas de mortero inyectado.

En el Anejo V-5, se adjunta el desarrollo de la expresión V-54 y en las Figuras V-41, V-42 y V-43 se grafican los resultados los espesores máximo obtenidos para una relación profundidad / Diámetro de la columna dado, una resistencia a la rotura a compresión del mortero a 28 días de 150 kg/cm<sup>2</sup>. Estas gráficas se realizaron para diámetros de columnas de 0.40, 0.30 y 0.20 m y se ha aplicado un factor de seguridad a los resultados obtenidos de 2, para tomar en cuenta el efecto de la superposición de los bulbos comentados anteriormente.

En estas gráficas, se puede observar que el efecto de refuerzo de las columnas disminuye a medida que aumenta la profundidad del estrato. Otro aspecto a destacar, es que el espesor máximo en que la columna puede trabajar como refuerzo del terreno disminuye a medida que aumenta la aceleración. Ambas tendencias se debe a la tensión tangencial media actuante se incrementa con la tensión vertical total y la aceleración.

Al comparar las tres figuras, se observa que a mayor diámetro de las columnas el espesor máximo se incrementa, para la misma relación profundidad / Diámetro. Esto se atribuye a que a mayor diámetro existe mayor inercia y por lo tanto mayor resistencia a flexión.

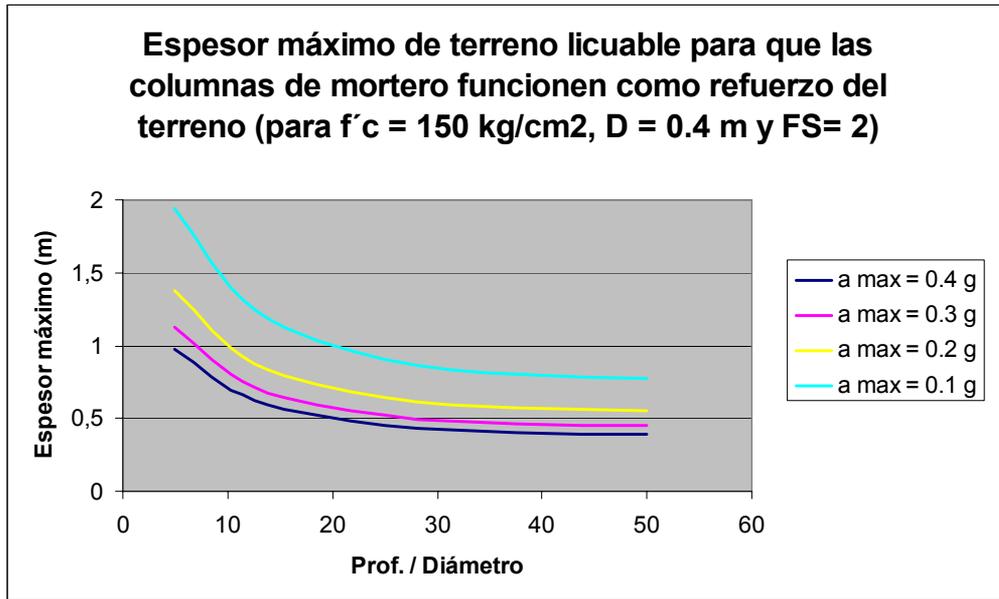


Figura V-41 Espesor máximo de terreno licuable en que las inyecciones de compactación pueden funcionar como refuerzo del terreno vs. Relación profundidad / diámetro, para un diámetro de 0.40m.

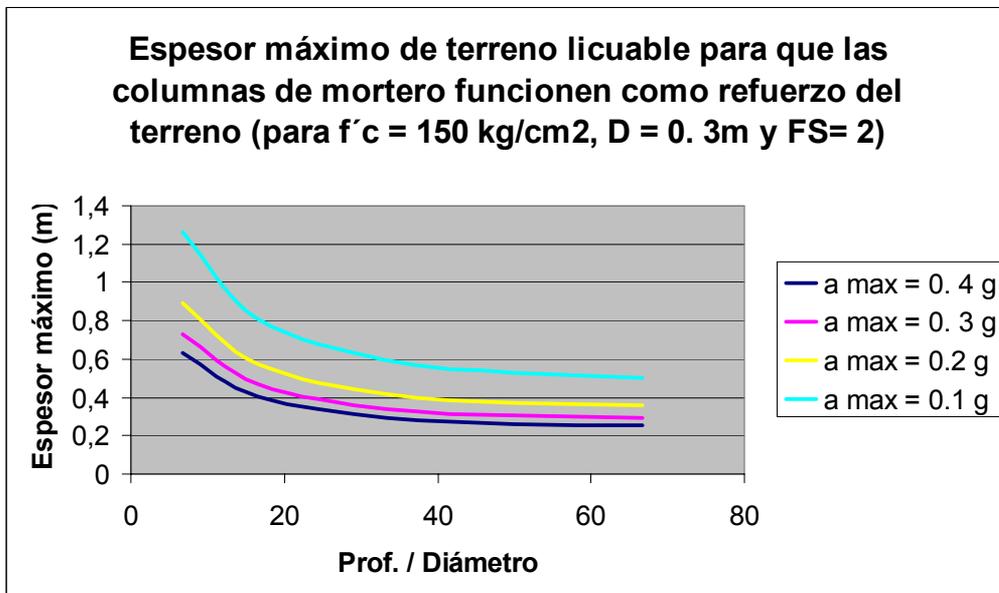


Figura V-42 Espesor máximo de terreno licuable en que las inyecciones de compactación pueden funcionar como refuerzo del terreno vs. Relación profundidad / diámetro, para un diámetro de 0.30m.

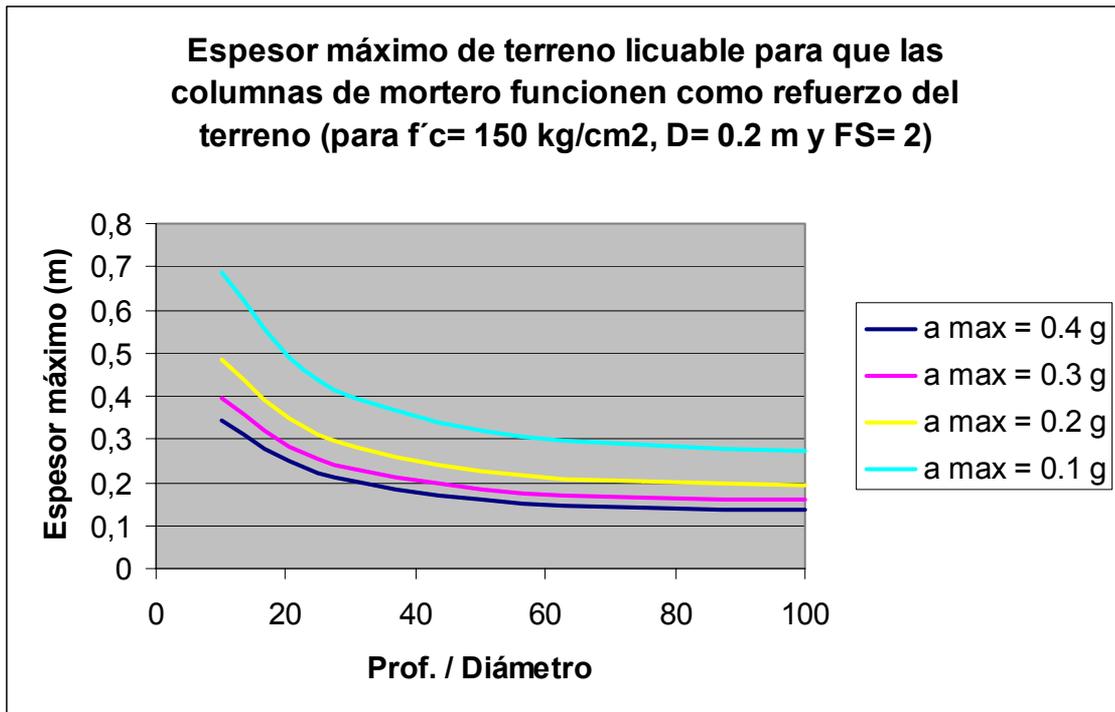


Figura V-43 Espesor máximo de terreno licuable en que las inyecciones de compactación pueden funcionar como refuerzo del terreno vs. Relación profundidad / diámetro, para un diámetro de 0.20m.

### V-13 CONCLUSIONES

La inyección de compactación es una técnica de mejora del terreno, cuyo interés se ha incrementado en los últimos años, debido a la versatilidad y economía en el tratamiento de terrenos potencialmente licuables, especialmente localizados debajo y alrededor de edificaciones existentes.

Este tipo de inyección envuelve una serie de parámetros complejos, debido a las diferentes condiciones y propiedades del terreno, además de las variables relacionadas con el proceso mismo de inyección. Por este motivo, los métodos de diseño, comúnmente empleados hoy en día, se han establecido a partir de la experiencia práctica y el empirismo. Aspectos que reduce la fiabilidad en el

diseño de tratamientos para la mitigación del potencial de licuación en un determinado emplazamiento.

Por lo comentado previamente, en este capítulo se llevó a cabo un estudio semi-analítico de la inyección de compactación, que ha dado lugar al desarrollo de un nuevo método práctico para el diseño de este tratamiento.

Con este nuevo método se ha podido estudiar:

- Las distribuciones de las tensiones y las deformaciones volumétricas del terreno tratado en torno a los puntos de inyección.
- El papel que desempeña el incremento de la densidad relativa en la resistencia a la licuación.
- El comportamiento combinado del terreno mejorado y las columnas de mortero ante cargas cíclicas sísmicas.

El nuevo método de diseño propuesto tomó como punto de partida los trabajos de Vesic (1972), Baligh (1976), El-Kelesh et al. (2001), Graf (1969 y 1992), Wong (1974) y una serie de simulaciones realizadas.

El método propuesto acopla el:

- Análisis del proceso de inyección (estudio evolutivo de las presiones necesarias para expandir una cavidad) para una cavidad esférica.
- Análisis de la relación presión – volumen de la cavidad expandida en rotura, es decir la combinación volumen (radio del bulbo de mortero inyectado) – presión en la interfaz cavidad-terreno que produce la rotura del terreno y a su vez generar movimientos en la superficie del mismo.

El análisis del proceso de inyección se realizó tanto para una cavidad esférica como para una cilíndrica, llegándose a la conclusión que la cavidad esférica se aproxima mucho más al proceso que se produce en la realidad, al inyectar un bulbo de mortero. No obstante, el desarrollo llevado a cabo para una cavidad cilíndrica constituye un aporte de esta investigación, para el estudio de otros problemas geotécnicos cuyo comportamiento se asemeje más a la expansión de una cavidad cilíndrica.

Con el método semi-analítico desarrollado, se establece un procedimiento práctico para el diseño de las inyecciones de compactación, combinando el proceso de inyección (expansión de una cavidad esférica), con el de la relación volumen-presión de inyección en rotura del terreno, es decir, acoplando dos análisis en un solo modelo.

Este método es aplicable a arenas con contenidos de finos inferiores al 20-30%, con un Índice Plástico (IP) de dichos finos menores al 10% y que durante el proceso de ejecución del tratamiento, el caudal de inyección se mantenga lo suficientemente bajo (inferior a 55-60 lts/min), de tal forma que no se produzcan, prácticamente, incrementos en la presión intersticial o de poro.

Uno de los principales aportes de esta investigación, consiste en la posibilidad de evaluar la deformación volumétrica experimentada en la zona densificada (mejora inducida), directamente de los parámetros de resistencia y de deformabilidad del terreno, no teniendo que recurrir a la determinación de la misma mediante ensayos de laboratorio en muchos casos complicados. A esto habría que agregar la dificultad de obtener de muestras inalteradas de calidad (los terrenos potencialmente licuables son suelos granulares, de baja plasticidad y sin cohesión), lo cual afecta a la representatividad de los resultados obtenidos en laboratorio. Esta estimación de la deformación volumétrica permanente en la zona plástica, ha permitido desarrollar una metodología para evaluar la mejora inducida por el tratamiento (incluida en el

método de diseño propuesto y que constituye otro aporte de esta investigación), así como la determinación de la separación óptima entre los taladros de inyección.

Un aspecto importante a destacar, deducido a partir de simulaciones realizadas con el método propuesto, es que el criterio de cese de inyección por movimientos verticales en la superficie del terreno (rotura de la cuña sobre el punto de inyección), solo se produce a profundidades inferiores a 3m, para los volúmenes teóricos efectivos estimados mediante este método.

Las arenas potencialmente licuables, durante la inyección pasan de un estado suelto a un estado denso. Debido a ello, al iniciar el proceso de inyección, la expansión de la cavidad (inyectada) estará gobernada por los parámetros resistentes y deformacionales iniciales del terreno. Sin embargo, durante el proceso de inyección las propiedades del terreno se irán modificando hasta alcanzar las correspondientes a unas arenas densas, gobernando estas últimas el final del proceso de inyección.

A partir de lo anterior y con el objetivo de facilitar la utilización de este método de diseño, se han establecido unos ábacos constituido por una serie de curvas que relacionen la variación del radio, la presión máxima que podría alcanzar la cavidad expandida y la separación óptima entre taladros.

Para generalizar la aplicación de este método de diseño, se ha incluido ábacos de diseño, que toman en cuenta una sobrecarga superficial de 1 y 2 kg/cm<sup>2</sup>.

Está demostrado tanto física como experimentalmente, que los terrenos granulares sin cohesión con densidades relativas superiores al 70% no son susceptibles a licuar. Por lo tanto, el objetivo a alcanzar con este nuevo método es llegar al 70% de densidad relativa en la zona plástica, aunque esto implique reducir el valor del radio de influencia máximo que sea posible alcanzar, en cada fase de inyección.

Este método de diseño puede ser aplicable tanto a tratamientos en zonas sin edificación (campo libre) o ya edificadas (ambas aplicaciones son aporte de esta investigación).

Hay que tener en cuenta que el volumen inyectado no se traduce estrictamente en una reducción del volumen de huecos, debido a factores relacionados principalmente con la pérdida de agua del mortero, consolidación del mismo y el tipo de terreno. Por ello, hay que tener en cuenta el factor de eficacia (1.2 a 2.4 para este tratamiento), aplicándose al volumen teórico obtenido con el método de diseño propuesto.

En este capítulo también se ha estudiado, el efecto de refuerzo del terreno por la existencia de las columnas de mortero o inclusiones (formada por la superposición de bulbos de mortero). Al realizar la inyección de compactación como tratamiento del terreno, el suelo se convierte en un terreno reforzado, compuesto por columnas de mortero y por el suelo circundante mejorado por la inyección.

Al actuar la acción sísmica, en forma de la tensión tangencial media (determinada a partir de la aceleración o mediante la formula simplificada de Seed e Idriss, 1971), las columnas de motero o inclusiones tienden a tomar la mayor parte de la tensión actuante, debido a su mayor rigidez en relación con la del terreno que le circunda. Esto se podría interpretar como si se produjese una descarga en el terreno, aumentando el factor de seguridad frente a la licuación, al disminuir la relación cíclica de esfuerzos actuantes. El método de evaluación de dicha descarga y la determinación de los espesores máximos a que sería aplicable, constituyen otro aporte de esta investigación.

Lo comentado anteriormente será estrictamente válido bajo la hipótesis de que las inclusiones de mortero no fallan por flexión, al actuar sobre ella las tensiones generadas por la acción sísmica. Lo que implica que el mortero debe

diseñarse para que tenga una gran resistencia a las tracciones y compresiones al trabajar a flexión.

De acuerdo a un análisis realizado, para un factor de reemplazo del 20% (cota superior en este tipo de tratamientos), se determinó que la carga que llega a actuar en el terreno circundante a las columnas es inferior al 20% de tensión tangencial media, para valores de rigidez del mortero superiores a 20 veces el valor de rigidez del terreno. En este análisis se ha tomado en consideración la reducción de rigidez en las columnas de mortero, para tomar en cuenta las características del mismo y el proceso de ejecución de las inyecciones, donde los bulbos son superpuestos en diferentes fases de inyección, pudiéndose crear un plano de debilidad en la superficie de contacto entre dos bulbos contiguos.

Se pudo observar que el efecto de refuerzo de las inclusiones disminuye a medida que aumenta la profundidad del estrato y que el espesor máximo, en que la columna puede trabajar como refuerzo del terreno, disminuye a medida que aumenta la aceleración. Ambas tendencias se debe a la tensión tangencial media actuante, se incrementa con la tensión vertical total y la aceleración. También se observó que a mayor diámetro de las columnas el espesor máximo que se podría “puentear” se incrementa, para la misma relación profundidad / Diámetro. Esto se atribuye a que a mayor diámetro existe mayor inercia y por lo tanto mayor resistencia a flexión.

No obstante, si no se utilizan fibras que incremente la resistencia a tracción, el espesor de terreno en que las columnas podrían trabajar sin fallar es limitado, siendo inferior a 2 m para columnas de 0.40 m de diámetro, localizadas en capas muy superficiales del terreno y aceleraciones en torno a 0.1 g. Este valor disminuye drásticamente a medida que aumenta la aceleración, la profundidad y disminuye el diámetro de la columna de mortero.

# **CAPÍTULO VI**

## **ENSAYOS DE VERIFICACIÓN**



## VI- 1 INTRODUCCIÓN

Como se ha venido comentando en Capítulos anteriores, la inyección de compactación es una técnica de mejora del terreno donde convergen muchas variables, algunas propias del terreno a mejorar y otras correspondientes al proceso de inyección y al material inyectado propiamente dicho.

Estas variables, muy difíciles de manejar en todo su conjunto y de tomarlas en cuenta en los métodos de diseño, han obligado a recurrir a métodos de diseños empíricos, con hipótesis simplificadas que posteriormente hay que verificar en campo.

Como consecuencia de lo expresado, en las obras con inyecciones de compactación, y al igual que en otras técnicas de mejora del terreno, se suelen llevar a cabo campos de prueba en donde, en primer lugar, se validan las hipótesis de partida y además se calibran los parámetros relacionados con la ejecución del tratamiento.

Con este preámbulo en este capítulo, se presenta un campo de pruebas, constituido por una serie de ensayos, con el objetivo de:

- 1- Cuantificar las pérdidas de carga (presión), mediante el establecimiento de coeficientes de fricción para las tuberías de acero y las mangueras de goma, materiales típicos utilizados en las conducciones en este tipo de tratamiento.
- 2- Determinar en campo, las vinculaciones entre la presión de inyección (medida en el equipo de bombeo) y volumen neto inyectado en arenas potencialmente licuables, para su posterior comparación con lo establecido en el método de diseño propuesto. Todo esto, mediante la extracción de algunos taladros inyectados.
- 3- Verificar la separación óptima entre taladros inyectados, definida a partir del método de diseño establecido en esta investigación, y contrastada

mediante ensayos “In-Situ” realizados en el baricentro de los taladros ejecutados.

Este campo de pruebas ha sido realizado “in situ” por el autor de esta investigación, durante los trabajos de asesoría que Geotecnia y Cimientos S.A. (GEOCISA) realiza para DRAGADOS INDUSTRIAL (Contratista General), en el proyecto “Reconfiguración de la Refinería Lázaro Cárdenas de Río, en Minatitlán (Estado de Veracruz), México”.

### **VI – 2 CAMPO DE PRUEBAS**

El campo de pruebas es una zona localizada dentro del emplazamiento a tratar o adyacente a él, en donde se perforarán e inyectarán los primeros taladros del tratamiento, con el objetivo de verificar las hipótesis de partida de diseño del tratamiento, y además, calibrar los parámetros de ejecución.

Este campo debe cumplir una serie de requisitos, los cuales se nombran a continuación:

- a) Debe ser un lugar representativo del resto de la zona a tratar en cuanto a las propiedades geotécnicas del terreno. Lo anterior significa, que se puedan extrapolar los resultados obtenidos en éste al resto de la zona a tratar.
- b) El lugar debe estar bien caracterizado en lo referente a las propiedades del terreno, estratigrafía y profundidad del nivel freático, entre otros.
- c) En la localización específica del campo de pruebas, debe haberse realizado algún tipo de reconocimiento puntual (ensayos de penetración estándar, ensayo de penetración estática, entre otros), de tal forma, que los resultados de dichos ensayos sirvan de referencia para la comparación entre el estado inicial del suelo en la zona del campo de pruebas y el estado final del mismo después del tratamiento.

- d) Esta zona debe permitir la entrada, circulación y operación de los equipos de inyección, excavación y de reconocimiento.
- e) En caso de ser necesario, el lugar deber permitir las operaciones de extracción de los elementos que se forman en los taladros inyectados.

### **VI-3 PRUEBAS DE CAMPO EN EL PROYECTO “RECONFIGURACIÓN DE LA REFINERÍA GENERAL LÁZARO CÁRDENAS” EN MINATITLÁN, VERACRUZ MÉXICO**

En un emplazamiento localizado al sureste de la ciudad de Minatitlán, en el estado de Veracruz (México), se está construyendo en el momento de redacción de este trabajo de investigación, el proyecto de “Reconfiguración de la Refinería Gral. Lázaro Cárdenas” (Figura 1).

El proyecto mencionado comprende la construcción de nueve plantas de proceso nuevas, todas ellas articuladas para incrementar la capacidad instalada de procesamiento en la refinería.

Para materializar el proyecto, se requirió la urbanización de un total de 72 hectáreas de terreno hacia la única dirección de posible expansión de la propia refinería, que se encuentra limitada al oriente y al norte por la zona urbana de Minatitlán y al sur por el río Cuátzacolcos (Fotos VI-1 y VI-2).

El subsuelo en el sitio corresponde a la secuencia estratigráfica típica de las llanuras de inundación de los ríos seniles divagantes de la vertiente del golfo de México, presentando una alternancia de arcillas blandas a muy blandas (con porcentajes variables de materia orgánica), con arenas más o menos finas de compacidad suelta a media. Los estratos más competentes se encuentran a profundidades superiores a los 25 m y, eventualmente, a profundidades superiores a los 40 m, con registros de número de golpes en la prueba de penetración estándar (SPT) superiores a 50.

## CAPITULO VI- ENSAYOS DE VERIFICACIÓN

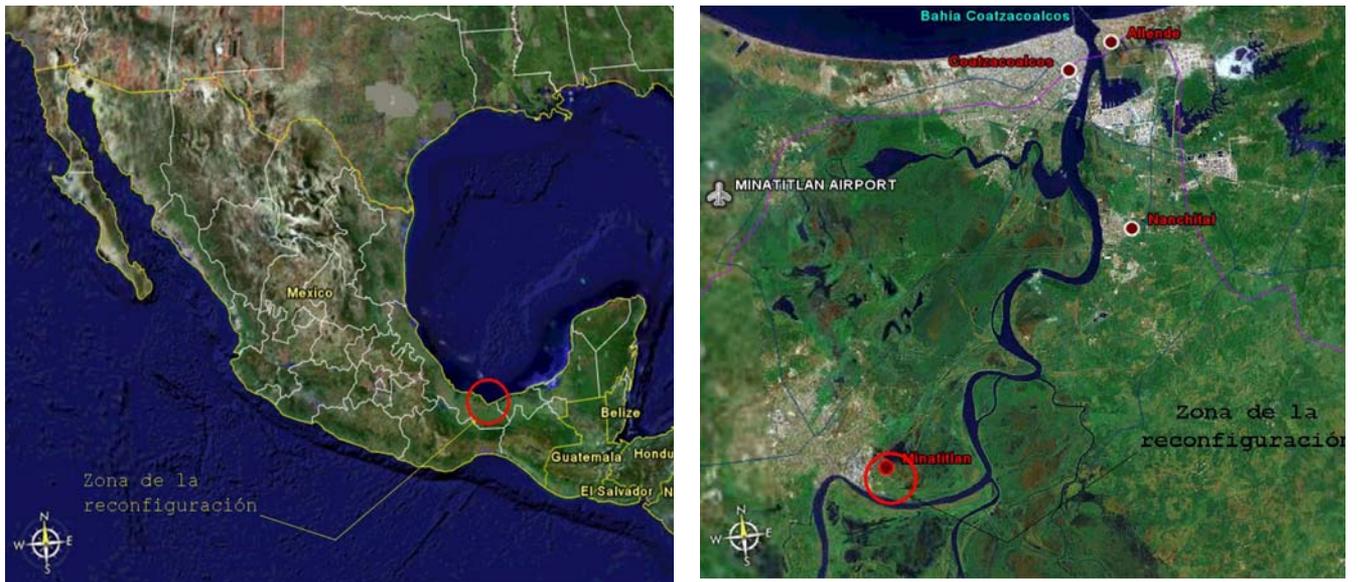


Figura VI-1 Localización del proyecto “Reconfiguración Refinería Lázaro Cárdenas del Río, en Minatitlán (Veracruz), México”.



Foto VI-1 Vista aérea de la ciudad de Minatitlán, la refinería existente y la zona de la futura ampliación.

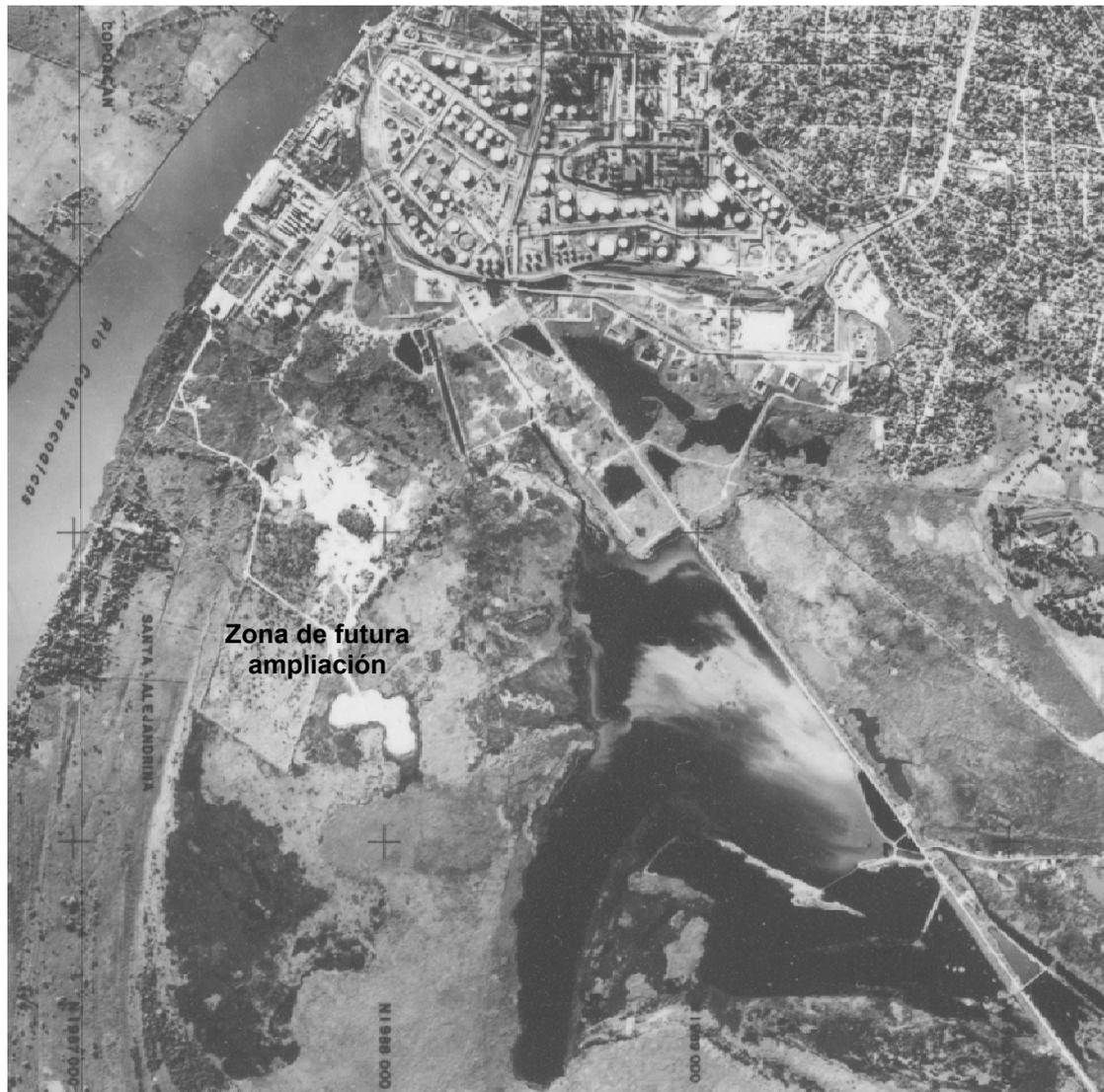


Foto VI-2 Vista aérea de la zona de la ampliación de la refinería.

En esta secuencia estratigráfica se identifican dos rasgos fundamentales: El primero se refiere a la presencia de depósitos de espesor muy variable de arenas finas, calificadas como potencialmente licuables, en dos horizontes asociados a diferentes momentos de deposición: el primero correspondiente al relleno natural de la laguna marginal, coincidiendo con escurrimientos predominantes de arenas finas uniformes, con frecuentes intercalaciones de arcillas blandas a muy blandas, y el segundo y más superficial, constituido por

arenas finas uniformes obtenidas del fondo del río en una operación de dragado. El segundo rasgo corresponde a la existencia de depósitos potentes de arcillas blandas a muy blandas con alto contenido de materia orgánica, asociados también al proceso secular de asolvamiento de la laguna marginal.

En este orden de ideas, los problemas geotécnicos identificados en el sitio, donde se desarrolla el proyecto se resumen en:

- a) Estratos de arenas finas sueltas, calificadas como potencialmente licuables, localizadas en dos horizontes definidos. Los estratos superficiales, potencialmente licuables, se localizan hasta una profundidad máxima de 8 m, mientras que los profundos aparecen a partir de los 10 m y nunca superan los 20 m de profundidad.
- b) Capas de arcillas blandas y muy blandas con alto contenido de materia orgánica y muy compresibles.

Dentro del proceso de diseño de este proyecto, quien suscribe este trabajo de investigación, tuvo la oportunidad de participar en el diseño, control y validación de los tratamientos para mitigar el potencial de licuación en tres de las nueve plantas (unidades) a construir, las cuales se detallan a continuación:

- Unidad Combinada.
- Unidad Catalítica.
- Unidad Hidrodesulfuradora de Diesel.

Los tratamientos diseñados y llevados a cabo, han consistido en una compactación dinámica en los estratos superiores e inyecciones de compactación para los estratos profundos.

Dentro de los trabajos de inyecciones de compactación, quien redacta esta Tesis ha tenido la oportunidad de realizar una serie de pruebas y ensayos,

convencionales y especiales (estos últimos, específicamente en la Unidad Hidrodesulfuradora Diesel), cuyos resultados han permitido validar el procedimiento de diseño planteado en esta investigación (Capítulo V). Además, estas pruebas han permitido establecer unos criterios en cuanto al diseño de este tipo de tratamiento, que constituyen otro aporte de esta investigación.

### **VI-3-1 Ensayo de pérdida de carga en las tuberías durante el proceso de inyección**

En el Capítulo V (apartado 13) se comentó que las presiones de inyección estimadas a partir del método de diseño propuesto en esta investigación, corresponden a la interfaz mortero – terreno, es decir, que estas presiones no corresponden a las registradas en los puntos de control del tratamiento. Debido a esto, era una necesidad poder evaluar la pérdida de presión experimentada en las tuberías de conducción, en su trayectoria desde el equipo de bombeo hasta el punto de inyección, con la finalidad de correlacionar los parámetros obtenidos con el nuevo método de diseño y los registros del equipo de bombeo.

En la revisión bibliográfica realizada, no se han encontrado expresiones, ni parámetros que relacionen la pérdida de carga (presión) con la distancia a la bomba, para los morteros típicos de este tipo de tratamiento.

Con el objetivo de establecer un orden de magnitud de las pérdidas de carga, se han realizado ensayos de campo, que permiten establecer de manera aproximada los valores de los coeficientes de fricción en las tuberías de goma (mangueras) y acero, utilizadas normalmente en este tipo de tratamiento para bombear el mortero.

Hay que resaltar que los valores de los coeficientes de fricción obtenidos representan un orden de magnitud, debido a que el mortero es un fluido no newtoniano y reológico. A causa de esto, dichos valores podrían variar en

## CAPITULO VI- ENSAYOS DE VERIFICACIÓN

función de los materiales que lo componen, el cono del mismo, el estado de las tuberías y la temperatura.

Las pruebas realizadas han consistido, en hacer circular mortero por un sistema de mangueras y tuberías controladas mediante manómetros (Figura VI-2). Los componentes utilizados han sido: un camión hormigonera con capacidad de 6 m<sup>3</sup> de mortero, una bomba de pistón capaz de alcanzar presiones de hasta 100 kg/cm<sup>2</sup>, dos tramos de tuberías de acero de 4" (101.6 mm) de diámetro interior y 21 m de longitud cada uno (tramos A y D de la figura), dos tramos de manguera de goma de 3" (76.2 mm) de diámetro interior y 18 m de longitud cada uno (tramos B y C), 3 manómetros de glicerina (puntos 1, 2 y 3) y piezas de transición de 3" a 4" de 1 m de longitud (puntos 2 y 4). Las tuberías se han colocado en la superficie horizontal del terreno y el mortero bombeado, a la salida de la misma (punto 5), ha sido recogido y llevado a vertedero.

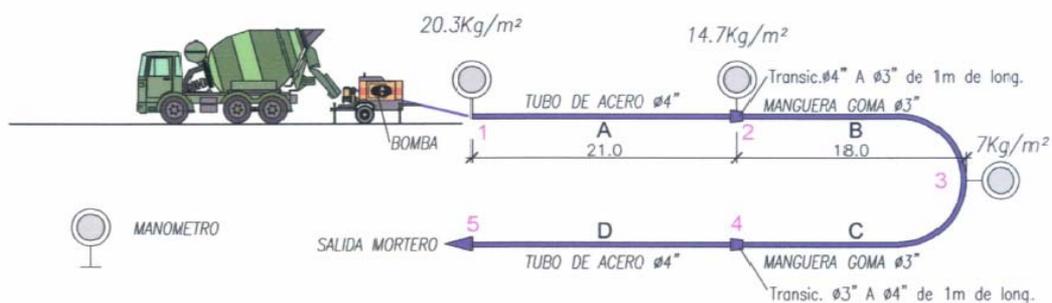


Figura VI-2 Esquema ensayo de pérdida de presión (carga).

El mortero utilizado tenía un cono de 4.5 cm (Foto VI-3) y una resistencia característica, a los 28 días, de 30 kg/cm<sup>2</sup>. La arena utilizada cumplía con las especificaciones de granulometría (Figura VI-3), las tuberías y mangueras se encontraban en excelentes condiciones. Durante el bombeo se mantuvo un caudal constante de inyección de 55 litros/min, el cual es el habitual en este tipo de tratamientos.

Para obtener una resistencia a la compresión simple de  $30 \text{ kg/cm}^2$ , se ha utilizado el siguiente diseño de mezcla (expresado en porcentaje de peso):

- Cemento : 7%
- Arena : 80%
- Agua : 12%
- Bentonita : 1%

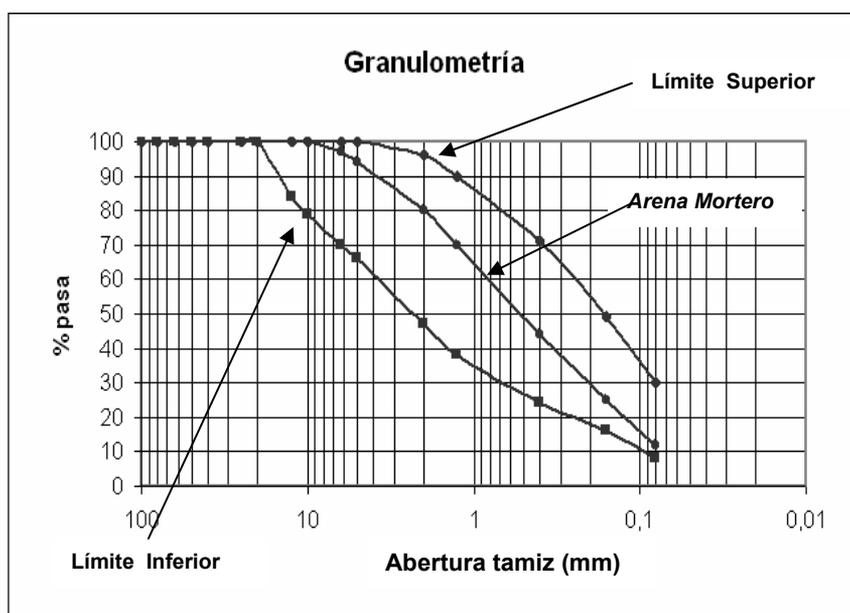


Figura VI-3 Curva granulométrica de la arena empleada en la prueba de pérdida de presión y el huso granulométrico especificado para este tipo de tratamiento (según Bandimere, 1997).

La temperatura era de  $29^\circ$  Celsius y la humedad ambiental del 70%.

Con el esquema anteriormente descrito e ilustrado con las fotos VI- 4, VI-5 y VI-6, se iniciaron varios ciclos de bombeo del mortero a través de las tuberías, con la toma continua de datos. Los resultados obtenidos, se especifican en la misma Figura VI-2 y se detallan a continuación:

- Presión media medida a la salida de la bomba:  $20.3 \text{ kg/cm}^2$ .

## CAPITULO VI- ENSAYOS DE VERIFICACIÓN

- Presión media medida en el segundo manómetro, localizado al final del primer tramo con tubería de acero (21m): 14.7 kg/cm<sup>2</sup>.
- Presión media medida en el tercer manómetro, localizado al final del primer tramo con manguera de goma (de 18 m de longitud) : 7 kg/cm<sup>2</sup>.



Foto VI-3 Prueba de control del mortero (cono de Abrams de 4.5 cm).

Con el objetivo de estimar los coeficientes de fricción para cada uno de los materiales empleados y las condiciones existentes en los mismos, se ha utilizado la fórmula de Manning, escrita en función del caudal, el diámetro de la tubería, coeficiente de fricción y las pérdidas de carga, medidas a partir de los diferentes manómetros:

$$\Delta h = \frac{l \cdot \eta^2 \cdot 2^{\frac{20}{3}} \cdot q^2}{\pi^2 \cdot \phi^{\frac{16}{3}}} \quad \text{Ec. VI-1}$$

## CAPITULO VI- ENSAYOS DE VERIFICACIÓN



Foto VI- 4 Camión hormiguera y bomba utilizada en el ensayo.



Foto VI-5 Tuberías de acero utilizada en los ensayos.



Foto VI-6 Tuberías de acero y mangueras de gomas utilizadas en los ensayos.

Siendo:

$\Delta h$  = Pérdida de carga en metros columnas de mortero.

$l$  = Longitud de la tubería en m.

$\eta$  = Coeficiente de fricción (adimensional).

$q$  = Caudal en m<sup>3</sup>/seg.

$\phi$  = Diámetro de la tubería en m.

Despejando el coeficiente de fricción ( $\eta$ ) en la Ec. VI-1, se obtiene:

$$\eta = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot \Delta h \cdot \phi^{\frac{16}{3}}}{l \cdot 2^{\frac{20}{3}} \cdot q^2}} \quad \text{Ec. VI-2.}$$

Convirtiendo las pérdidas carga (presiones) obtenidas en alturas piezométricas (metros columnas de mortero, para un peso específico del

mismo de  $2.4 \text{ ton/m}^3$ ) y despreciando las pérdidas localizadas en las piezas de transición de un diámetro a otro (debido a la baja velocidad de inyección y el carácter gradual en que se produce el cambio de sección), se determinaron los coeficientes de fricción, para cada uno de los materiales, de las tuberías utilizadas.

De acuerdo con el procedimiento descrito anteriormente se han obtenido unos coeficientes de fricción ( $\eta$ ) de 0.88 para la tubería de acero y de 0.56 para la tubería de goma. Tomando en cuenta los diferentes diámetros de las tuberías, se puede concluir que en la tubería de acero (diámetro de 4") se produce una pérdida de carga de aproximadamente  $\frac{1}{4}$  de bar por metro de tubería, mientras que la manguera de goma (diámetro de 3") se produce una pérdida de  $\frac{1}{2}$  bar por metro de manguera.

### **VI-3-2 Ejecución, excavación y extracción de taladros de prueba**

Con el objetivo de verificar los resultados teóricos del nuevo método de diseño (propuesto en esta investigación), se llevó a cabo la inyección de unos taladros en la zona de prueba, para su posterior extracción.

Para esta finalidad se seleccionó un emplazamiento, cuya localización se encuentra señalada en la Figuras VI-4 y VI-5. Debido a que en dicha zona, se localizaba el mayor espesor de la capa de arenas flojas superficiales (unos 8 m), lo cual permitía realizar los taladros sin riesgo de producir levantamientos en la superficie, hecho que podría reducir la efectividad de la inyección. Al mismo tiempo, los 8 m representaba la profundidad límite en que se podría excavar con medios mecánicos convencionales (retroexcavadora) disponible en la obra.

## CAPITULO VI- ENSAYOS DE VERIFICACIÓN

El terreno existente en la zona donde se ejecutaron los taladros, se ha caracterizado a partir de una campaña geotécnica previa. En la Figura VI-6, se muestra el perfil estratigráfico correspondiente al sondeo S-1, realizado en el área del campo de pruebas y en el misma figura se señala la zona donde se han inyectado y excavados los taladros de prueba.

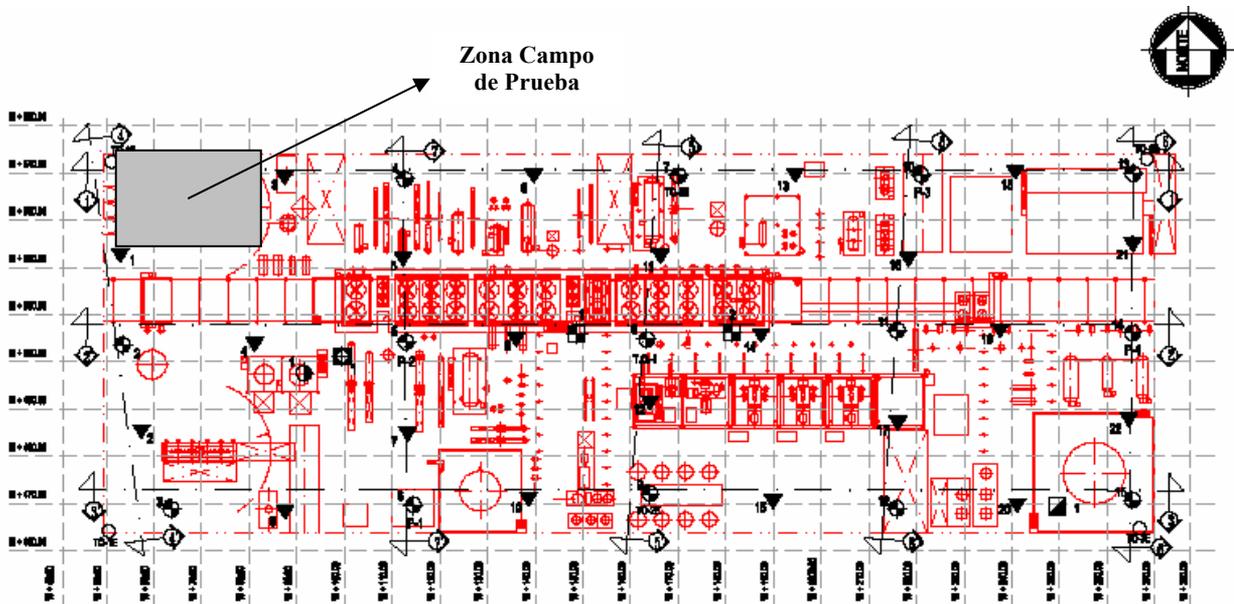


Figura VI-4 Localización en planta del Campo de Pruebas.

Con el objetivo de facilitar la ejecución y extracción de los taladros inyectados (limitado por el alcance de los equipos de excavación disponibles), se optó por realizar la inyección en el estrato arenoso, localizado a una profundidad entre 6 y 8m, a pesar de que el tratamiento con inyecciones de compactación se había previsto para tratar las arenas profundas (tratándose las arenas superficiales mediante compactación dinámica, posteriormente a la ejecución de esta prueba).

## CAPITULO VI- ENSAYOS DE VERIFICACIÓN

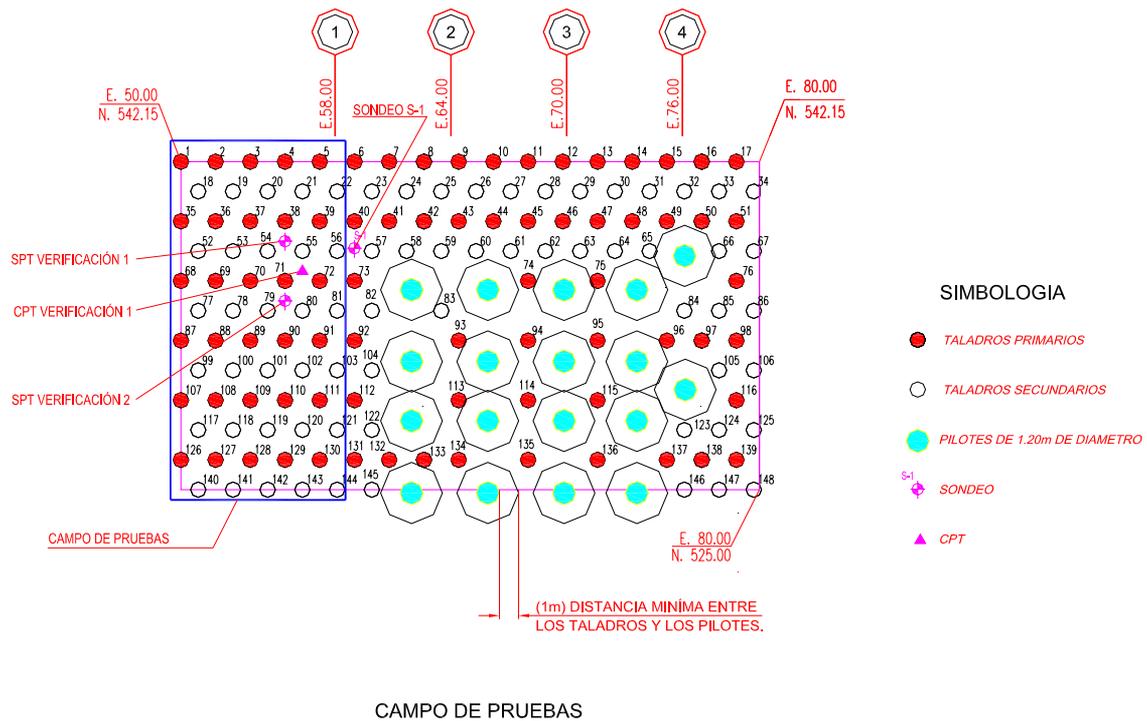


Figura VI-5 Detalle en planta del Campo de Pruebas.

La descripción geotécnica del estrato inyectado, definido a partir de la campaña geotécnica realizada (que incluye el sondeo comentado previamente), presenta este estrato como arena fina color gris, de compacidad muy suelta a compacta, con un golpeo en el ensayo de penetración estándar (SPT) que oscila entre 3 y 20, y un contenido de finos entre el 9 y el 20%. Durante la ejecución del taladro, el nivel freático se localizó a 2m de profundidad.

El mortero empleado en esta prueba, ha sido el mismo que el utilizado para el ensayo de pérdida de carga (Foto VI-3), por lo cual las especificaciones del mismo y sus componentes se encuentran descritos en el apartado VI-3-1.

SONDEO S-1.

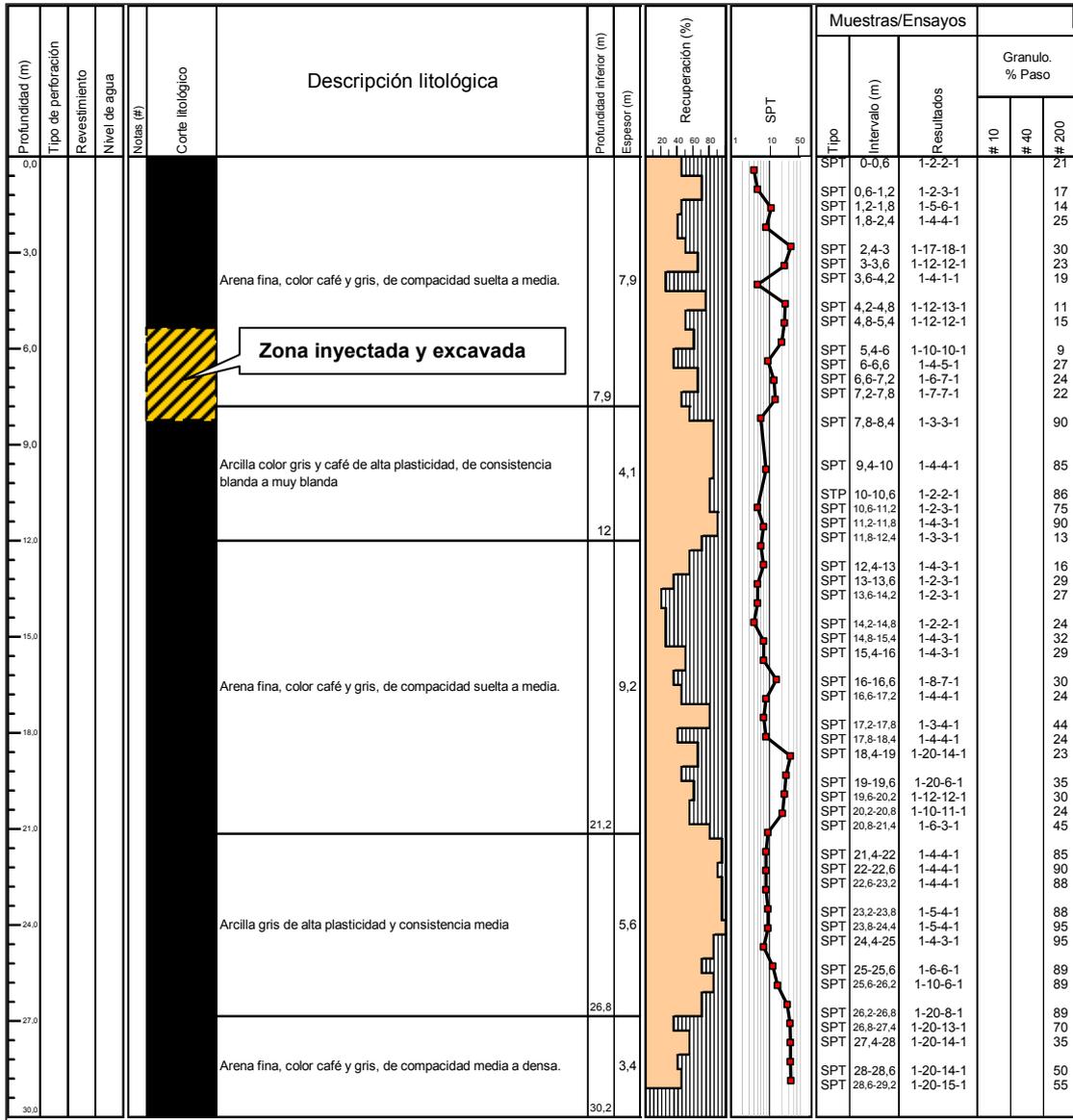


Figura VI-6 Registro sondeo S-1

El procedimiento seguido para la ejecución de cada uno de los taladros ha consistido en:

- Se colocó la perforadora (Foto VI-7) en el emplazamiento fijado, verificando que el mástil se encontraba en posición vertical.
- Se colocó una tubería de 6" (152.4 mm) de diámetro exterior y 4.5" (114.3 mm) interior, mediante una hinca por vibración y una puntaza perdida en la punta del taladro, hasta 8m de profundidad. Mediante este procedimiento de perforación se induce una muy leve mejora al terreno (antes de iniciar el tratamiento), por el desplazamiento lateral producido durante la hinca.
- Inicio del proceso de inyección (utilizando la misma tubería de perforación como tubería de inyección), de manera ascendente y en tramos de 0.50m.
- Los criterios de cese de inyección han sido por presión (no alcanzar una presión superior a  $40 \text{ kg/cm}^2$  en la bomba) y volumen. En este último se han fijado umbrales variables, es decir 150 litros por cada fase (0.50 m de longitud) de 8 a 7 m de profundidad, 100 litros entre 6.5 y 7 m, y 60 litros entre 6 y 6.5 m de profundidad. Todo esto último, con el objetivo de estudiar la sensibilidad al parámetro "volumen". Durante todo el proceso, se llevó a cabo un control continuo de presiones y volúmenes.
- Se finalizó el proceso de inyección a una profundidad de 6m. Es decir, se ha inyectado y controlado un tramo de 2m (de 6 a 8m de profundidad).
- Se dejó un plazo de 4 días antes de excavar y extraer el taladro inyectado.

Los componentes del sistema de inyección utilizados en esta prueba han sido los mismos que los empleados en la prueba de pérdida de carga (presión). No obstante, la distribución de las conducciones entre la bomba y el punto de inyección ha sido diferente, disponiéndose de la siguiente manera:

- Tramo 1: Tubería de acero de 4" (101.6 mm) de diámetro interior y 21 m de longitud.
- Tramo 2: Manguera de goma de 3" (76.2 mm) de diámetro interior y 18 m de longitud.
- Tramo 3: Tubería de acero de 3.5" (88.9 mm) de diámetro interno y 4 m de longitud.
- Tramo 4: Manguera de goma de 3" (76.2 mm) de diámetro interior y 12 m de longitud.
- Tramo 5: Tubería de perforación e inyección de 4.5" (114.3 mm) de diámetro interior y 19 m de longitud. Este tramo, es parte del mástil del equipo (no es desmontable por partes) y la altura en que se conecta el mismo con la tubería de goma es variable, según la profundidad en que se realiza la inyección.
- Todos estos tramos se encuentran controlados por 2 manómetros de glicerina, localizados en la salida de la bomba y al final del segundo tramo de tubería de acero.
- Las diferentes conexiones entre tuberías de diferentes diámetros, se han realizado de manera gradual y los codos utilizados han sido de amplio radio, de tal forma que no se produzcan obstrucciones y que las pérdidas de cargas sean mínimas (debido a la baja velocidad de inyección).

Durante el proceso de ejecución de las pruebas, los ceses de inyección fueron por volumen en todas las fases, a excepción de la primera fase en donde se cumplieron simultáneamente los criterios de presión y volumen; lo cual es coherente tomando en cuenta que el tipo de terreno era arena suelta. En los dos primeros tramos inyectados (de 7 a 8m de profundidad), se alcanzaron las

## CAPITULO VI- ENSAYOS DE VERIFICACIÓN

presiones máximas (medidas en la salida de la bomba), cercanas a los 40 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que en los dos restantes la misma se mantuvo en valores inferiores. En el manómetro instalado al final del tramo de 3.5” de diámetro (88.9 mm), se registraron presiones en torno a la mitad de las registradas en la bomba.



Foto VI-7 Equipo utilizado para la perforación e inyección de mortero.

Las columnas se excavaron mediante una retroexcavadora, una vez transcurrido el tiempo de fraguado establecido (4 días). Por limitaciones de la maquinaria utilizada, solo fue posible recuperar 1.50 m de los 2 m inyectados

## CAPITULO VI- ENSAYOS DE VERIFICACIÓN

en todos los taladros. No obstante, se pudo observar que los tramos de 0.50 m, no extraídos, eran sensiblemente parecido al tramo inmediatamente superior.

Los resultados obtenidos en el taladro seleccionado como representativo, se ilustran en las Fotos VI-8, VI-9 y VI-10, en las cuales se pueden observar el tramo inyectado del taladro, posterior a su excavación.



Foto VI-8 Bulbos de mortero obtenido en el taladro excavado.



Foto VI-9 Bulbos de mortero del taladro inyectado.



Foto VI-10 Bulbo de mortero excavado (diámetro medio de 60 cm) correspondiente al tramo inyectado entre 7 - 7.5 m.

## CAPITULO VI- ENSAYOS DE VERIFICACIÓN

Los bulbos, una vez excavados, fueron identificados y medidos. Obteniéndose los siguientes diámetros medios:

- 60 cm, en el tramo localizado entre 7-7.5 m, en donde previo a la ejecución de la inyección se había registrado un golpeo en el ensayo SPT de 14 y un contenido de finos del 22%.
- 46 cm, en el tramo localizado entre 6.5-7 m, en donde antes de la ejecución de la inyección se había registrado un golpeo en el ensayo SPT de 13 y un contenido de finos del 24%.
- 40 cm, en el tramo localizado entre 6-6.5 m, en donde antes de la ejecución de la inyección se había registrado un golpeo en el ensayo SPT de 9 y un contenido de finos del 22%.

Estos diámetros crecientes con la profundidad se deben al hecho de que, en esta prueba, las admisiones de mortero fueron incrementadas a los valores comentados previamente.

Se pudo observar que la forma de los bulbos es irregular, siendo más notoria en el tramo donde la admisión ha sido mayor.

En cuanto a las presiones registradas, se ha llevado a cabo un análisis de las mismas, evaluando las pérdidas de carga registradas en los diferentes tramos, para el caso específico del tramo de inyección localizado entre 7 y 8 m de profundidad. Para este objetivo, se han utilizado los coeficientes de fricción determinados en el apartado anterior (VI-3-1), el caudal de inyección (mantenido constante en 55 litros/min), la presión máxima medida en la bomba ( $40 \text{ kg/cm}^2$ , es decir 166.67 metros columna de mortero), las longitudes y diámetros de los distintos tramos, además de los distintos desniveles entre la bomba, el mástil de la perforadora y el punto de inyección. A partir de la ecuación VI-1, se estimaron las pérdidas de carga de cada uno de los tramos, las cuales se detallan a continuación:

- Tramo 1: 28 metro columna de mortero (mcm).

## CAPITULO VI- ENSAYOS DE VERIFICACIÓN

- Tramo 2: 45 mcm.
- Tramo 3: 11 mcm.
- Tramo 4: 45 mcm.
- Tramo 5: 13.5 mcm.
- Dada la baja velocidad de inyección y el carácter gradual en que se producen los cambios de sección entre tuberías, se han despreciado las pérdidas localizadas en la transición del sistema.

Tomando en cuenta el desnivel existente entre el mástil de la perforadora y el terreno natural (11m, en el caso de la inyección a 8m de profundidad), y además de la densidad del mortero, se llega a conclusión que se obtiene una presión en el punto de inyección de 43.5 mcm (es decir, en torno a los 10.5 kg/cm<sup>2</sup>) y en torno a 83 mcm (unos 20 kg/cm<sup>2</sup>) en manómetro colocado al final del tramo 3.

Los valores obtenidos son del mismo orden de magnitud de los estimados utilizando los ábacos de diseño propuesto en el Capítulo V de esta investigación, para una profundidad del nivel freático de 2m (Figuras VI-7 y VI-8).

En base a las figuras anteriores, para un nivel freático a 2m de profundidad y una profundidad de inyección de 6, 7 y 8 m, se podría predecir en un diseño previo del tratamiento, una cavidad del mortero (bulbo) con radió medio en torno a 0.25 m, siendo necesario aplicar una presión para alcanzar este radio entre 8.5 y 9.3 kg/cm<sup>2</sup> (para valores del esfuerzo efectivo medio del terreno “q” de 42 a 52 kN/m<sup>2</sup>, estimado a partir de  $\gamma = 17.5$  kN/m<sup>2</sup>). Estos valores son del mismo orden de magnitud que los obtenidos en las pruebas, tomando en cuenta las simplificaciones realizadas. Lo anterior validaría, en estos aspectos, los ábacos de diseño propuestos.

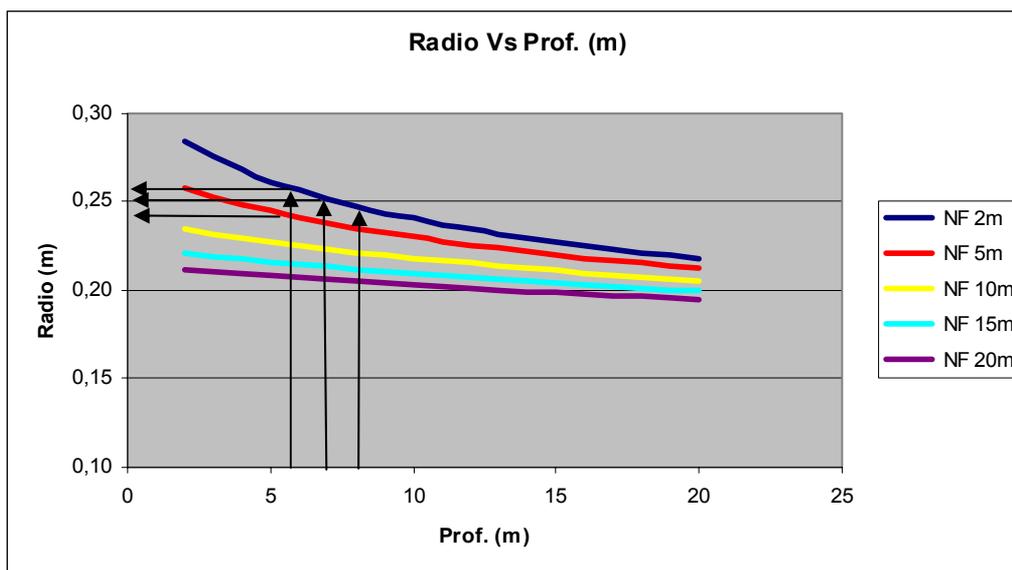


Figura VI-7 Radio de la cavidad expandida en función de la profundidad determinado a partir de los ábacos de diseño del Capítulo V.

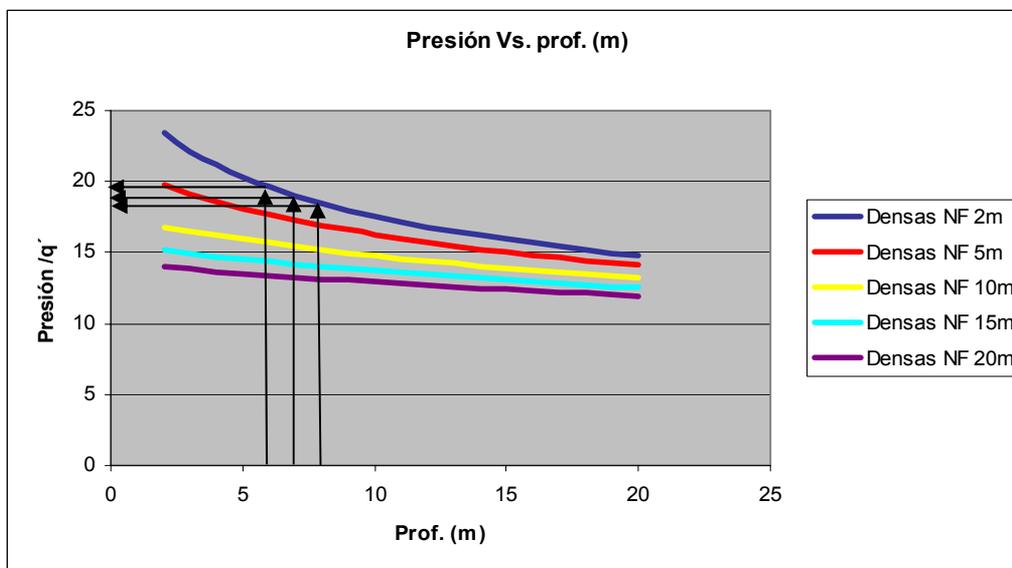


Figura VI-8 Presión/"q'" en función de la profundidad determinado a partir de los ábacos de diseño del Capítulo V.

### VI-3-3 Campo de pruebas

En los dos apartados anteriores, se han estudiado las pérdidas de carga esperables en una conducción, cuando se bombea mortero para realizar un tratamiento con inyecciones de compactación, además se ha estudiado y contrastado la relación existente entre el volumen y la presión de inyección, validando en estos aspectos el método de diseño propuesto en esta investigación, quedando pendiente por verificar de la separación óptima entre taladros, a lo cual se dedican los párrafos siguientes.

Con el objetivo de verificar la eficacia de un tratamiento, diseñado con este nuevo método, se realizó un campo de pruebas (compuesto por 55 taladros) previo al inicio del tratamiento masivo con inyecciones de compactación previsto en esta obra. Este campo de pruebas se localizaba en una zona próxima al lugar donde se ejecutaron y extrajeron los taladros descritos en el apartado anterior. Las propiedades del terreno previo a la ejecución del campo de pruebas son las descritas en el Sondeo 1 (Figura VI-9), con la salvedad que el tramo tratado (con inyecciones) se localizaba entre 12 y 18 m de profundidad.

En el campo de pruebas, el estrato inyectado se ha definido a partir del Sondeo 1 (Figura VI-9), está constituido por arenas finas de compacidad suelta a media y se localiza entre 12 y 18 m de profundidad. Los golpesos en la prueba de penetración estándar (SPT) varían entre 4 y 8 golpes, y los contenidos de finos entre 13 y 32%.

El estudio de peligrosidad sísmica realizado en la zona, determinó que para un período de retorno de 500 años, el sismo esperable sería de magnitud 6.5 en la escala de Richter, el cual estaría acompañado por una aceleración máxima en la superficie del terreno de 0.3 g.

SONDEO S-1.

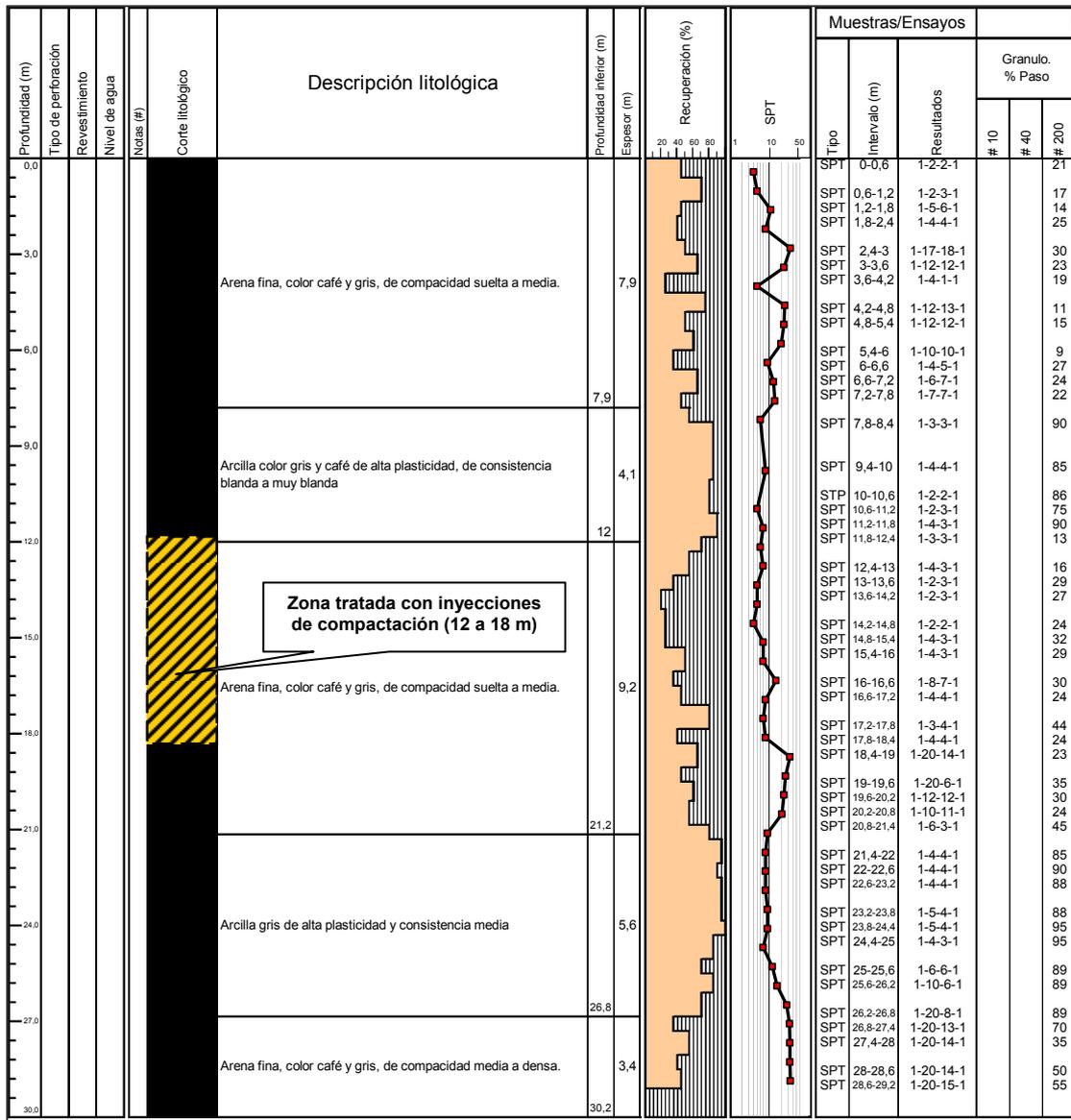


Figura VI-9 Registro del sondeo S-1, señalando la zona de inyección.

En el estudio de licuación llevado a cabo, con la información de partida aportada por el estudio de peligrosidad sísmica y realizado previo al tratamiento, se determinó que existía una muy alta probabilidad de producirse licuación (ver análisis de licuación adjunto en Anejo VI-1), ante las acciones

sísmicas de diseño, en el estrato de arena señalado anteriormente (localizado entre 12 y 18 m de profundidad). Por lo tanto, el tratamiento a llevar a cabo (con inyecciones de compactación) tendría como objetivo mitigar el peligro de licuación.

El diseño del tratamiento se realizó aplicando los ábacos de diseño propuestos en esta investigación y se encuentra adjunto en el Anejo VI-2. De acuerdo con éstos, los taladros se dispusieron en una malla triangular de 1.80 m de lado y el volumen de inyección se estableció en  $0.20 \text{ m}^3/\text{m}$  (es decir, 200 litros por metro), incluyendo el factor de eficacia.

Para la ejecución del tratamiento se ha empleado un mortero con las mismas características que el utilizado en el ensayo de pérdida de carga y en el taladro inyectado y posteriormente excavado.

Para la perforación e inyección del mortero, se ha utilizado el mismo equipo empleado en los ensayos descritos en los dos apartados previos y la configuración del mismo coincide con la empleada en los ensayos de inyección y extracción de los taladros de mortero.

La inyección del mortero se efectuó en fases ascendentes, retirando la tubería de inyección por tramos de 0.5 m. Al igual que en el apartado anterior, se ha utilizado la misma tubería para la perforación y la inyección.

El caudal de inyección se limitó a 55 litros/minuto, interrumpiéndose la inyección (en cada tramo de 0.5 m), cuando se presentó una de las condiciones siguientes:

- La presión de inyección fuese mayor o igual que  $40 \text{ kg}/\text{cm}^2$ .
- El volumen de mortero inyectado superó los 200 litros/metro.

## CAPITULO VI- ENSAYOS DE VERIFICACIÓN

Una vez concluido el campo de pruebas, se ejecutaron los ensayos verifcatorios del tratamiento, los cuales consistieron en 2 ensayos de penetración estándar (SPT) y un ensayo de penetración estática (CPT).

En los perfiles estratigráficos de los sondeos, donde se realizaron los ensayos de SPT, se puede observar dentro del estrato tratado la existencia de una capa de arena fina, con algunos lentejones de arcillas y limos de manera localizada. Tanto estos registros, como el obtenido del ensayo CPT se adjuntan en el Anejo VI-3.

Con estos datos, se ha llevado a cabo un nuevo análisis de licuación, para el cual se ha utilizado el método basado en el ensayo SPT, propuesto por Seed y otros (1982 y 1985), de acuerdo con los requerimientos del “Marco de Referencia Geotécnico del Proyecto”. En el caso del ensayo de CPT, las resistencias por punta registradas en el cono (en tramos de 0.60m) se han convertido en golpes equivalentes de SPT, mediante la relación  $q_c/N_{SPT} = 3$ , para un tamaño medio del grano ( $D_{50}$ ) en torno a 0.1mm (Ver curvas granulométricas adjuntas en el Anejo VI-1 y Figura II-40, propuesta por Seed y De Alba, 1986). Debido a que en este último ensayo no proporciona datos sobre el contenido de finos, necesarios para poder aplicar el método de Seed, se decidió asignar a cada tramo de 60 cm, el contenido de finos correspondiente a esa profundidad en el ensayo SPT más cercano (SPTV-1), localizado a menos de 2m de distancia.

Los criterios establecidos para descartar el riesgo de licuación han sido los siguientes:

- La existencia de un factor de seguridad mayor o igual a 1.30, con el se considera una probabilidad de que se presentase el fenómeno de licuación inferior al 15%.

## CAPITULO VI- ENSAYOS DE VERIFICACIÓN

- Una densidad relativa, determinada mediante la expresión  $D_r = 16 \cdot \sqrt{N_1}$  (Meyerhof, 1957), del estrato estudiado superior al 70%.
- Contenido de finos mayor al 40%.
- Un golpeo normalizado  $N_1$  mayor a:
  - 30 golpes, en arenas limpias, con un contenido de finos inferior al 5%.
  - 28 golpes, en arenas con un contenido de finos en torno al 15%. Este valor límite del golpeo disminuye a medida que el contenido de finos aumenta y se acerca al límite superior del 35%.
  - 22 golpes, en arenas con un contenido de finos en torno al 35%.

Estas condiciones se deben a que la curva que separa los suelos licuables de los no licuables, está definida por una función racional válida para este rango de valores.

Debido a lo comentado anteriormente, cuando en un determinado estrato se obtengan valores de SPT, contenido de finos y densidades relativas superiores a los anteriormente señalados, se considerará como no susceptible de sufrir licuación.

Los resultados del análisis de licuación, antes y después del tratamiento, se encuentran adjuntos en el Anejo VI-3. En la Tabla VI-2, se resumen los resultados obtenidos y los criterios empleados para dictaminar la vulnerabilidad frente a la licuación. En la Tabla VI-3 se hace una comparativa de los resultados obtenidos.

Con relación a estos resultados es importante señalar los siguientes aspectos:

- Los perfiles estratigráficos de los sondeos realizados posteriores al tratamiento, coinciden prácticamente con el existente en el Sondeo 1, a

excepción de unas capas de arenas limoarcillosas puntuales y de poco espesor.

- Las inyecciones de compactación han tenido mayor efectividad en aquellos estratos con menor contenido de finos. Esto confirma lo expuesto en el Capítulo V de esta investigación, en donde se exponía que las inyecciones de compactación son más efectivas en aquellos terrenos en donde el contenido de finos era bajo o nulo.
- El terreno, antes del tratamiento, presentaba densidades relativas muy bajas (entre 30 al 50%). Después del tratamiento, se ha llegado a obtener incrementos en las densidades relativas de entre 1.5 y 2 veces las densidades relativas iniciales.
- Antes del tratamiento, existía claramente riesgo de licuación (ver resultados obtenidos para el Sondeo S-1). Los factores de seguridad, en los estratos localizados entre 12 y 16 m, oscilaban entre 0.27 y 0.95.
- La evaluación del potencial de licuación posterior al tratamiento revela que se ha producido una mitigación total del potencial de licuación existente previo al tratamiento. Los criterios utilizados para dictaminar el éxito del tratamiento se encuentran señalados en la tabla resumen, coincidiendo estos con los expuestos previamente en este apartado.
- El incremento registrado en los golpes ha sido muy importante, registrándose incrementos de hasta 2000% (ver Tabla VI-3). En dicha tabla se puede observar que los incrementos obtenidos han sido mayores a medida que el contenido de finos ha sido menor.
- Los aspectos anteriormente señalados muestran que el tratamiento realizado ha sido exitoso, cumpliendo todos los objetivos establecidos.

- Con base en los argumentos expuestos, se puede concluir que con la separación de taladros, establecida a partir del nuevo método de diseño de inyección de compactación, propuesto en esta investigación, se cumplieron satisfactoriamente los objetivos fijados y por lo tanto, estos resultados validan la metodología propuesta.

Tabla VI-2: Resumen resultados del análisis de licuación (S1 antes del tratamiento y SPT-1, SPT-2 y SVC-1 después del tratamiento).

Sondeo S-1

Prof. m	N <sub>(60)</sub>	N <sub>1(60)</sub>	Dr %	C.F. %	F.S.	Comentario
12,2	2	2	23	13	0,27	Licuable por factor de seguridad y densidad relativa
12,8	4	4	32	16	0,37	Licuable por factor de seguridad y densidad relativa
13,4	7	7	42	29	0,61	Licuable por factor de seguridad y densidad relativa
14	7	7	42	27	0,58	Licuable por factor de seguridad y densidad relativa
14,6	15	14	62	24	0,95	Licuable por factor de seguridad y densidad relativa
15,2	8	7	45	32	0,68	Licuable por factor de seguridad y densidad relativa
15,8	7	6	42	29	0,61	Licuable por factor de seguridad y densidad relativa
16,4	34	30	93	30	0,42	No licuable por número de golpes y densidad relativa.
17	8	7	45	24	0,64	No licuable por contenidos de finos.
17,6	15	13	62	44	1,11	No licuable por contenidos de finos.

Ensayo SPT-1

Prof. m	N <sub>(60)</sub>	N <sub>1(60)</sub>	Dr %	C.F. %	F.S.	Comentario
12,1	41	41	>99	29	1,35	No licuable por número de golpes y densidad relativa
12,7	18	18	67	71	10,14	No licuable por contenidos de finos.
13,3	33	32	90	38	0,88	No licuable por número de golpes y densidad relativa
13,9	16	15	62	69	1,84	No licuable por contenidos de finos.
14,5	28	26	81	19	2,64	No licuable por factor de seguridad y densidad relativa.
15,1	37	34	93	36	1,12	No licuable por número de golpes y densidad relativa
15,7	20	18	68	38	1,59	No licuable por factor de seguridad.
16,3	32	28	85	23	-3,84	No licuable por número de golpes y densidad relativa
16,9	23	20	71	34	1,92	No licuable por factor de seguridad.
17,5	34	29	86	32	0,33	No licuable por número de golpes y densidad relativa
18,1	21	18	67	28	1,46	No licuable por factor de seguridad.

Ensayo SPT-2

Prof. m	N <sub>(60)</sub>	N <sub>1(60)</sub>	Dr %	C.F. %	F.S.	Comentario
12,1	34	34	93	75	1,73	No licuable por contenidos de finos.
12,7	22	21	74	29	1,81	No licuable por factor de seguridad.
13,3	24	23	77	79	1,00	No licuable por contenidos de finos.
13,9	29	27	84	36	0,04	No licuable por número de golpes y densidad relativa
14,5	20	18	69	35	1,54	No licuable por factor de seguridad.
15,1	26	24	78	31	3,68	No licuable por factor de seguridad.
15,7	42	37	98	25	1,20	No licuable por número de golpes y densidad relativa
16,3	12	11	52	48	1,00	No licuable por contenidos de finos.
16,9	28	24	79	35	48,55	No licuable por número de golpes y densidad relativa
17,5	36	31	88	46	1,21	No licuable por contenidos de finos.
18,1	11	9	48	63	1,06	No licuable por contenidos de finos.

Ensayo de cono SVC-C1

Prof. m	N <sub>(60)</sub>	N <sub>1(60)</sub>	Dr %	C.F. %	F.S.	Comentario
12,5	30	29	87	29	0,23	No licuable por número de golpes y densidad relativa
13,5	23	22	75	38	1,82	No licuable por factor de seguridad.
14,5	30	28	84	19	6,67	No licuable por número de golpes y densidad relativa
15,5	27	24	78	25	2,60	No licuable por factor de seguridad.
16,5	26	23	76	23	2,00	No licuable por factor de seguridad.
17,5	50	42	>99	32	1,77	No licuable por número de golpes y densidad relativa

Tabla VI-3: Resumen comparativo del los resultados del análisis de licuación S1 antes del tratamiento y SPT-1, SPT-2 y SVC-1 después del tratamiento)..

Reconocimientos previos al tratamiento S-1				Reconocimientos posteriores al tratamiento											
				SPT-1				SPT-2				SVIC-C1			
Prof. m	N (60)	N <sub>1</sub> (60)	C.F. %	N (60)	N <sub>1</sub> (60)	C.F. %	Δ N1 (60) %	N (60)	N <sub>1</sub> (60)	C.F. %	Δ N1 (60) %	N (60)	N <sub>1</sub> (60)	C.F. %	Δ N1 (60) %
12,2	2	2	13	41	41	29	2057	34	34	75	1705	22	22	29	1104
12,8	4	4	16	18	18	71	451	22	21	29	552	19	19	71	476
13,4	7	7	29	33	32	38	473	24	23	79	344	21	20	38	301
14	7	7	27	16	15	69	229	29	27	36	416	18	17	69	258
14,6	15	14	24	28	26	19	187	20	18	35	134	25	23	19	167
15,2	8	7	32	37	34	36	464	26	24	31	326	22	20	36	276
15,8	7	6	29	20	18	38	287	42	37	25	602	23	21	38	330
16,4	34	30	30	32	28	23	94	12	11	48	35	27	24	23	80
17	8	7	24	23	20	34	288	28	24	35	351	22	19	34	276
17,6	15	13	44	34	29	32	227	36	31	46	241	23	20	32	154
18,2	8	7	24	21	18	28	250	11	9	63	131	26	22	28	310

#### **VI-3-4 Tratamiento masivo en la Unidad Hidrodesulfuradora de Diesel (HDS)**

Una vez concluidos los ensayos del campo prueba, y analizado los resultados obtenidos, se decidió realizar el tratamiento masivo en la Unidad Hidrodesulfuradora de Diesel (HDS) utilizando la malla de taladros y las admisiones validadas por los ensayos comentados, es decir, una malla triangular de taladros de 1.80 m de lado, con unas admisiones medias de 200 litros por metro. En total se ha ejecutado un total de 3970 taladros, representando un área de 11,154.5 m<sup>2</sup>.

Los estratos de arenas sueltas, inicialmente susceptibles a sufrir licuación, se localizaban entre los 11 y los 20 m de profundidad, teniendo unos contenidos de finos variables entre el 10 y el 40%. En algunos casos, existían capas limosas de escaso espesor dentro de la masa arenosa.

La ejecución se llevó a cabo mediante el método ascendente y siguiendo una secuencia de inyección primaria y secundaria.

El análisis de licuación, antes del tratamiento, se realizó a partir de los 15 sondeos estratégicamente localizados, que formaban parte del reconocimiento geotécnico inicialmente llevado a cabo. El análisis de licuación, posterior a la ejecución del tratamiento; se ha realizado a partir de 16 sondeos, con ensayos de SPT continuos (cada 60 cm), en los estratos donde se había realizado el tratamiento.

Los resultados obtenidos de los análisis de peligrosidad frente a la licuación, antes y después del tratamiento, se muestran en la Figura VI-10. El objetivo buscado, una vez terminado el tratamiento era llegar a un factor de seguridad mínimo de 1.3 (señalado en la citada figura).

En dicha figura se puede observar que los factores de seguridad iniciales (antes del tratamiento) eran bajos, oscilando entre 0.10 y 1.13 (en un punto aislado había un factor de seguridad de 1.51), con una media de 0.85.

Posterior al tratamiento, los factores de seguridad se incrementaron hasta alcanzar valores entre 1.18 y 3, con un valor medio 1.63. Cabe señalar que existen algunos puntos con factores de seguridad inferiores a 1.3 (9 en total), debido a la presencia de intercalaciones de limos arcillosos, que por un lado minimizan la eficacia del tratamiento y por otro disminuyen el golpeo en la prueba de penetración estándar (SPT) realizada posterior al tratamiento.

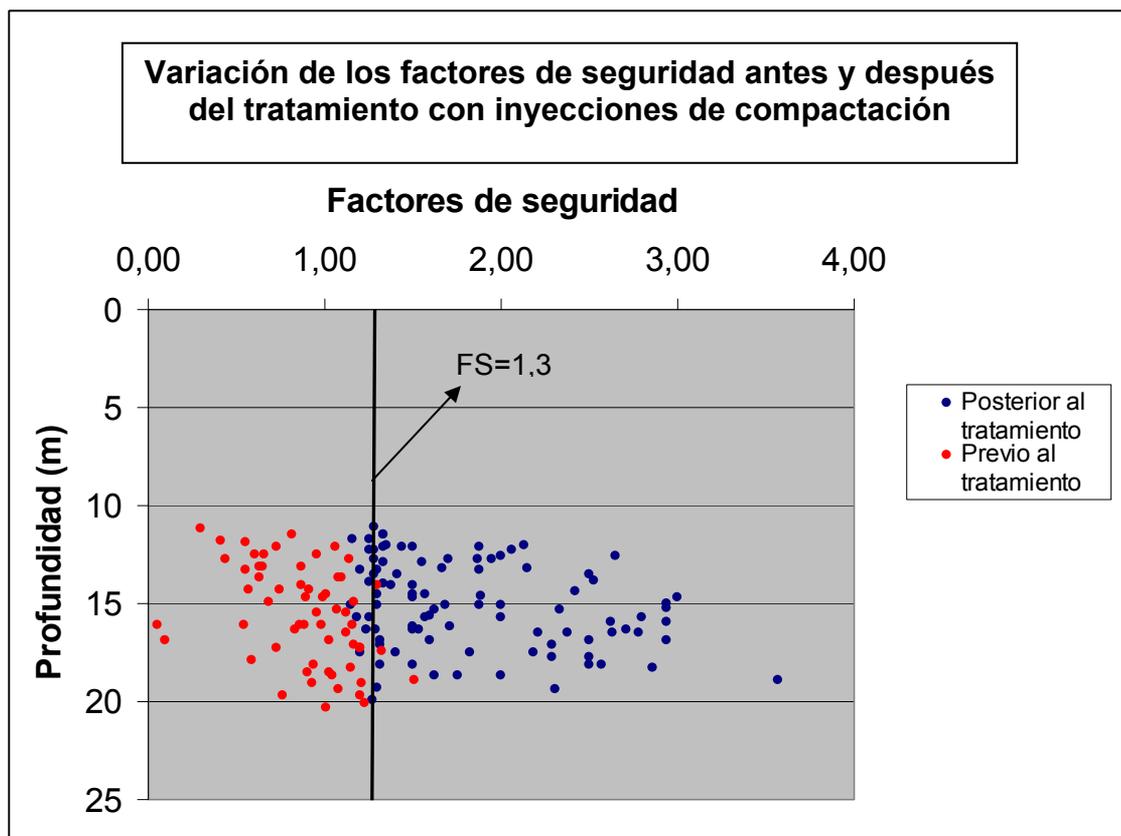


Figura VI-10 Factores de seguridad frente a la licuación previos y posteriores al tratamiento con inyecciones de compactación en Unidad Hidrodesulfuradora de Diesel (HDS).

A partir de los resultados mostrados en la Figura VI-9, se puede concluir en que el tratamiento con inyecciones de compactación fue exitoso, lográndose mitigar el peligro potencial de licuación en esta Unidad.

### VI-4 CONCLUSIONES

Con la finalidad de validar el método de diseño propuesto en esta investigación, en este capítulo, se describieron y analizaron una serie de ensayos, algunos de ellos llevados a cabo durante el campo pruebas y otros posteriores a la ejecución del tratamiento

Tanto el campo de pruebas, como los demás ensayos han sido realizados en “in situ” por el autor de esta investigación, durante los trabajos de asesoría que Geotecnia y Cimientos S.A. (GEOCISA) realiza para DRAGADOS INDUSTRIAL (Contratista General), en el proyecto “Reconfiguración de la Refinería Lázaro Cárdenas de Río, en Minatitlán (Estado de Veracruz), México”.

Se seleccionó emplazamiento correspondiente a la Unidad Hidrodesulfuradora de Diesel (HDS), como representativa para realizar los ensayos que se detallan a continuación:

- *Ensayo de pérdida de carga (presión) durante el proceso de bombeo de mortero.*

Este ensayo permitió determinar las pérdidas de cargas producidas en las tuberías de acero y goma, al circular por su interior un mortero, con las características del utilizado para las inyecciones de compactación. En los ensayos realizados se obtuvieron unos coeficientes de fricción ( $\eta$ ) de 0.88 para la tubería de acero y de 0.56 para la tubería de goma.

Estos coeficientes, han permitido establecer una correlación entre los valores de las presiones registrados en el equipo de bombeo y las realmente transmitidas al terreno que se pretende mejorar.

- *Ensayos de inyección, excavación y extracción de una serie de taladros inyectados.*

Estos ensayos se realizaron con el objetivo de comprobar, en campo, los resultados en cuanto a geometría de los bulbos, en función de las presiones y admisiones registradas durante el proceso de inyección. Para alcanzar esta finalidad, se analizaron los parámetros de inyección y los datos obtenidos directamente del taladro extraído, para posteriormente compararlos con lo predicho por el método de diseño.

Los datos obtenidos en el ensayo de prueba de pérdida de carga, han sido utilizados para determinar la presión en el punto de inyección.

Los bulbos, una vez excavados, fueron identificados y medidos. Obteniéndose unos diámetros medios coherentes con el resultado esperado, establecido a partir del método de diseño.

Comparando los resultados esperables según el diseño, con los medidos directamente sobre el taladro extraído y los calculados utilizando los coeficientes fricción en las tuberías (obtenidos en el ensayo de pérdida de carga), se llega a la conclusión de que ambos resultados (presión y volumen teóricos según diseño y los medidos en campo) son similares. Lo anterior valida el método de diseño propuesto en estos aspectos.

- *Campo de pruebas.*

Los ensayos comentados previamente, han sido utilizados para validar el método de diseño, en cuanto a los aspectos relacionados con el mortero y al proceso de inyección.

Con la finalidad de evaluar la eficacia del tratamiento en su conjunto, así como la validación de la separación entre taladros (determinada a partir del método de diseño propuesto), se ejecutó un campo de pruebas, acompañado de una serie de ensayos de SPT y CPT.

Con la información geotécnica disponible antes y después del tratamiento, se llevó a cabo un análisis de licuación, de tal manera que se pudiera evaluar la eficacia del tratamiento en cuanto a la separación óptima entre taladros.

- *Ensayos de verificación del tratamiento masivo con inyecciones de compactación.*

Estos ensayos se han llevado a cabo con el objetivo de verificar la eficacia de las inyecciones de compactación como el tratamiento masivo de las arenas profundas (entre 11 y 20 m) susceptibles a sufrir licuación

Lo anterior se ha realizado a partir de la información aportada por los 15 sondeos que forman parte del informe geotécnico inicial y los 16 sondeos verificados realizados posteriores al tratamiento.

Del análisis de los resultados obtenidos de los ensayos, dentro del campo de pruebas, se ha podido concluir en lo siguiente:

- Antes del tratamiento, existía claramente riesgo de licuación. Los factores de seguridad, en los estratos localizados entre 12 y 16 m, variaban entre 0.27 y 0.95.

- La evaluación del potencial de licuación después del tratamiento, revela que se ha producido una mitigación total del potencial de licuación existente previo al mismo. Posterior al tratamiento, se han llegado a obtener incrementos en las densidades relativas de entre 1.5 y 2 veces las densidades relativas iniciales del terreno.
- Los incrementos registrados en los golpes en el ensayo de penetración estándar (SPT) han sido muy significativos, llegándose a aumentos de hasta un 2000%. No obstante, Las inyecciones de compactación han tenido mayor efectividad en aquellos estratos con menor contenido de finos.
- Los aspectos anteriormente señalados muestran que el tratamiento realizado en el campo de pruebas ha sido exitoso, cumpliendo todos los objetivos establecidos, validando de esta manera las admisiones, presiones y la separación de entre taladros.

Por otro lado, los resultados obtenidos en los ensayos verificados (SPT), del tratamiento masivo llevado a cabo en la Unidad Hidrodesulfuradora Diesel (3970 taladros, representando una área de 11,154.5 m<sup>2</sup>), confirman las conclusiones establecidas en el campo de pruebas previo. Por lo tanto, con base en los argumentos expuestos, en cuanto al mortero, volúmenes, presiones, separación de taladros, ejecución y verificación de los resultados, se puede concluir que el diseño realizado, en base al método propuesto en esta investigación cumplen satisfactoriamente el objetivo fijado (mitigar el peligro de licuación) y por lo tanto, se puede considerar validada la metodología propuesta.

## **CAPÍTULO VII**

# **VERIFICACIÓN CON DATOS DE OBRAS LLEVADAS A CABO EN USA**



## **VII –1 INTRODUCCIÓN**

En este capítulo se presenta una recopilación de casos, en que las inyecciones de compactación, han sido utilizadas para mitigar el potencial de licuación en los Estados Unidos de América.

Esta recopilación ha sido realizada mediante una revisión bibliográfica de distintas revistas técnicas, memorias de congresos, simposios y reportes universitarios de investigación.

Los tratamientos estudiados han sido ejecutados entre los años 1983 – 1993 y corresponden a obras distintas, desde edificios hasta presas, instalaciones militares e infraestructuras de generación eléctrica.

Para cada uno de los casos incluidos en este capítulo, se analizan los parámetros básicos del tratamiento (admisiones, presiones y separación de taladros), así como el resultado del tratamiento, mediante la comparación de los registros de los ensayos “in situ” de control realizados antes y después del mismo.

Finalmente, se comparan los parámetros de diseño y los resultados obtenidos en estos casos con los criterios establecidos en el método de diseño propuesto en esta investigación.

**VII -2 CAMPO DE PRUEBA EN “SANTA CRUZ METROPOLITAN TRANSIT DISTRICT, MAINTENANCE AND OPERATION FACILITY” EN WATSONVILLE CALIFORNIA, ESTADOS UNIDOS**

Durante el terremoto de Loma Prieta (1989), las sacudidas sísmicas provocaron movimientos y grietas en el terreno en una zona industrial adyacente al río Pájaro (Pajaro River), donde se pretendía construir el “Santa Cruz Metropolitan Transit District, Maintenance and Operation Facility” en las proximidades de Watsonville, California.

A partir de un análisis detallado de las condiciones y características del terreno en la zona del emplazamiento, posterior al sismo, se determinó que la zona era susceptible de sufrir licuación ante un sismo de magnitud igual o superior al de Loma Prieta, de magnitud 7.1 en la escala de Richter (Miller and Roycroft, 1991 y 1993; Rogers Johnson Associates, 1993).

Basándose en la información de otros proyectos, donde se había mitigado el potencial de licuación de manera exitosa (Báez and Henry, 1987; Salley et al, 1987; Mitchel and Wentz, 1991), se propuso proteger a la futura edificación, frente al peligro de licuación, mediante inyecciones de compactación, de tal manera que se convirtiera el suelo en un terreno tratado y reforzado.

Con el objetivo de diseñar este tratamiento del terreno, se llevó a cabo un campo de pruebas con la finalidad de:

- a) Confirmar la aplicación de las inyecciones de compactación para la densificación de terrenos susceptibles de licuarse.
- b) Determinar la separación óptima entre taladros y los criterios de admisión y presiones.
- c) Confirmar que se pueden obtener factores de seguridad aceptables después del tratamiento con las inyecciones.

## **VII – 2-2 Características del terreno**

El río Pájaro (Pajaro River), discurre en un valle rocoso que ha sido cubierto por depósitos aluviales. Durante la exploración realizada, el nivel freático se localizó entre 4.50 y 5.50 m de profundidad, no obstante dicho valor podía cambiar con las variaciones estacionales. Las crecidas del río han formado una llanura de inundación con un espesor entre 6 y 12 m, constituida por capas de arenas y limos intercalados con capas de arcilla. Las arenas de este depósito son susceptibles de sufrir licuación.

Varias empresas de consultoría geotécnica (Geo Resource Consultants, 1981; Raas, 1989; Rutherford and Chekene, 1991; Millar and Roycroft, 1991 y 1993) llevaron a cabo campañas de reconocimiento, con el objetivo de determinar las propiedades geotécnicas del emplazamiento, donde se tenía previsto construir esta obra.

Los reconocimientos se realizaron mediante sondeos (con de ensayos de SPT), y ensayos de penetración estática (CPT). La localización de los reconocimientos se detalla en la Figura VII-1.

Previo a la ejecución del campo de pruebas se ejecutaron 4 nuevos sondeos con SPT y 5 nuevos CPT, en el perímetro del mismo, con el objetivo de conocer de forma más precisa las condiciones iniciales del terreno (antes del tratamiento).

Los CPT se realizaron de acuerdo a la norma ASTM D3441 y con registros computarizados en tiempo real. Los SPT se ejecutaron siguiendo las recomendaciones del artículo “The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluation”, publicado por Seed y otros (1985). Además de las muestras obtenidas en los SPT, la exploración se completó con la toma

## CAPÍTULO VII- VERIFICACIÓN CON DATOS DE OBRAS LLEVADAS A CABO EN USA

de algunas muestras inalteradas. A las muestras se le determinaron las humedades, granulometrías, contenido de finos y límites de Atterberg.

En las Figura VII-2 y VII-3, se muestran el registro de campo correspondiente al CPT M-36 y la interpretación del perfil geotécnico basado en la información de los reconocimientos, respectivamente.

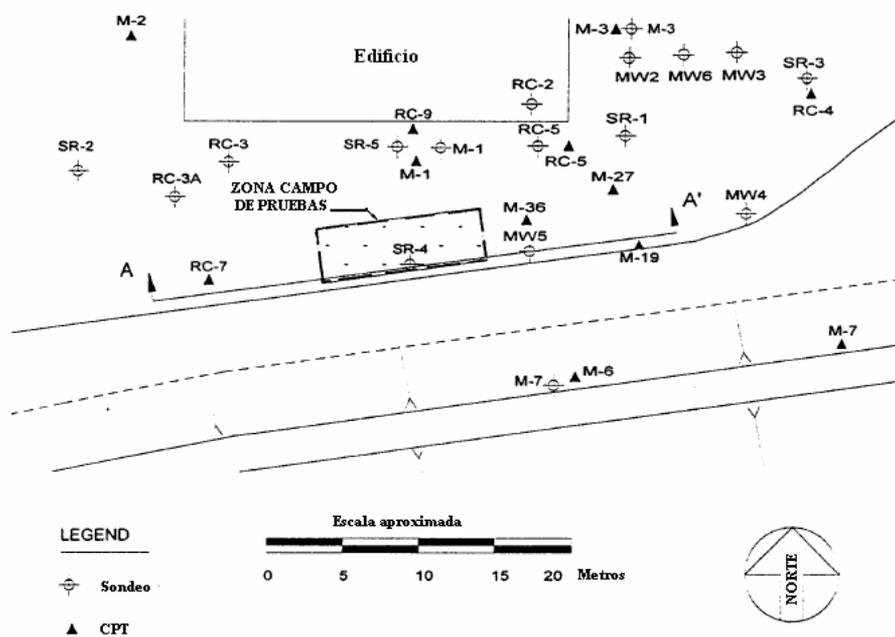


Figura VII-1 Localización de los reconocimientos en el emplazamiento (Miller y Roycroft, 2004).

CPT M-36

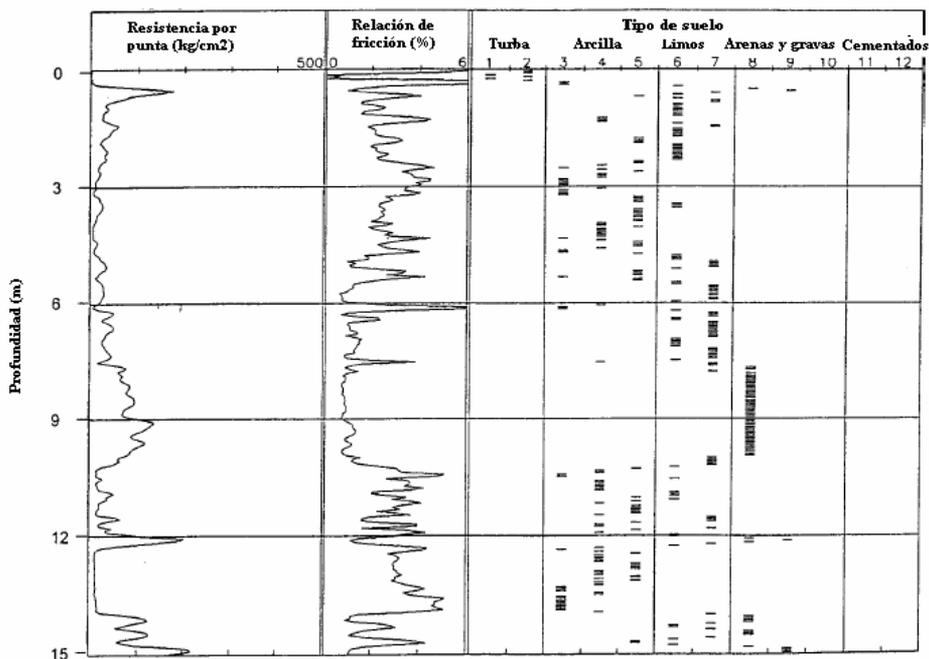


Figura VII-2 Registro de campo del CPT M-36 (Miller y Roycroft, 2004).

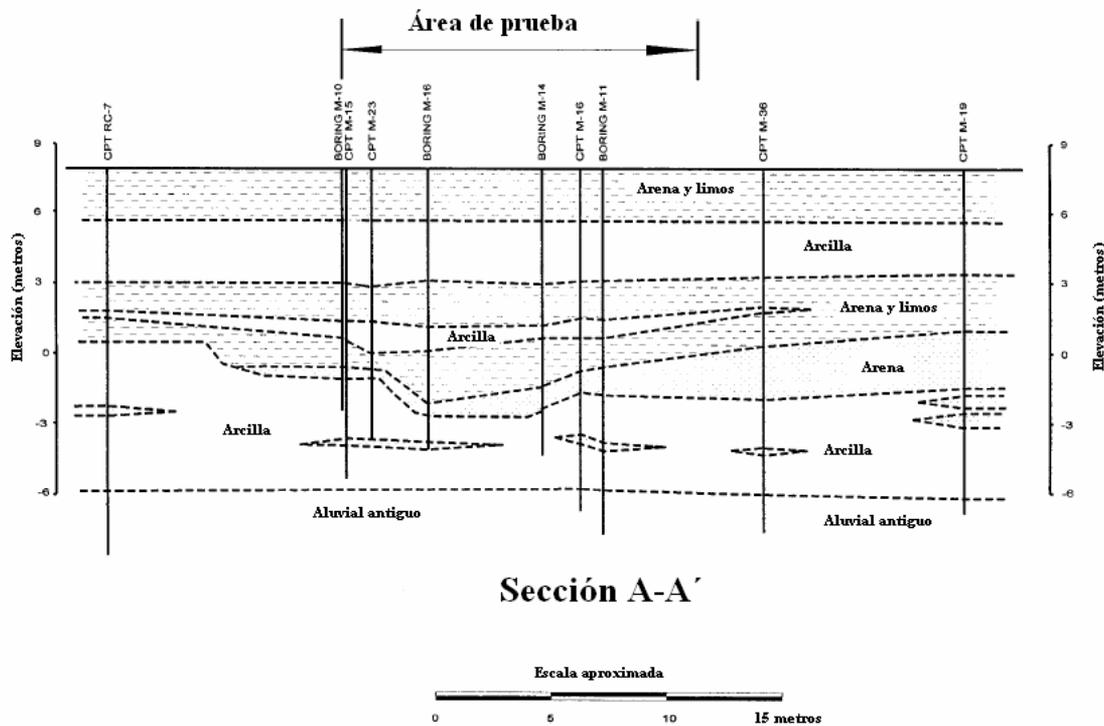


Figura VII-3 Perfil geotécnico basado en la información de los registros de los sondeos de la exploración de campo (Miller y Roycroft, 2004).

**VII – 2-3 Campo de prueba**

El campo de prueba consistió en la planificación y ejecución de 30 taladros, en dos fases (según la admisión y el caudal de inyección establecidos). Dichos taladros se llevaron a cabo con una secuencia de primarios, secundarios y terciarios, con el objetivo de alcanzar la mayor densificación (compactación) efectiva del terreno. La secuencia de inyección coincidió con la llevada a cabo durante la fase de producción del proyecto.

La distribución de los taladros se puede observar en la Figura VII-4 (Miller and Roycroft, 1993). En ambas fases, dichos taladros fueron perforados hasta 11 m de profundidad y posteriormente, inyectados con mortero con un cono de Abrams de 5 cm, de manera ascendente y continua, en episodios de 0.30 m (≈ 1pie) cada uno.

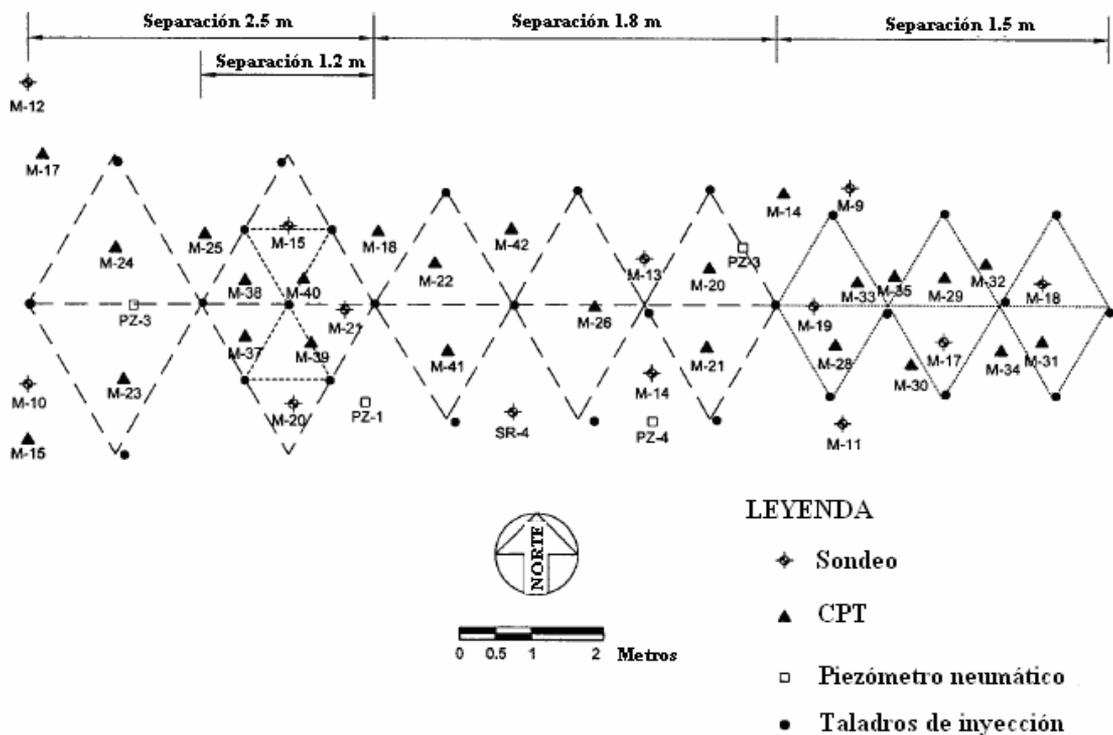


Figura VII-4 Planta con la ubicación de los taladros en el campo de pruebas (Miller y Roycroft, 2004).

Los objetivos planteados en las fases I y II del tratamiento, era alcanzar admisiones de 0.15 m<sup>3</sup> y 0.20 m<sup>3</sup> por episodio respectivamente. En ninguno de los casos se logró alcanzar los objetivos fijados, debido a que se registraron movimientos en la superficie, al inyectar las fases localizadas a menor profundidad.

Con el propósito de controlar los movimientos, se bajó el caudal de inyección a 0.06 m<sup>3</sup>/min en la fase I y a 0.03 m<sup>3</sup>/min en la fase II, fijándose un umbral de movimiento vertical en superficie de 1.5 mm por episodio de inyección en la fase I y el doble de este valor en la fase II. Con la finalidad de no provocar levantamientos excesivos, no se inyectaron las capas situadas a menos de 4.5 m de profundidad. Durante el proceso de inyección se llevó un registro continuo de las admisiones, levantamientos superficiales, presiones en la bomba y se leyeron los piezómetros colocados, controlándose la variación del nivel freático, es decir, la generación de presión de poro.

#### **VII – 2-4 Evaluación de la mejora inducida en el terreno**

Con el objetivo de evaluar las mejoras inducidas al terreno se llevaron a cabo ensayos SPT y CPT después del tratamiento, así como ensayos de laboratorio adicionales. Inicialmente estos SPT y CPT se colocaron de forma equidistante a los taladros de inyección (es decir, en los baricentros de la malla triangular de taladros), pero finalmente la localización de los primeros ensayos (SPT y CPT) se cambiaron. De acuerdo con los resultados obtenidos en la fase I, se detectó, que el grado de mejora era influido por la distancia al punto de inyección, así como por la separación entre taladros. La localización de los ensayos subsecuentes se seleccionó estratégicamente para evaluar esta variable.

Los registros obtenidos se analizaron meticulosamente, descartando la información no representativa. Esta información fue normalizada siguiendo el

método de Seed y otros (1985), haciendo las correcciones por profundidad o confinamiento.

Las mejoras se evaluaron comparando los valores normalizados del número de golpes en el ensayo SPT y la resistencia por punta del ensayo CPT antes y después de la inyección, en las capas inicialmente susceptibles de sufrir licuación (entre 4.6 y 11 m de profundidad). En este análisis los dos tipos de suelos predominantes, es decir las arenas limosas con un 15% de finos ( $D_{50} = 0.21\text{mm}$ ) y los limos arenosos de baja plasticidad ( $D_{50} = 0.074\text{mm}$ ) con contenidos de finos medio en torno al 50%, se estudiaron de acuerdo con los criterios que le aplicaban a cada uno de ellos.

El análisis se efectuó siguiendo tres procedimientos muy parecidos (basados en los resultados de los ensayos de SPT y CPT), los cuales se detallan a continuación:

- Variación porcentual de las resistencias por punta registradas en el CPT antes del tratamiento y después del mismo, para las distintas separaciones de taladros manejadas, señalando los umbrales necesarios para que no exista riesgo de licuación.
- Variación de los golpes normalizados obtenidos en la prueba de penetración estándar ( $N_{1(60)}$ ) en función de la profundidad, señalando la curva que separa la zona de licuación de la de no licuación, aplicando el método de Seed e Idriss (1982).
- Variación de los factores de seguridad, antes y después del tratamiento, en función de la profundidad.

Los procedimientos de análisis se han realizado para las arenas limosas y los limos arenosos de baja plasticidad.

**VII-2-5 Análisis de los resultados obtenidos con el ensayo de penetración estática (CPT)**

Los registros de las resistencias por punta del CPT, fueron normalizados y tratados estadísticamente, con el objetivo de determinar la distribución porcentual de las mismas.

La distribución acumulada de la resistencia normalizada por punta y el potencial de licuación, determinado a partir del método de Seed y De Alba (1986), se encuentra representada en las Figuras VII-5 y VII-6 para los limos arenosos y las arenas limosas respectivamente. En dichas figuras también se señalan la resistencia por punta del CPT mínima necesaria para que no se produzca licuación a 4.6 y 11 m de profundidad, siendo estas últimas las profundidades superior e inferior del estrato susceptible a sufrir licuación.

En estas figuras, la separación entre de la curva correspondiente a los CPT antes del tratamiento y las demás curvas representa el grado de mejora obtenido. La distancia (en vertical), entre los umbrales de resistencia para que no se produzca licuación, y las curvas correspondientes a las diferentes separaciones de taladros, se podría interpretar como el factor de seguridad frente a la licuación.

La Tabla VII-1, muestra los incrementos de resistencia por punta, que ha experimentado el terreno, para las distintas separaciones de taladros (entre 2.8 y 1.2 m), además esta tabla permite comparar las resistencias medias obtenidas, con los umbrales mínimos, necesarios para que no se produzca licuación, tanto en los estratos de arenas limosas como en los de limos arenosos.

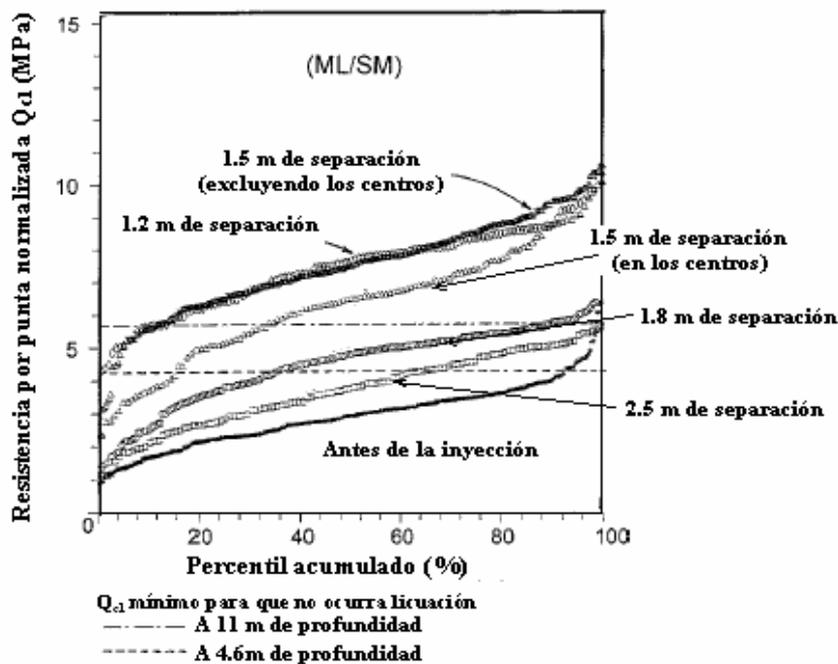


Figura VII-5 Resistencia por punta normalizada del CPT y su distribución estadística acumulada para los limos arenosos (Miller y Roycroft, 2004).

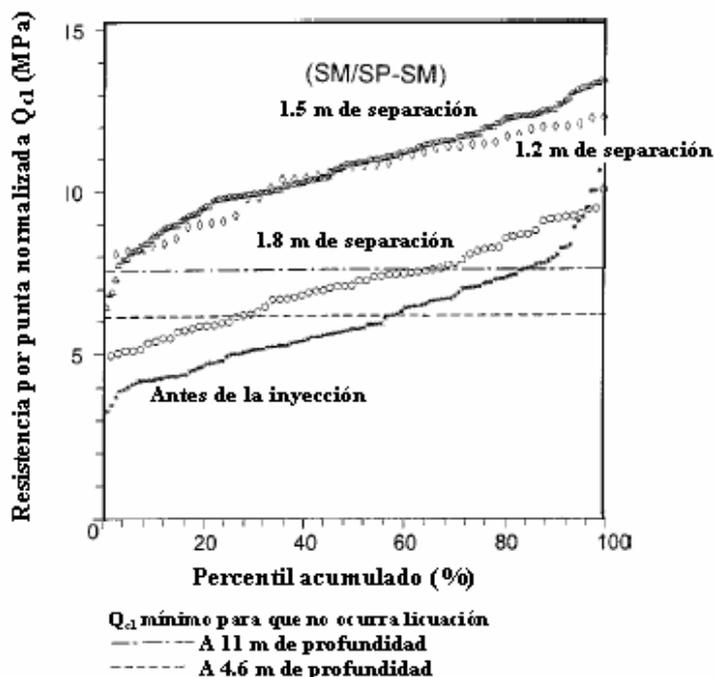


Figura VII-6 Resistencia por punta normalizada del CPT y su distribución estadística acumulada para las arenas limosas (Miller y Roycroft, 2004).

## CAPÍTULO VII- VERIFICACIÓN CON DATOS DE OBRAS LLEVADAS A CABO EN USA

Los valores del CPT obtenidos antes y después del tratamiento se resumen en la tabla VII-1.

Caso	Separación entre taladros m	CPT de referencia	Resistencia por punta en arenas limosas kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia por punta en limos arenosos kg/cm <sup>2</sup>
Umbral para prevenir la ocurrencia de licuación a 4,6m de profundidad (según análisis de licuación).			64	45
Umbral para prevenir la ocurrencia de licuación a 11m de profundidad (según análisis de licuación).			80	59
Antes del tratamiento (valores medios en el estrato susceptible)		M-14, 15,16, 17, 18, 36	64	31
Después del tratamiento (valores medios en el estrato susceptible)	2.8	M-23, 24, 25	N.D.	39
	1.8	M-20, 21, 22, 26	76	47
	1.5	M-30, 31, 32, 33, 34, 35	113	78
	1.5	M-28, 29	N.D.	66
	1.2	M-37, 38, 39, 40	110	78

Tabla VII-1 Resistencia a la penetración por punta del CPT antes y después de las inyecciones (los valores medios están normalizados por la tensión media de confinamiento para el estrato en cuestión).

En los limos arenosos, para una separación de taladros de 1.5 m, el valor medio de la resistencia por punta se incrementó de 31 a 78 kg/cm<sup>2</sup> (152%), en la zona de influencia comprendida por una distancia radial de 0.80m desde el taladro de inyección. Esta fue la zona con mayor mejora registrada. Mas allá de los 0.80 m citados, el valor medio de la resistencia por punta se incrementó de 31 a 47 kg/cm<sup>2</sup> (50%) y de 31 a 39 kg/cm<sup>2</sup> (25%), para separaciones de taladros de 1.80 y 2.80m, lo cual es un indicio de que la mejora obtenida varía con la separación de taladros y que la misma aún es importante para separaciones entre taladros de 1.80m.

Para las arenas limosas se obtuvo una mejora en torno al 75% para taladros separados 1.20 y 1.50m. En el caso en que la separación de taladros ha sido de 1.80m, la mejora obtenida ha sido solo del 20%.

### VII 2-6 Análisis de los resultados obtenidos con el ensayo de penetración estándar (SPT)

La información proporcionada por los SPT fue suficiente para evaluar la mejora global obtenida después de las inyecciones. Con los golpes normalizados del SPT se determinó el potencial de licuación utilizando el procedimiento de Seed y De Alba (1986), y Seed e Idriss (1982). Esta información se muestra en las Figuras VII-7 y VII-8, en la cual se puede observar la mejora obtenida para una separación de taladros de 1.5m. En los limos arenosos, la media aritmética de los golpes se incrementó de 7 a 18 (157%), mientras que en las arenas limosas dicho incremento fue de 11 a 23 golpes (109%).

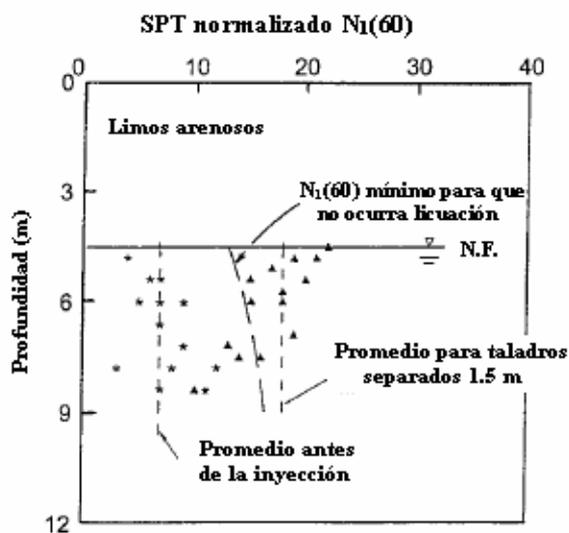


Figura VII-7 Golpes en el ensayo de penetración estándar en limos arenosos (Miller y Roycroft, 2004).

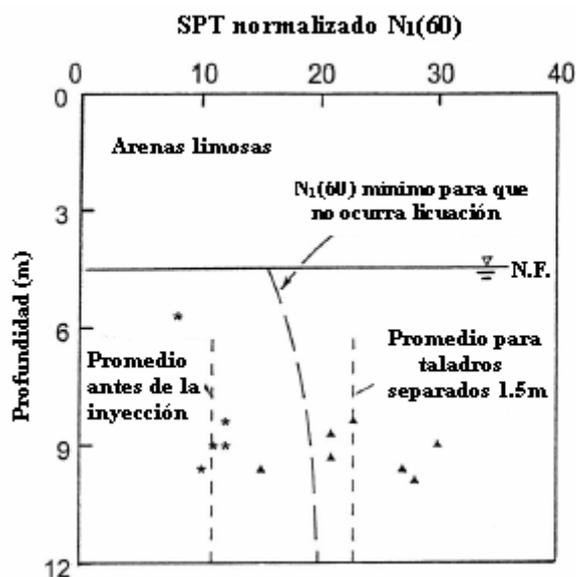


Figura VII-8 Golpeos en el ensayo de penetración estándar en arenas limosas (Miller y Roycroft, 2004).

Los SPT proporcionan información discontinua, a diferencia de los CPT en donde se obtiene un registro continuo del terreno, por lo que la información proporcionada por el SPT tiende a ser más errática. Como consecuencia de dicha limitación, la variación de la mejora con la distancia radial no fue perceptible.

### VII- 2-7 Análisis del factor de seguridad

Un tercer análisis fue realizado de manera independiente por el Dr. Boulanger (1993). En este análisis el factor de seguridad frente a la licuación, fue calculado (siguiendo el método de Seed e Idriss, 1982) para unos puntos específicos de los registros de los CPT a profundidades determinadas.

Se estableció una magnitud de sismo esperado de 7 y una aceleración en la superficie del terreno de 0.40 g.

En la Figura VII-9 se muestran los factores de seguridad en función de la profundidad antes del tratamiento. En las Figuras VII-10 y VII-11 se muestran

los resultados alcanzados, posterior al tratamiento, para separaciones de taladros de 1.2 y 1.5m respectivamente. A pesar de que la información obtenida ha sido dispersa, claramente indica una mejora significativa. Para los taladros separados 1.5 m, el 85% de los valores superaron el factor de seguridad de 1.2, mientras que para los taladros separados a 1.2 m, el 88% de los valores superaron dicho valor. Para ambas separaciones, la mayoría de los factores de seguridad obtenidos superan el valor de 2.

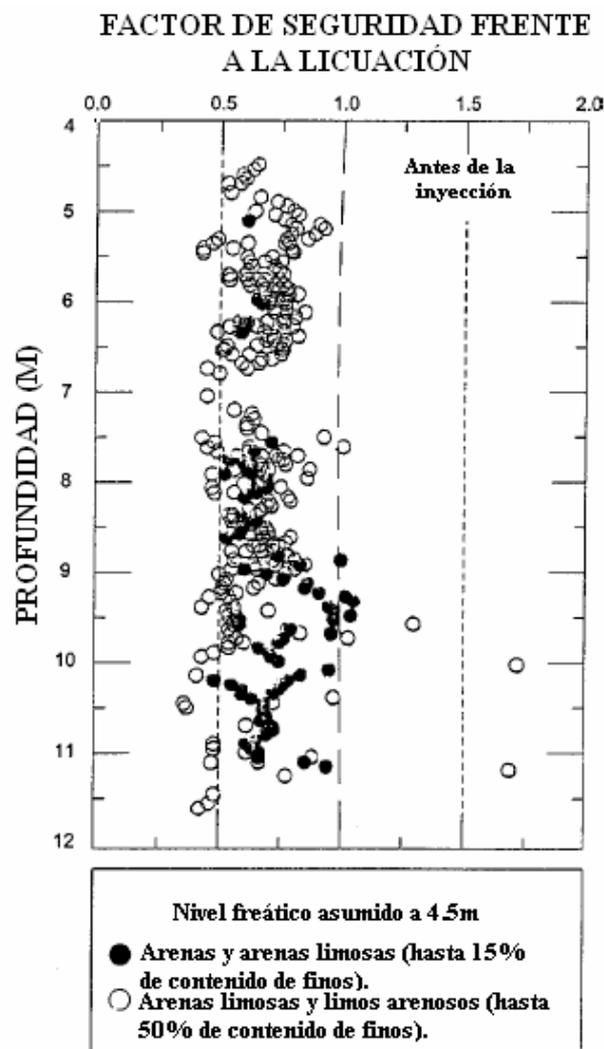


Figura VII-9 Factores de seguridad obtenidos antes del tratamiento (Miller y Roycroft, 2004).

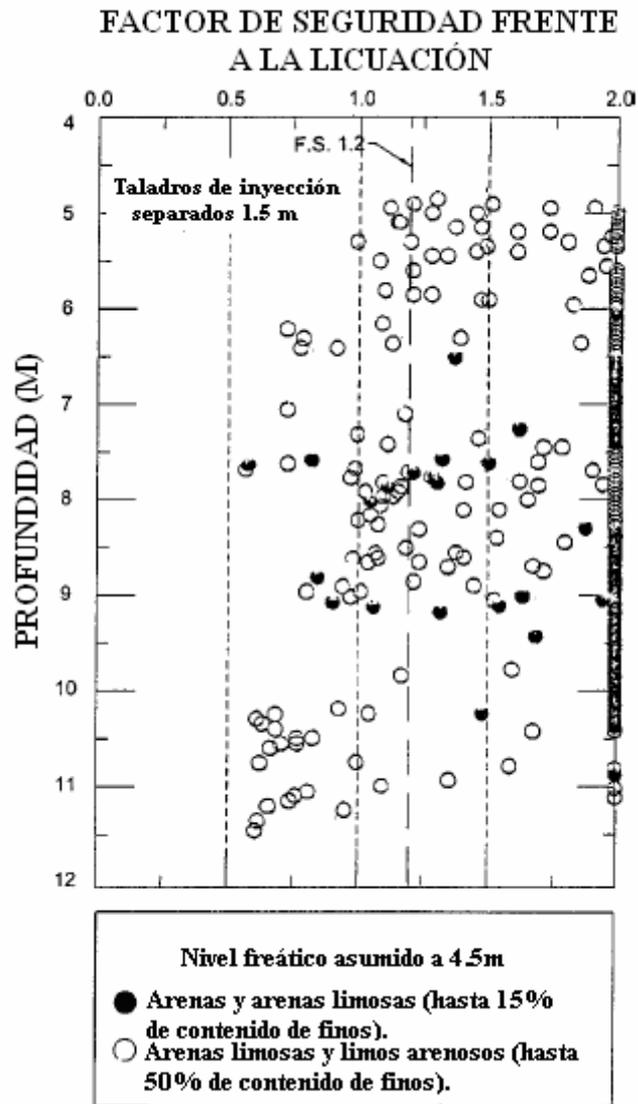


Figura VII-10 Factores de seguridad obtenidos después del tratamiento para una separación de taladros de 1.5m (Miller y Roycroft, 2004).

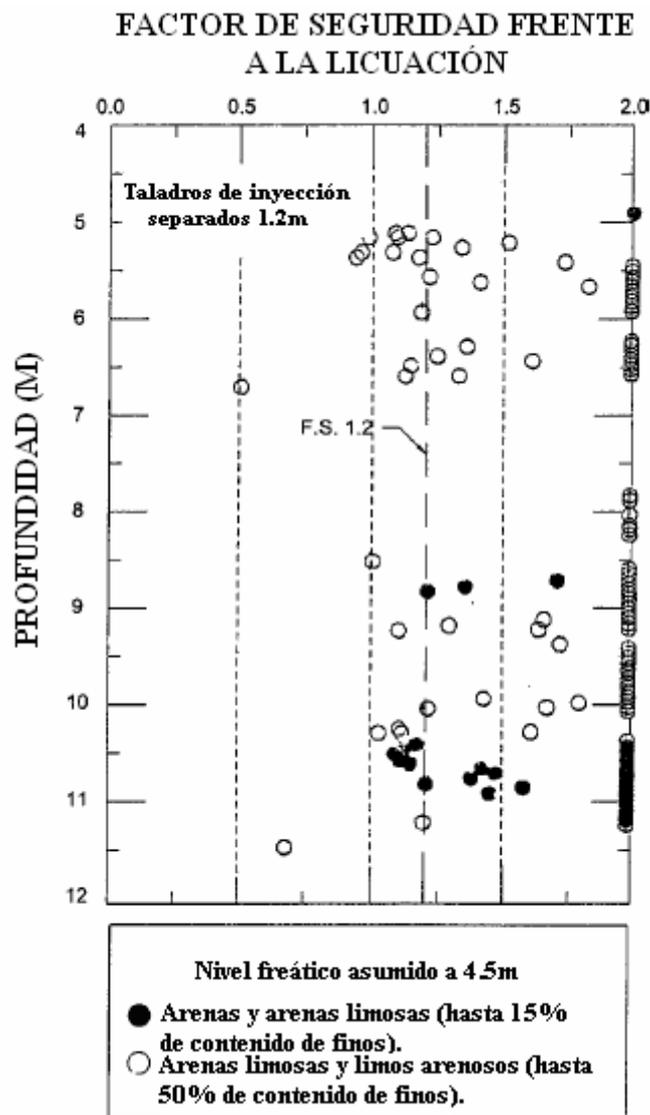


Figura VII-11 Factores de seguridad obtenidos después del tratamiento para una separación de taladros de 1.2m (Miller y Roycroft, 2004).

### VII – 2-8 Resistencia al esfuerzo cortante en la zona tratada

La relación entre la separación de los taladros, la mejora obtenida y los valores límites de la resistencia por punta del CPT, para que no se produzca licuación se muestran en la Figura VII-12.

En dicha figura, las líneas horizontales inferiores ( $Q_c$  igual a 31 y 64  $\text{kg/cm}^2$ ) representan el estado inicial del terreno (Limos arenosos y arenas limosas) antes de realizar la inyección de compactación. Las demás líneas horizontales muestran la resistencia por punta ( $Q_c$ ) necesaria para que no se produzca licuación a 4.6 y 11 m de profundidad, tanto para las arenas limosas como los limos arenosos. Los círculos representan las resistencias por punta registradas en las arenas limosas y los limos arenosos después de la inyección. Se muestran dos curvas, que representan las líneas de tendencia de la variación de la resistencia por punta ( $Q_c$ ) en función de la profundidad, para estos suelos

La información mostrada en la Figura VII-12 revela que se ha logrado una mejora importante en el terreno, siendo mayor a medida que disminuye la separación entre los taladros. En cuanto a la mitigación del potencial de licuación, se puede señalar que el tratamiento es realmente efectivo cuando la separación entre taladros es inferior a 2m y que no se alcanza una mejora del terreno adicional al reducir la separación menos de 1.5m.

Basado en todo el análisis realizado, la separación de taladros de 1.5m fue seleccionada como lado de la malla de diseño para el refuerzo y densificación del terreno. Con esta separación, la densificación inferida al terreno es la suficiente para resistir la licuación y prevenir movimientos laterales. Los factores de seguridad frente a la licuación obtenidos para esta disposición de taladros están por encima de 1.2 – 1.3.

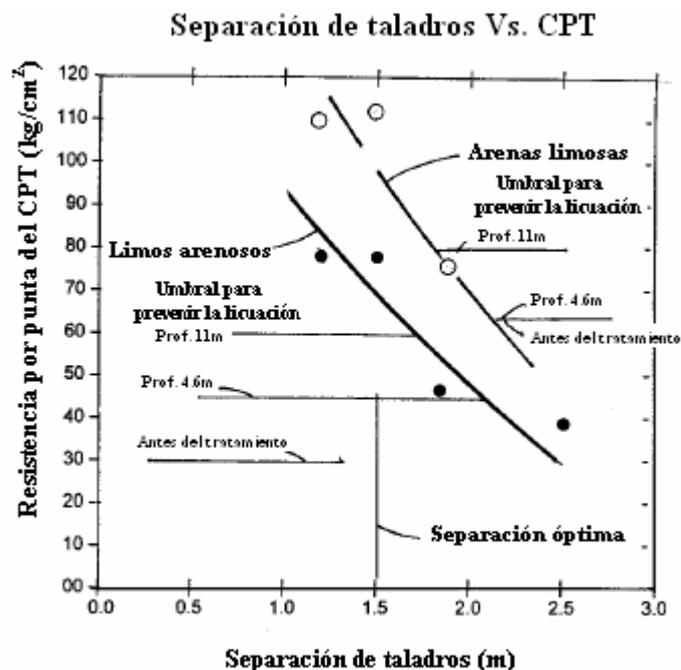


Figura VII-12 Separación de taladros Vs. Resistencia por punta del CPT (O arenas limosas y ● limos arenosos). Miller y Roycroft, 2004.

### VI – 2-9 Conclusiones

- Las inyecciones de compactación pueden ser utilizadas de manera eficiente para mitigar el potencial de licuación en terrenos susceptibles a experimentar este fenómeno.
- El campo de pruebas confirmó la efectividad de las inyecciones de compactación para separaciones de taladros entre 2.5 y 1.2m, registrándose mejoras para cada una de ellas. No obstante, la separación óptima fue de 1.5m para las condiciones de sitio y los objetivos fijados con el tratamiento.
- Las mayores mejoras fueron obtenidas en arenas limpias. En el caso de los limos arenosos, el tratamiento ha sido menos efectivo.
- Las admisiones de mortero obtenidas han sido mayores que las esperadas y también mayor que el volumen teórico necesario para incrementar la densidad relativa hasta los valores esperados.

### **VII-3 ACTUACIONES CON INYECCIONES DE COMPACTACIÓN PARA MITIGAR EL POTENCIAL DE LICUACIÓN EN OTRAS OBRAS EN LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA.**

#### **VII-3-1 Revisión de las obras más relevantes tratadas con inyecciones de compactación, como medida de mitigación del potencial de licuación, en Estados Unidos.**

En el año 1995, el Dr. Ross W. Boulanger y otros, publicaron un artículo recopilatorio donde se resumían las actuaciones más relevantes llevadas a cabo mediante inyecciones de compactación en los Estados Unidos, con el objetivo de revisar las características de los tratamientos llevados a cabo en cada obra en particular, así como el análisis de los resultados obtenidos, evaluando la efectividad de las inyecciones de compactación como medida para mitigar el potencial de licuación.

Los aspectos analizados en cada una de estas obras fueron:

- El procedimiento de ejecución y la influencia del mismo en la efectividad del tratamiento.
- Los tipos de suelos en que se obtuvieron resultados satisfactorios.
- Aspectos prácticos de los ensayos de campo llevados a cabo para verificar la efectividad del tratamiento.
- La relación entre las admisiones y las presiones con las mejoras alcanzadas.

Los casos reales estudiados corresponden a las siguientes obras:

#### **a) *Hospital Kaiser en San Francisco, California (1984).***

En esta obra, las inyecciones de compactación se utilizaron para mejorar una capa constituida por arenas y arenas limosas potencialmente

licuables, localizada entre 2 y 10 m de profundidad (Donovan, 1984; Donovan et al, 1984). El nivel freático se localizó muy cerca de la superficie.

Los taladros de inyección estaban dispuestos en una malla triangular, separados 2.44 m (8 pies) y ejecutados con el método ascendente, alternándolo en algunos casos con el método descendente (para profundidades inferiores a 5m).

El mortero estaba constituido por arena, cemento y agua, con un cono de Abrams entre 2 y 5 cm.

Las admisiones medias registradas fueron del orden del 5% del volumen total del terreno a tratar (es decir del orden de 250 litros/m) y las presiones (registradas en el equipo de bombeo) entre 28 y 32 bares.

Con el objetivo de verificar el diseño del tratamiento y posterior control del mismo, se llevó cabo una campaña de reconocimientos (SPT y CPT) realizada en dos fases, antes y después de la ejecución de los trabajos.

La resistencia por punta del CPT registradas se convirtieron en golpes equivalentes del SPT, los cuales juntos con los SPT realizados, fueron utilizados para la determinación del riesgo potencial de licuación para un sismo de 8.25 en la escala de Richter.

Para determinar la mejora obtenida, se compararon los resultados obtenidos en los reconocimientos antes y después del citado tratamiento. Los golpes medios pasaron de 10 – 19 a valores de 21 a 34 golpes, representando un incremento entre el 162 y 210%.

Con la admisión obtenida, se logró un incremento en la densidad relativa en torno al 20%.

La efectividad del tratamiento se pudo comprobar durante el terremoto de Loma Prieta de magnitud 7.1 (escala de Richter, 1989), en el que se registraron en el emplazamiento aceleraciones de 0.11g sin producirse daños (Mitchel and Wentz, 1991).

**b) Central eléctrica “Saint John River”, Jacksonville Florida (1983).**

Las inyecciones de compactación, junto con la compactación dinámica fueron utilizadas para la mejora del terreno, bajo las cimentaciones altamente solicitadas de esta central eléctrica (Schmertmann et al, 1986; Baker and Schmertmann, 1983). Los equipos que formaban parte de esta instalación eran muy pesados y al mismo tiempo muy sensible a los asientos.

A pesar de que los tratamientos llevados a cabo tenían como objetivo reducir los asientos potenciales, los resultados obtenidos son de interés para la mitigación del potencial de licuación, debido a que el terreno tratado es claramente arenoso.

El terreno existente consistía en 10 m de arenas de compacidad muy suelta a densa, con algunos lentes de limos arcillosos. Por debajo, se encontró un estrato arenoso de 7 m de espesor, de compacidad media a densa. El estrato competente, constituido por unas areniscas se localizó a partir de los 17 m.

La compactación dinámica se utilizó para mejorar las arenas, localizada entre la superficie del terreno y 10 m de profundidad, mientras que las inyecciones de compactación se utilizaron para mejorar los estratos arenosos situados entre 10 y 17 m.

En las inyecciones de compactación se utilizó una malla de taladros primarios, cuadrada, de 7.1m de lado y una secundaria de 5.1m de lado

(también cuadrada y colocada en el centro de la malla primaria), resultando la combinación de ambas disposiciones, en una malla triangular de 5.1 m de lado. El método de ejecución utilizado ha sido el ascendente.

El mortero estaba constituido por arena, cemento, cenizas y agua, con un cono de Abrams de 8 cm.

Las admisiones medias obtenidas, para el sistema de taladros primarios y secundarios, representaron entre el 15 y el 25% del volumen de terreno tratado, es decir, una admisión media de 3.40 y 5.6 m<sup>3</sup>/m.

Durante la ejecución se llegaron a registrar presiones máximas, en el equipo de bombeo, de hasta 70 bares.

Con el objetivo de verificar la eficacia del tratamiento se realizó una campaña de CPT y de ensayos dilatométricos antes y después del tratamiento, de tal manera que se pudieran verificar los siguientes criterios de aceptación establecidos antes del tratamiento:

- Densidad relativa superior a 75%.
- Módulo de compresión unidimensional (M) medio, obtenido a partir de los ensayos dilatométricos superior a 100 MPa.

Antes de llevar a cabo el tratamiento, las resistencias por punta del CPT y el módulo "M" del dilatómetro (situados entre 12 y 17m de profundidad), oscilaban entre 3 - 15 MPa y 20 - 450 bares respectivamente. Una vez ejecutado estos valores se incrementaron a 12 - 23 MPa en el CPT y 500 - 2000 bares en el dilatómetro. Representando un incremento entre 40 y 400% para el CPT y entre un 400 y 2500% en los dilatómetros.

Los resultados obtenidos han sido muy variables y en algunas capas (de poco espesor) no se llegó a satisfacer los criterios de aceptación establecidos.

**c) Presa “Pinopolis West”, Moncks Corner, Carolina del Sur (1984).**

Las inyecciones de compactación fueron utilizadas para mitigar el potencial de licuación en un estrato de arena limosa con un contenido de finos entre el 10 y el 20%, localizado entre 9 y 11.4m de profundidad, bajo la cimentación de la citada presa (Baker, 1985; Sanlley et al, 1987; Báez and Henry, 1993). Sobre la superficie del terreno tratado existía una berma de 6m de espesor.

El objetivo principal del tratamiento, consistía en densificar las arenas hasta una densidad relativa que no fuera susceptible a sufrir licuación (65 a 70%), debido a que la zona en que estaba emplazada la presa es históricamente activa desde el punto de vista geológico.

Los taladros se dispusieron en mallas cuadradas, distribuidos en primarios, secundarios y terciarios, separados 3.7, 2.6 y 1.8 m respectivamente.

El mortero estaba constituido por arena, cemento, cenizas y agua, con un cono de Abrams de 8 cm.

Las admisiones medias, expresadas como un porcentaje entre el volumen de mortero inyectado y el volumen de terreno influido por cada taladro, han sido:

- 6.3 % en los taladros primarios (750 litros/metro).
- 2.6% en los taladros secundarios (152 litros/metro).
- 9.6% en los taladros terciarios (270 litros/metro).

La presión máxima alcanzada durante el proceso de inyección ha sido 20 bares y los movimientos verticales se limitaron a 6 mm.

Se llevaron a cabo ensayos de SPT, CPT y dilatométricos antes y después del tratamiento, en los centros de la malla de taladros.

El tratamiento ha sido exitoso. Una vez terminado el mismo se produjeron incrementos importantes en el número de golpes del ensayo SPT, pasando de una media 4 a 17 golpes, representando un incremento del 425%.

La resistencia media por punta del CPT han pasado de 2.3 a 7.9 MPa, mientras que el módulo dilatométrico medio se ha incrementado de 9.7 MPa a 66.2 MPa después del tratamiento. Lo anterior representa un incremento del 343 y 682%, respectivamente.

**d) Presa “Steel Creek”, Carolina del Sur (1985).**

En esta obra, el tratamiento con inyecciones de compactación se ha utilizado con el objetivo de incrementar la seguridad de la presa frente a acciones sísmicas, mediante la densificación de un estrato de arenas arcillosas, de compacidad suelta a muy suelta, localizado entre 6 y 15 m de profundidad bajo la cimentación de la citada presa (Baker, 1985). La máxima altura de la presa es de 27.4m (90 pies).

Las arenas arcillosas tenían un contenido de finos entre 10 y 20%. La fracción fina era altamente plástica, con un límite líquido de 316% y un índice plástico de 266%.

Las inyecciones fueron realizadas mediante el método de ejecución ascendente, y los taladros se dividieron en primarios, secundarios y terciarios, dispuestos en una malla cuadrada de 3.7 m de lado.

En los ensayos CPT realizados, se detectó un incremento en la resistencia por punta torno al 40% en comparación con la resistencia obtenida antes de iniciar el tratamiento, es decir, que las resistencias por punta entre 2 y 7 MPa, antes del tratamiento, se incrementaron a valores entre 3 y 9 MPa, después del mismo.

Se pudo comprobar que el tratamiento fue menos eficaz en las capas en que la relación de fricción ( $f_s/q_c$ ) fue superior al 2% (indicativo de un alto contenido de arcilla).

El tratamiento con inyecciones de compactación se consideró inefectivo en algunas capas, debido a que las admisiones obtenidas (4 a 5% del volumen de terreno tratado) eran inferiores a las establecidas en el diseño (7.5%).

**e) *Base Naval para Submarinos “Kings Bay”, Georgia (1987).***

Hussin y Ali en su artículo de 1987, describieron el tratamiento con inyección de compactación, compactación dinámica, vibroflotación y vibrosustitución llevados a cabo en esta base naval, con el objetivo de mitigar el potencial de licuación en las arenas.

Las inyecciones de compactación, se utilizaron para mejorar un estrato formado por arenas finas y arenas limosas, con algunas intercalaciones de arena arcillosa y arcilla, con un espesor de 15 m, localizadas entre 2 y 17m de profundidad.

El tratamiento se llevó a cabo utilizando el método de ejecución ascendente, y los taladros se dispusieron según una malla cuadrada de 2.7 m de lado, ejecutándose en una fase primaria y secundaria.

El mortero estaba constituido por arena, cemento y agua, con un cono de Abrams de 5 cm.

Las admisiones medias fueron del orden del 12% del volumen total del terreno tratado (aproximadamente 760 litros/m) y la efectividad del tratamiento se determinó comparando la resistencia por punta del CPT antes y después del tratamiento, registrándose un incremento de 1.6 - 3.5 MPa a valores de 3.2 a 5.6 MPa en las zona definidas como arenas limosas a limos arenosos ó limos arcillosos. En las zonas descritas como arenosas ó limo arenosas, con algunos lentes limosos intercalados, las resistencias por punta del CPT han pasado de 5.2- 8.0 MPa a valores 6.7 a 10.5 MPa posterior al tratamiento. Estas mejoras representaron un incremento entre el 80 y 120%.

**f) Presa “Chessman”, Montana (1988).**

Las inyecciones de compactación se han utilizado con éxito en la mitigación del potencial de licuación en la presa “Chessman” en Montana. Los estratos a mejorar se localizaban bajo el espaldón de aguas abajo de la presa, justo debajo de la cimentación, con un espesor de 3m aproximadamente (Quinn and Stilley, 1989). La altura máxima de esta presa es de 12.20m (40 pies).

El estrato susceptible a sufrir licuación, estaba constituido por arenas limosas, con un contenido de finos entre 10 y 15%. El número de golpes en los ensayos de SPT realizados antes del tratamiento, en dicha capa, oscilaban entre 2 y 10.

El tratamiento se ejecutó mediante el método ascendente, mediante una malla triangular de taladros de 1.52 m (5 pies) de lado (alternados entre primarios y secundarios), registrándose una admisión media de 320 litros/metro (representando el 16% del volumen de terreno a tratar).

El mortero estaba constituido por arena, cemento y agua, con un cono de Abrams entre 2.5 y 7.5 cm.

Las presiones, registradas en el equipo de bombeo, han llegado a alcanzar los 28 bares y los movimientos verticales (levantamientos) máximos observados en la superficie han sido de 25 mm.

Las admisiones medias obtenidas representan del orden del 16% del volumen del terreno tratado (descontando el volumen de terreno levantado).

Las mejoras obtenidas, determinada a partir del número de golpes del SPT han sido importantes, pasando de golpes entre 2 y 10 a valores entre 20 y 30 (en los baricentros de la malla de taladros después del tratamiento), representando un incremento entre el 300 y 100%.

***g) Edificio en Sacramento, California (1993).***

En los artículos de Boulanger et al (1993) y Mejia y Bounager (1995), se describe la utilización de las inyecciones de compactación para mitigar el potencial de licuación en un edificio localizado en las proximidades del río Sacramento, en Sacramento California.

El estrato de terreno a mejorar estaba constituido por arenas y arenas limosas (con contenidos de finos entre 5 y 15%), y se localizaba entre 14 y 23 m de profundidad.

En esta obra se realizaron dos campos de prueba, constituido por 16 y 12 taladros cada uno, ejecutados mediante el método ascendente.

Los taladros se dispusieron en una malla triangular con una separación de 1.98 m (6.5 pies) en campo de prueba 1 y de 2.74 m (9 pies) en el campo de pruebas 2.

El mortero estaba constituido por arena, cemento y agua, con un cono de Abrams entre 2 y 5 cm.

Las admisiones medias en arenas fueron del 9 al 17% del volumen de terreno tratado (entre 300 y 580 litros/metro), en los campos de prueba 1 y 2, mientras que en las arenas limosas estuvieron entre el 15 y el 17% (entre 1000 y 1100 litros/metro) respectivamente.

La resistencia media por punta de los CPT, realizados en los baricentros de la malla de taladros, pasaron de 5 a 7.2 y 9 MPa (representando un incremento del 44 y el 80%) en las arenas de los campos de prueba 1 y 2 respectivamente.

En el caso de las arenas limosas, los incrementos han sido desde 0.8 MPa hasta 3.1 y 4.7 MPa (representando un incremento del 388 y el 588%) para los campos de prueba 1 y 2 respectivamente.

### **VII-3-2 Análisis de los casos anteriores**

Al analizar de forma comparativa los casos anteriores, lo primero que se observa es la existencia de marcadas diferencias entre cada uno de ellos, dentro de las cuales se pueden citar las correspondientes al terreno propiamente dicho, el cual, inclusive, para un mismo caso puede presentar heterogeneidades. No menos importantes, son las diferencias relacionadas con el proceso de ejecución de la inyección. Todas estas variables envueltas, en algunos casos dentro de un mismo proyecto, hacen imposible evaluar directamente el efecto que una sola variable aislada ejerce sobre la efectividad del tratamiento. Debido a esto, en los párrafos siguientes se analizarán las variables agrupadas con la finalidad de llegar a algunas conclusiones.

## CAPÍTULO VII- VERIFICACIÓN CON DATOS DE OBRAS LLEVADAS A CABO EN USA

En cuanto al método de ejecución, se verificó que el método descendente de ejecución fue más eficaz para tratar capas situadas a menos de 5 m de profundidad, siendo el método ascendente más efectivo para las demás condiciones.

En relación a la disposición de los taladros, se obtuvo mejores resultados en aquellas obras en los taladros se dividieron en primarios y secundarios, y en algunos casos hasta en terciarios.

Los terrenos tratados en todos los casos han sido arenas y arenas limosas, con contenidos de finos que oscilaron entre 5 y 25%, a excepción de la presa “Chessman”, en la que el terreno era areno-arcilloso con un contenido de finos entre 10 y 20%. Los resultados obtenidos en las arenas han sido satisfactorios. En las arenas limosas se obtuvieron mejoras superiores a las esperadas, no obstante, las mismas se han debido a la baja plasticidad de los finos, así como al efecto drenante de las arenas. En los casos en que la componente fina de las arenas era plástica, los resultados obtenidos no han sido buenos.

En cuanto a los ensayos “in situ”, empleados para verificar la eficacia de los tratamientos, se han utilizado principalmente ensayos SPT y CPT. No obstante, en ambos se ha tenido cierta cautela con las lecturas ficticias, provocadas por algunas lajas de mortero, al encontrar la inyección alguna heterogeneidad o plano de debilidad en el terreno, por lo que estos valores fueron descartados. En cuanto a los ensayos dilatométricos, que evalúan el potencial de licuación mediante correlaciones entre el módulo de elasticidad “E” y el  $N_{SPT}$  o  $q_c$  del CPT, se ha observado que su utilización ha sido muy escasa.

Uno de los aspectos más relevantes del estudio de estas obras en su conjunto, es la posibilidad de relacionar los aspectos característicos del proceso de inyección, con las mejoras inducidas al terreno o reducción de la susceptibilidad a la licuación, por lo cual, se comenta el análisis realizado por el

autor de este estudio, para posteriormente compararlo con las conclusiones obtenidas en la presente investigación.

El hecho de que la resistencia a la penetración pueda ser correlacionada con las admisiones obtenidas en tratamientos con inyecciones de compactación, fue demostrado por primera vez por Sanlley et al. (1987), quien mostró, en el tratamiento llevado a cabo en la presa Pinopolis West en Carolina del Sur USA, que la resistencia a la penetración de los ensayos SPT y CPT aumentaba a medida que la separación entre los taladros disminuía (Figura VII-13). Posteriormente, Mejia y Boulanger (1995) demostraron que la resistencia a la penetración del CPT, en arenas y limos, se incrementaba casi de manera lineal con las admisiones medias registradas (Figura VII-14). En estos casos (Figuras VII-13 y VII-14), se muestra un amplio rango de resistencias a partir de la separación entre taladros (caso presa Pinepolis West, pág. 457.) o las admisiones medias registradas (caso Edificio en Sacramento, California, pág. 458). A pesar de la dispersión existente, en cuanto a la resistencia a la penetración, las Figuras VII-13 y VII-14 proveen una tendencia aproximada sobre las mejoras obtenidas en ambos casos.

En la Figura VII-15, se muestran los casos comentados previamente, en los cuales se ha utilizado las inyecciones de compactación como técnica para mitigar el potencial de licuación (a excepción de la central eléctrica "St. John, donde las inyecciones ha sido utilizadas como mejora del terreno). En esta figura se ilustran de modo generalizado y para cada uno de los casos estudiados, la relaciones entre las admisiones brutas (medidas en el equipo de bombeo) y la resistencia a la penetración en los ensayos SPT y CPT. Los registros provenientes de la presa Pinopolis West (Sanlley et al.1987) y del edificio en Sacramento (Mejia y Boulanger, 1995), los mejores documentados, indican una relación casi lineal entre la resistencia a la penetración del CPT y las admisiones medias. Además, se puede observar que la línea de tendencia correspondiente a la presa Pinopolis West, es una línea intermedia entre las obtenidas para arenas y limos, calculada a partir de los datos del edificio de

## CAPÍTULO VII- VERIFICACIÓN CON DATOS DE OBRAS LLEVADAS A CABO EN USA

Sacramento. Esta tendencia es coherente, con el hecho de que el terreno tratado en la presa Pinopolis West tiene características intermedias, en cuanto al contenido de finos y resistencia a la penetración previo al tratamiento, que las registradas en el edificio de Sacramento.

Las demás líneas de tendencias (recogidas también en la Figura VII-15) confirman las observaciones realizadas en la presa Pinopolis West y el edificio de Sacramento, en las que los suelos más compresibles tienen un menor incremento en la resistencia a la penetración media con respecto a las admisiones brutas registradas, debido a que el incremento en la resistencia a la penetración con el aumento en las admisiones han sido significativamente menores en los limos y limos arenosos, y por otro lado, que el incremento en la resistencia con el crecimiento de las admisiones parecen ser menores en suelos con menor resistencia inicial a la penetración (comportamiento asociado a los suelos con un contenido de finos alto).

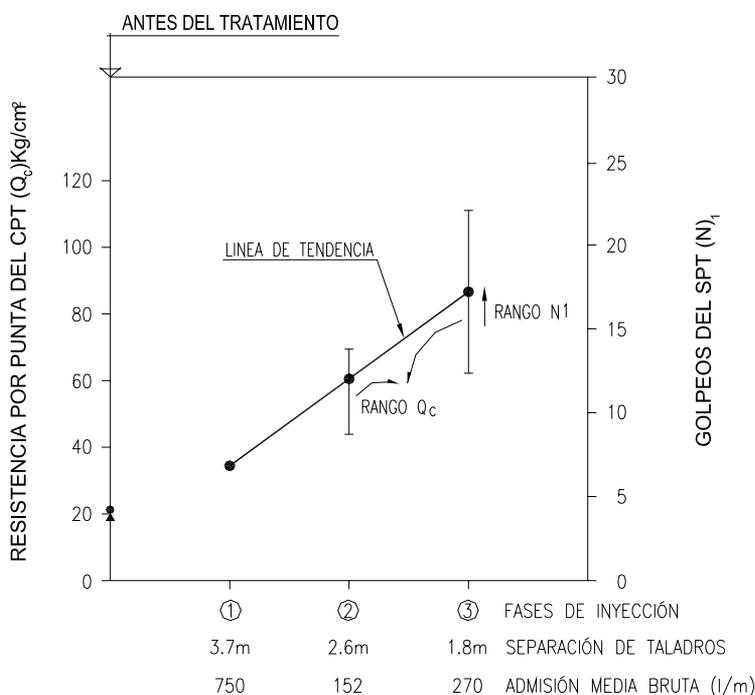


Figura VII-13 Mejoras obtenidas para diferentes admisiones y separaciones de taladros en la presa Pinopolis West (Sanley et al 1987).

## CAPÍTULO VII- VERIFICACIÓN CON DATOS DE OBRAS LLEVADAS A CABO EN USA

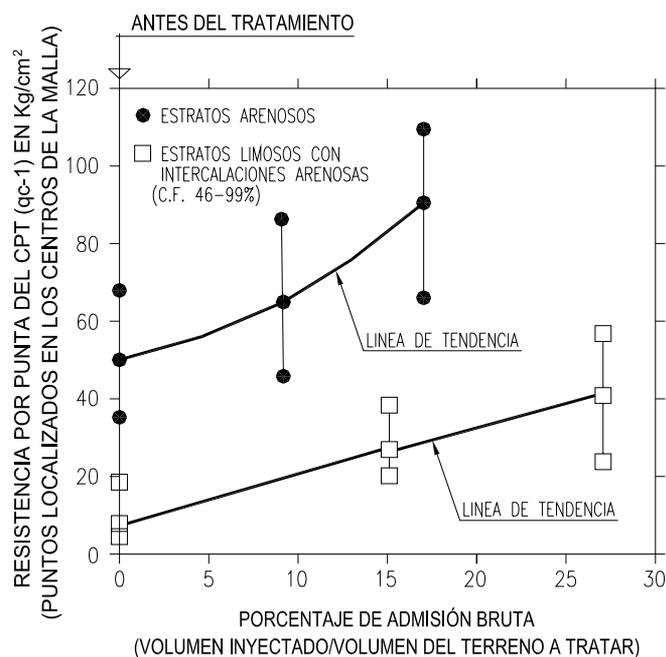


Figura VII-14 Variación de la resistencia por punta del CPT (después de 18 meses) con la admisión neta en el Edificio de Sacramento (Mejia y Boulanger 1995).

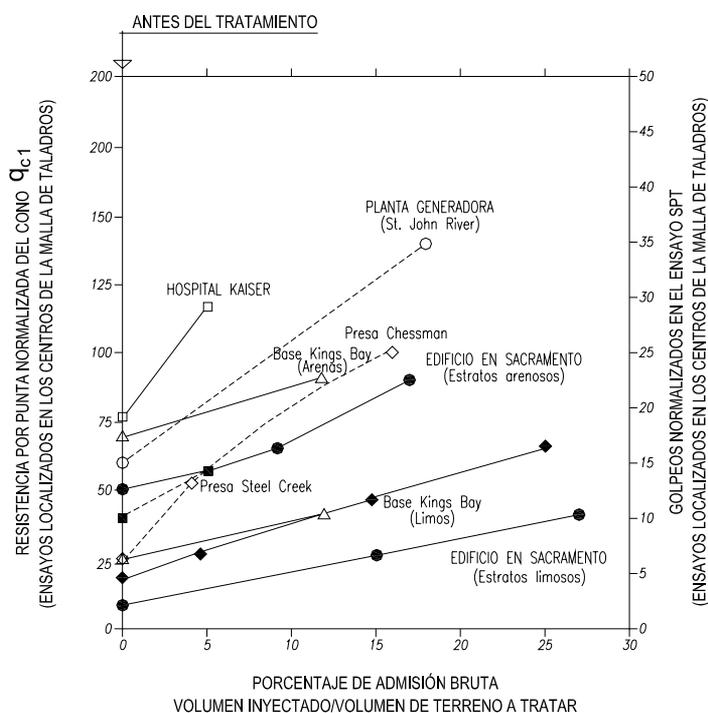


Figura VII-15 Líneas de tendencias para diferentes valores de resistencia a la penetración (próximo a los centros de la malla) y porcentajes de admisiones netas (Boulanger y otros, 1995).

**VII-3-3 Comparativa con los criterios de diseño establecidos en esta investigación**

Para facilitar la comparativa, entre los casos comentados en los apartados VII-2 y VII-3 y los criterios de diseño establecidos en esta investigación, se ha elaborado la Tabla VII- 2, en la cual se resumen los aspectos más importantes de los casos analizados. Al mismo tiempo, se presentan los ábacos de diseño desarrollados en el Capítulo V, para casos sin sobrecarga superficial y casos en la sobrecarga superficial sea 1 o 2 kg/cm<sup>2</sup>.

En la Tabla VII-2, se puede observar que los casos comentados en este capítulo han sido ejecutados entre 1983 y 1993, y en los mismos se constata claramente que los diseños, que acompañaron dichos tratamientos, se realizaron con base empírica y cuyos resultados fueron validados en campo mediante la metodología de “prueba y error”. Lo cual confirma uno de los hechos que ha motivado esta investigación, la falta de un método práctico de diseño para este tipo de tratamiento.

En cuanto a la comparativa con los ábacos de diseño propuestos en esta investigación, se puede establecer los siguientes comentarios:

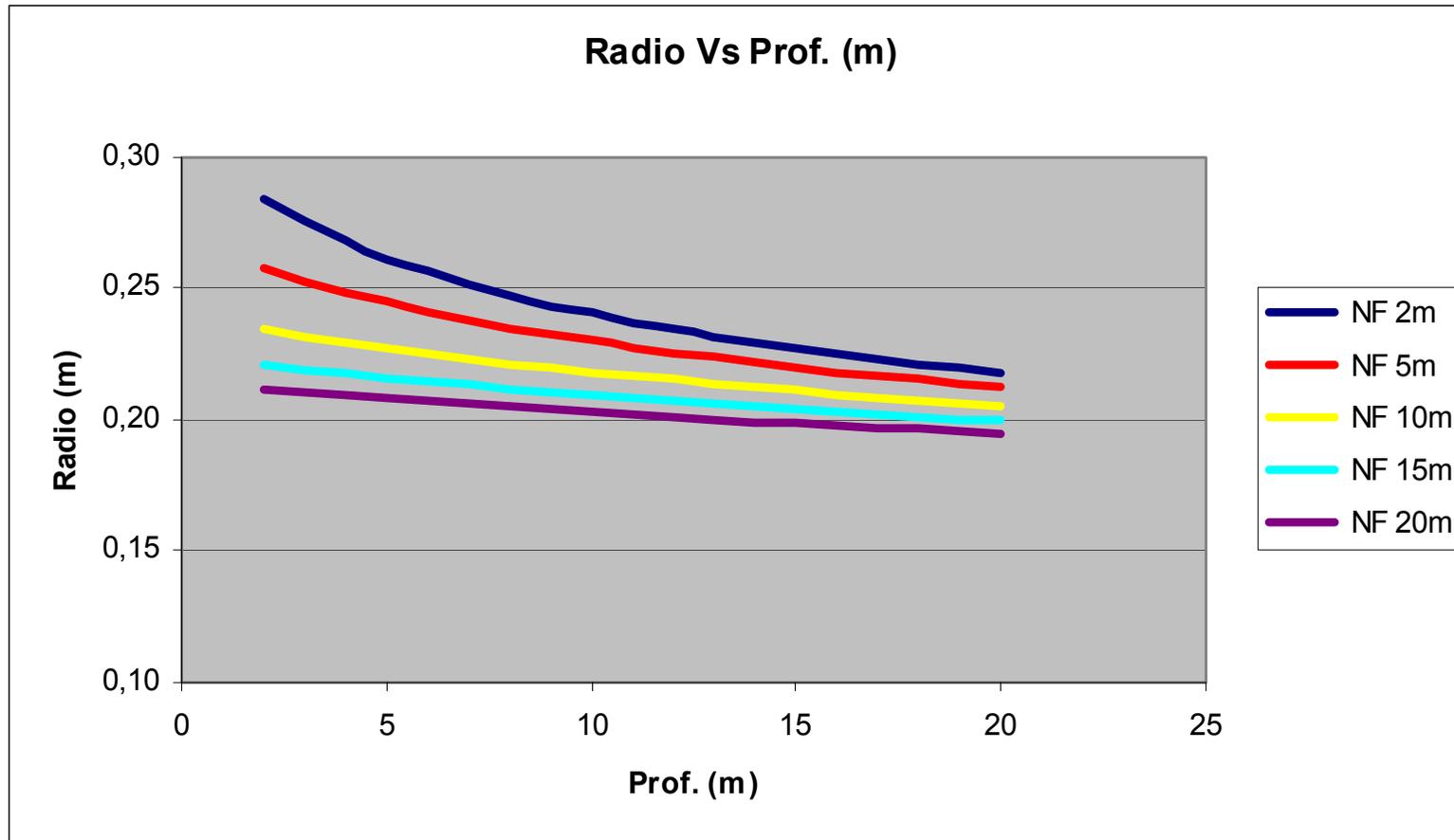
- Los ábacos de diseño son aplicables a los terrenos tratados con inyecciones de compactación en los casos estudiados (arenas a arenas limosas), a excepción de la presa “Steel Creek” en la cual el terreno tratado estaba constituido por arenas arcillosas, con un contenido de finos entre 10 y 20%, altamente plástico, hecho que disminuye de manera considerable la eficacia del tratamiento.

## CAPÍTULO VII- VERIFICACIÓN CON DATOS DE OBRAS LLEVADAS A CABO EN USA

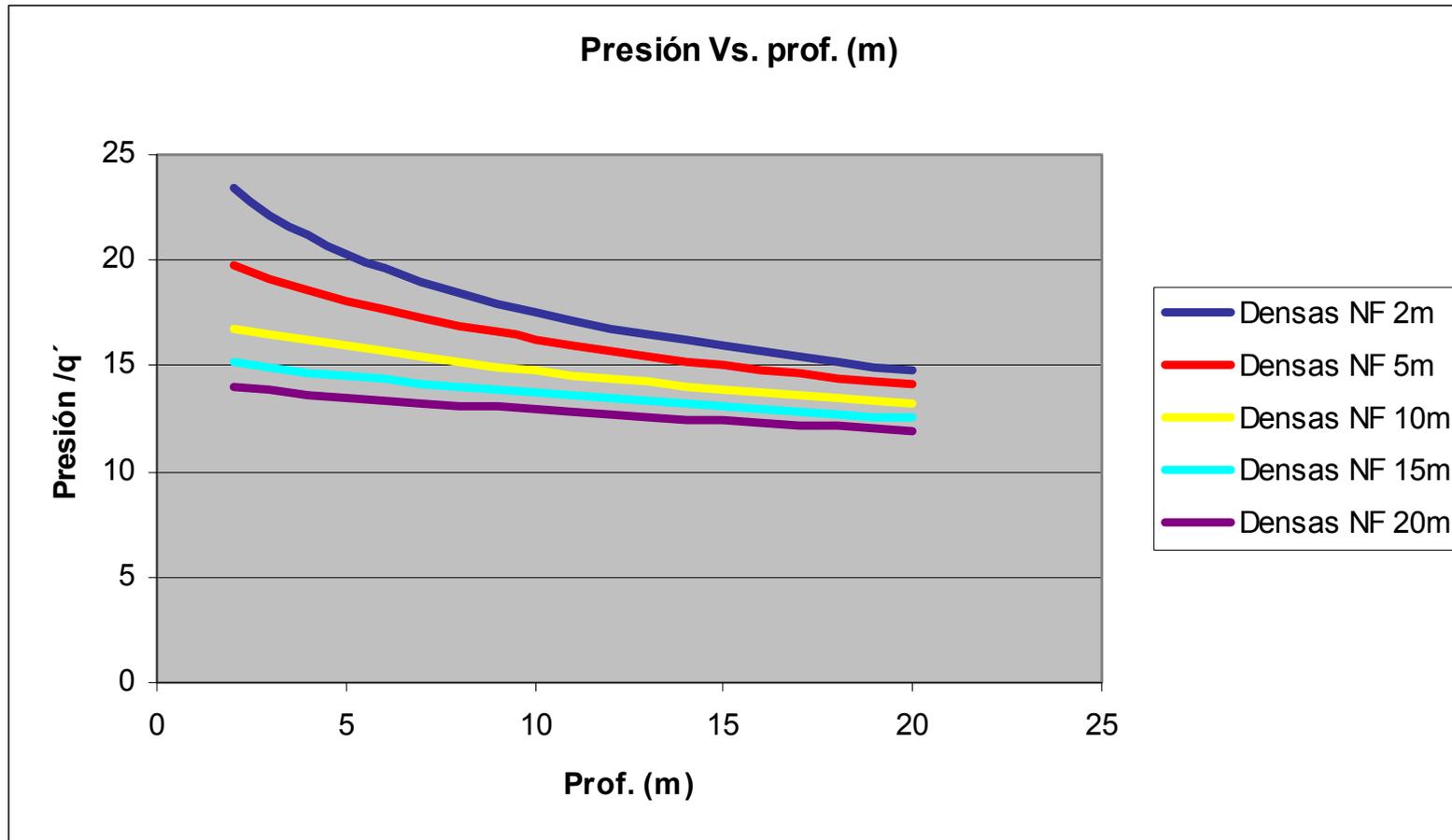
Caso	Profundidad del tratamiento*	Tipo de terreno	Malla Taladros	Admisión media	Presiones medias de inyección	Cono de Abrams	Resultado
Hospita Kaiser San Francisco, California (1984)	2 a 10m	Arenas finas y arenas limosas (C.F. no disponible)	Triangular de 2.44 m de lado (8 pies). Solo malla primaria	250 litros/metro (5% del volumen de terreno tratado)	28 a 32 bares	2 a 5 cm	Satisfactorios, incrementos entre el 162 y el 210% en los golpes del SPT.
Central eléctrica "St. John River" Jacksonville, Florida (1983)	10 a 17m	Arenas finas y arenas limosas (C.F. no disponible)	Cuadrada de 7.1m de lado (primaria) Cuadrada de 5.1m de lado (secundaria) Resultando finalmente una malla triangular de 5.1m de lado (al combinar las anteriores)	3400 a 5600 litros/metro (15 - 25% del volumen de terreno tratado)	No disponible	8 cm	A pesar de los grandes volúmenes inyectados, Los resultados obtenidos han sido muy variables y en algunas capas (de poco espesor) no se llegó a satisfacer los criterios de aceptación establecidos.
Presa "Pinopolis West" Moncks Corner, Carolina del Sur (1984)	9 a 11.4m (berma de 6m sobre la superficie natural del terreno)	Arenas limosas (C.F. 10-20%)	Cuadrada de 3.7m de lado (primaria) Cuadrada de 2.5m de lado (secundaria) Cuadrada de 1.8m de lado (terciaria)	Taladros primarios 750 litros/metro (6.3% del volumen de terreno tratado) Taladros secundarios 152 litros/metro (2.6% del volumen del terreno tratado) Taladros terciarios 270 litros/metro (9.6% del volumen del terreno tratado)	20 bares	8 cm	El tratamiento ha sido exitoso, se han producido incrementos del 425%, 343 y 682% en los ensayos de SPT, CPT y Dilatómétricos, respectivamente.
Presa "Steel Creek" Carolina del Sur (1985)	6 a 15m (altura de la presa 24.4 m (90 pies))	Arenas arcillosas (C.F. 10-20%)	Cuadrada 3.7m de lado (combinando los taladros primarios, secundarios y terciarios)	475 - 600 litros/metro (4-5% del volumen de terreno a tratado)	No disponible.	No disponible.	El tratamiento ha sido deficiente, a pesar de haber conseguido incrementos del orden del 40% en la resistencia a la penetración por punta del CPT.
Base Naval "Kings Bay" Georgia (1987)	2 a 17m	Arenas finas y arenas limosas (C.F. 5- 26%)	Cuadrada de 2.7m de lado (combinando los taladros primarios y secundarios).	760 litros/metro (12% del volumen de terreno a tratar)	No disponible.	5 cm	El tratamiento ha sido eficiente, lográndose incrementos entre 80 y 120% en la resistencia por punta del CPT.
Presa "Chessman" Boulder Mountains, Montana (1988)	1 a 4 m (altura de la presa 12.20m (40 pies))	Arenas limosas (C.F. 10-15%)	Triangular de 1.52m (5 pies) de lado (combinando los taladros primarios y secundarios).	320 litros/metro (16% del volumen de terreno a tratar)	28 bares	2.5 - 7.5 cm	El tratamiento ha sido eficiente, lográndose incrementos entre 300 y 1000% en los golpes del SPT.
Edificio en Sacramento Sacramento, California (1993).	14 a 23 m	Arenas y arenas limosas (con contenidos de finos entre 5 y 15%)	Triangular de 1.98m (6.5 pies) de lado (zona 1) Triangular de 2.74m (9 pies) de lado (zona 2)	300 a 580 litros/metro (9 a 17% vol. de terreno tratado) 1000 a 1100 litros/metro (15 a 17% del terreno tratado)	No disponible.	2 a 5 cm	El tratamiento ha sido eficiente, lográndose incrementos en la resistencia por punta del CPT entre 44 - 80% en arenas y, entre 388 - 588% en las arenas limosas.
"Metropolitan Transit District" Watsonville, California (1993).	4.6 a 11 m	Arenas limosas y limos arenosos (con contenidos de finos entre 15 y 50%)	Triangular de 1.50 m de lado	450 litros/metro (22 a % vol. de terreno tratado)	No disponible.	5 cm	El tratamiento ha sido eficiente, lográndose incrementos en los golpes del SPT entre 109-157% y en la resistencia por punta del CPT entre 75-152%.

\* Referida a la superficie del terreno natural.

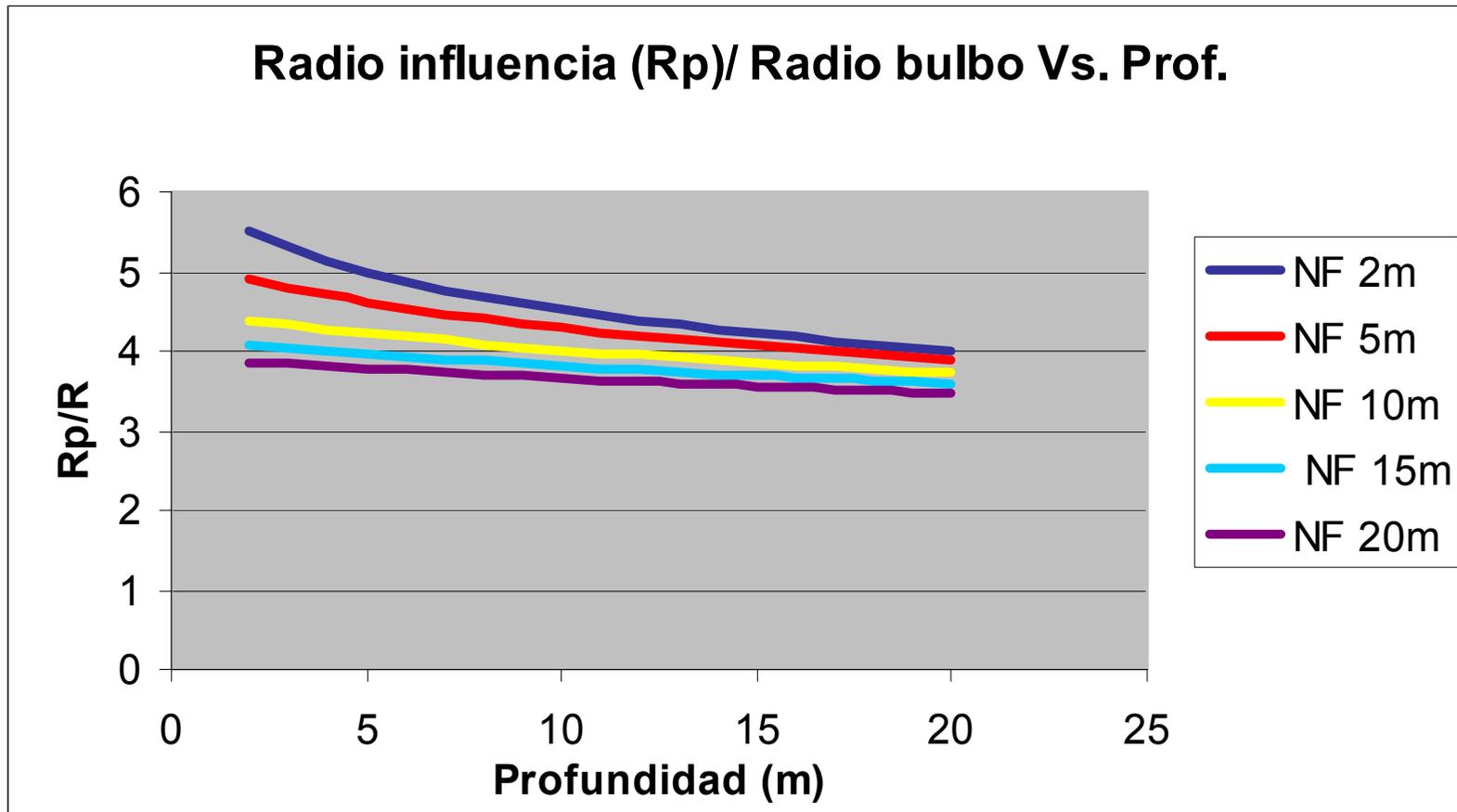
Tabla VII-2 Resumen de casos con tratamiento mediante inyecciones de compactación en USA.



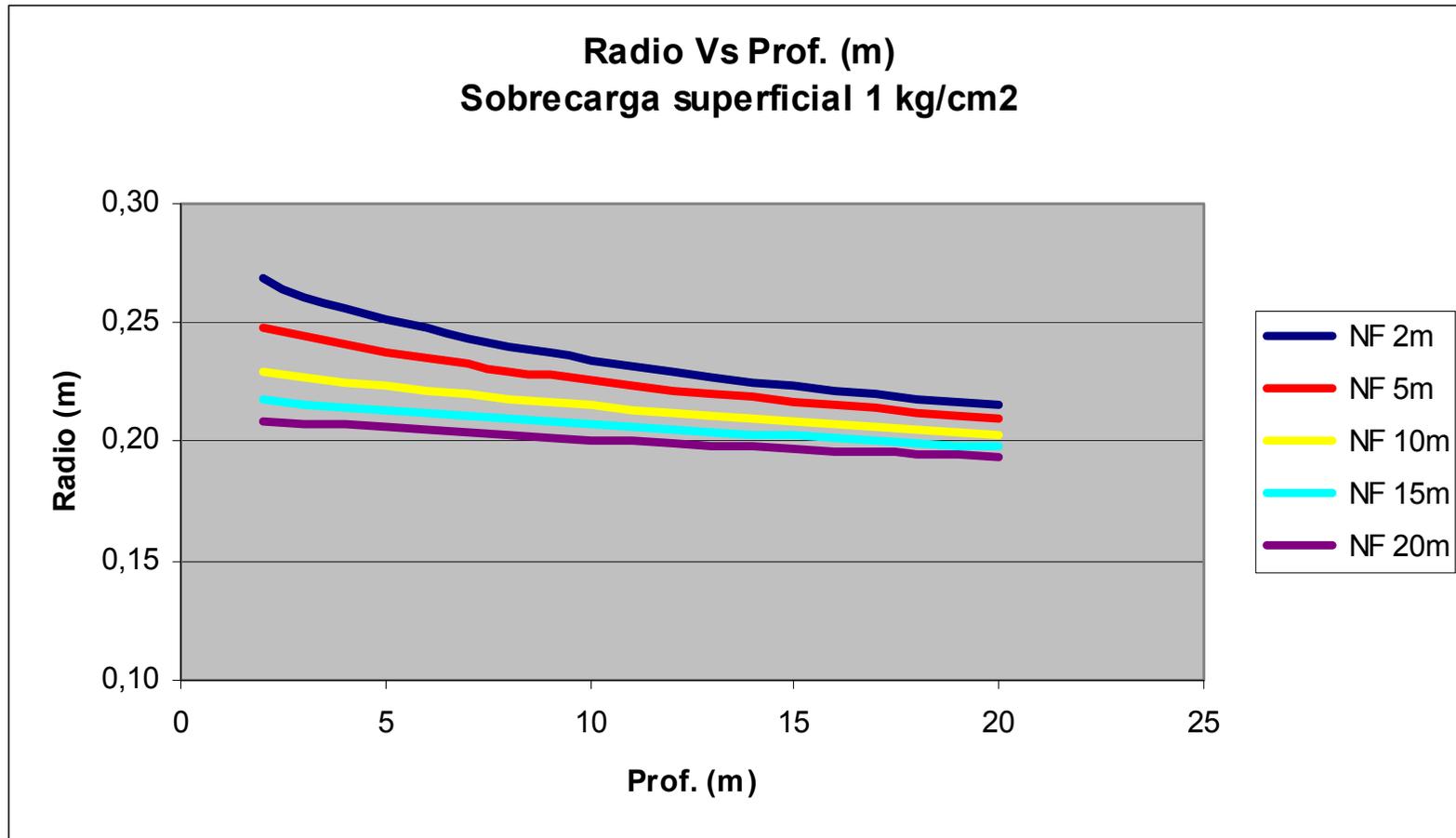
Radio máximo que se podría alcanzar en la cavidad expandida en función de la profundidad, para arenas con contenidos de finos inferiores al 20-30% (IP<10%) y sin sobrecarga superficial (Figura V-29).



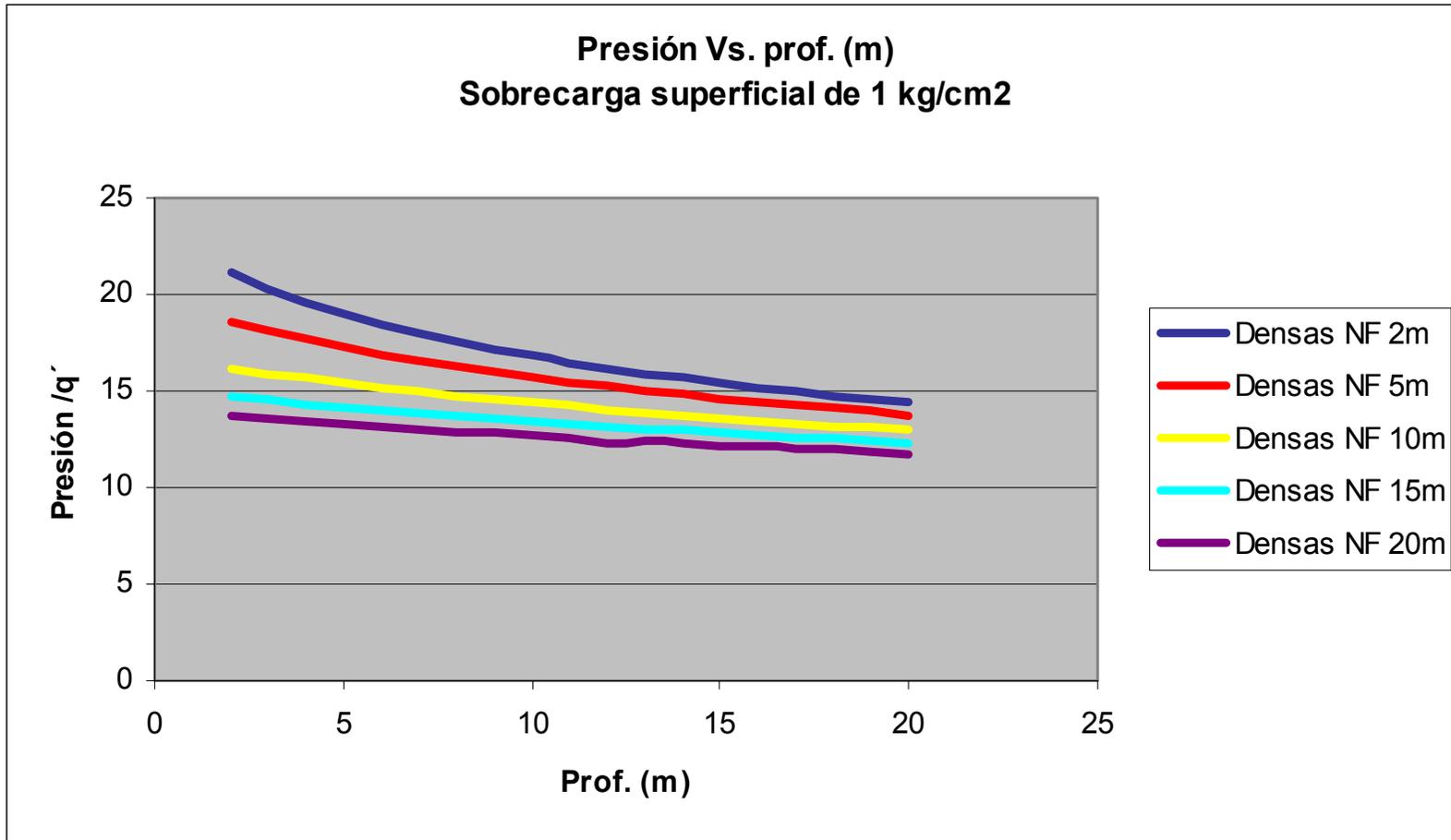
Presión máxima normaliza con el esfuerzo efectivo medio  $q'$ , que se podría alcanzar en la cavidad expandida en función de la profundidad, para arenas con contenidos de finos inferiores al 20-30% ( $IP < 10\%$ ) y sin sobrecarga superficial (Figura V-30).



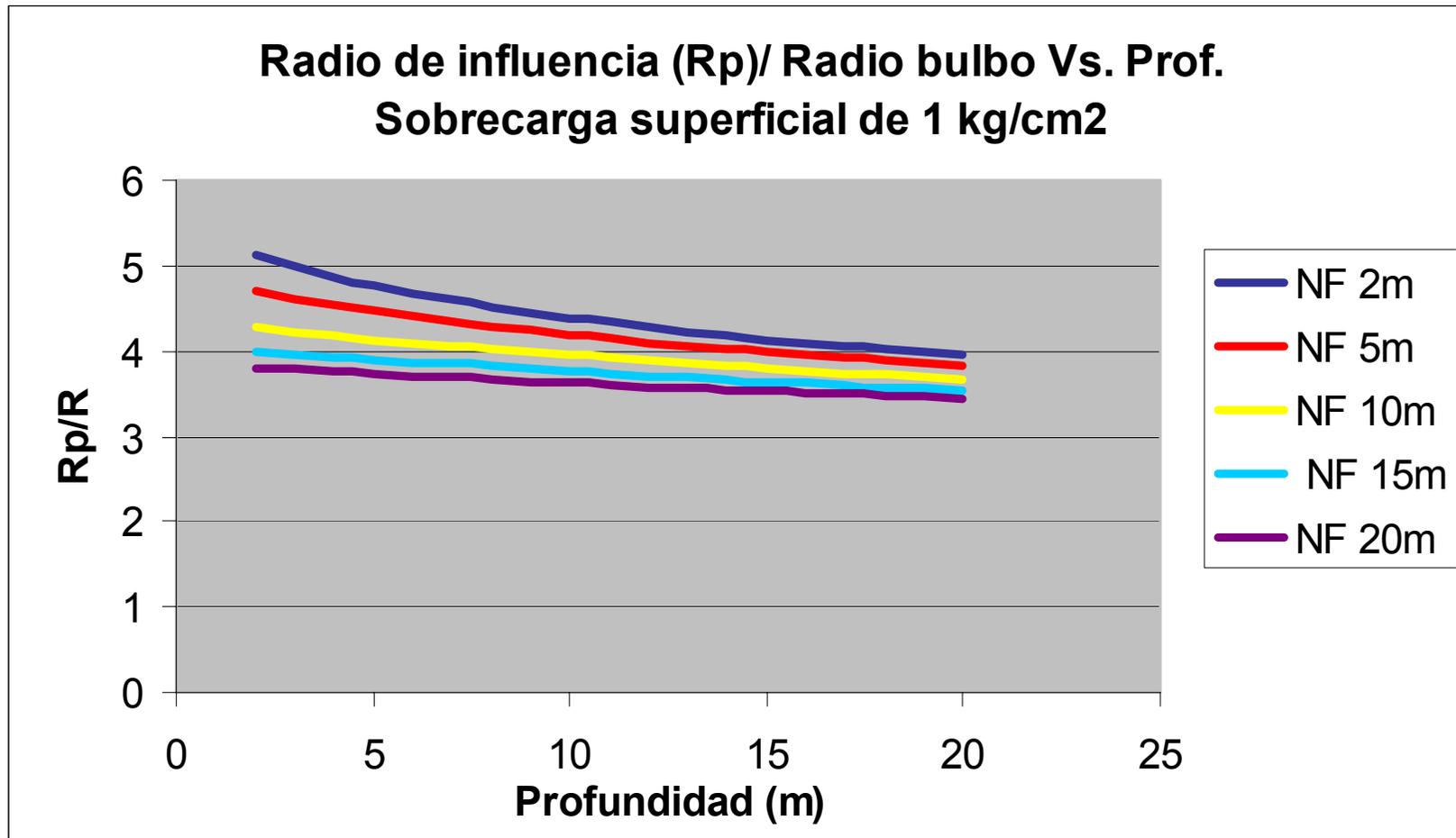
Variación con la profundidad del radio de influencia (radio plástico) normalizado con relación al radio de la cavidad expandida, para arenas con contenidos de finos inferiores al 20-30% ( $IP < 10\%$ ) y sin sobrecarga superficial (Figura V-31).



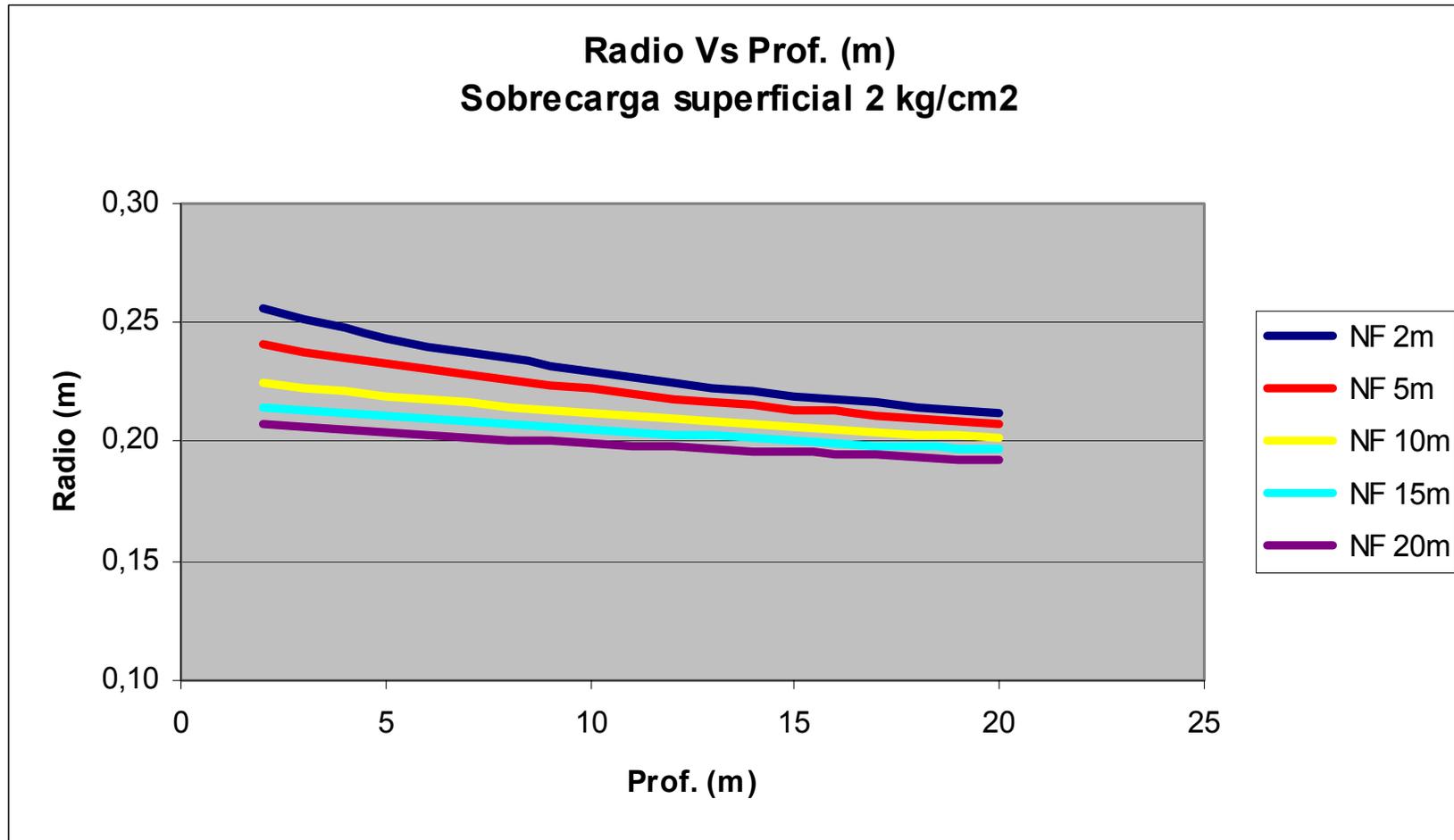
Radio máximo que se podría alcanzar en la cavidad expandida en función de la profundidad, para arenas con un contenido de finos inferior al 20–30% ( $IP < 10\%$ ) y una carga superficial de  $1 \text{ kg/cm}^2$  (Figura V-33).



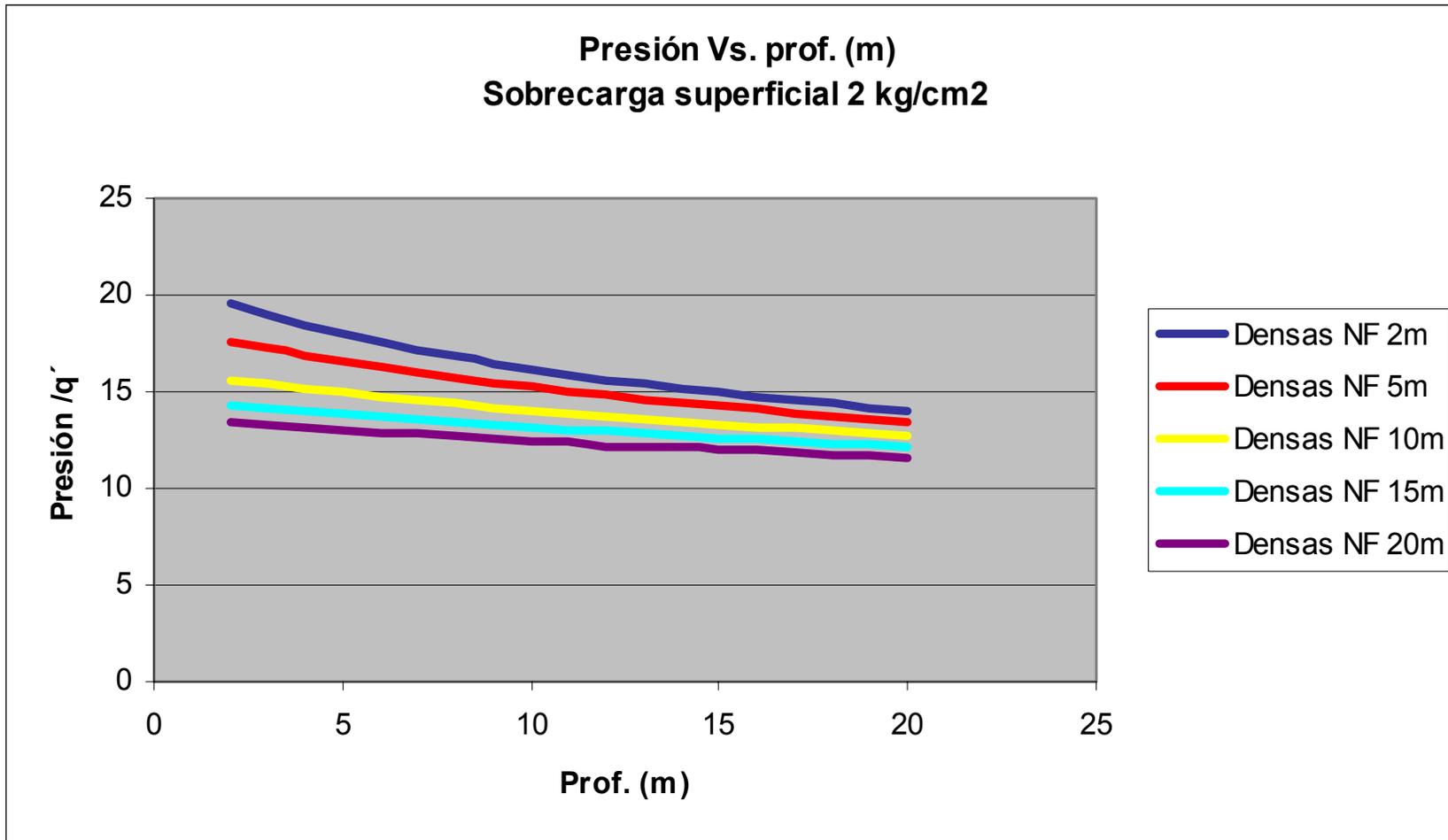
Presión máxima normalizada con el esfuerzo efectivo medio  $q'$ , que se podría alcanzar en la cavidad expandida en función de la profundidad, para arenas con contenidos de finos inferiores al 20-30% ( $IP < 10\%$ ) y una sobrecarga superficial de 1 kg/cm<sup>2</sup> (Figura V-34).



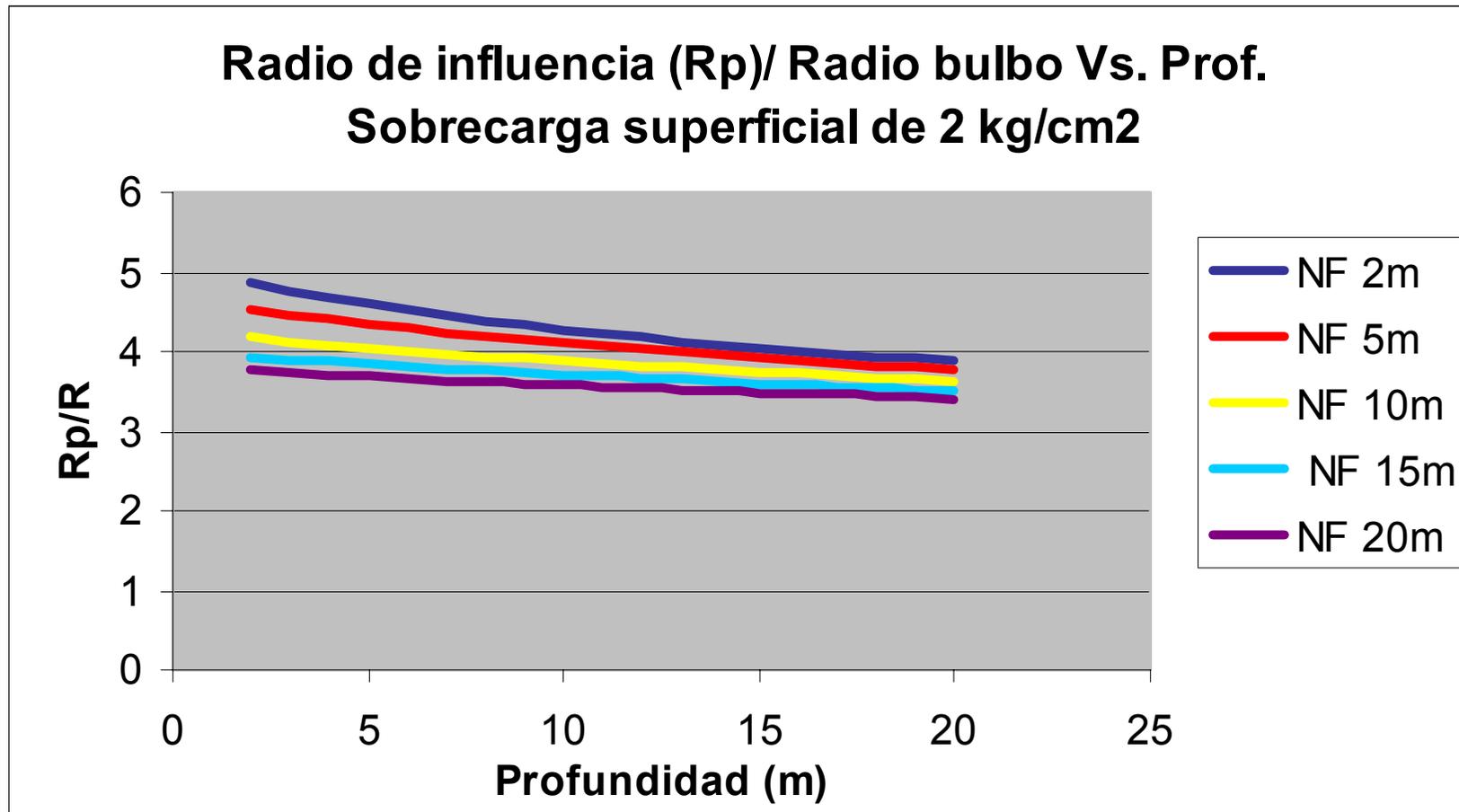
Variación con la profundidad del radio de influencia (radio plástico) normalizado con relación al radio de la cavidad expandida, para arenas con contenidos de finos inferiores al 20-30% (IP<10%) y una sobrecarga superficial de 1 kg/cm<sup>2</sup> (Figura V-35).



Radio máximo que se podría alcanzar en la cavidad expandida en función de la profundidad, para arenas con contenidos de finos inferiores al 20-30% ( $IP < 10\%$ ) y una carga superficial de  $2\text{kg/cm}^2$  (Figura V-36).



Presión máxima normalizada con el esfuerzo efectivo medio  $q'$ , que se podría alcanzar en la cavidad expandida en función de la profundidad, para arenas con contenidos de finos inferiores al 20-30% ( $IP < 10\%$ ) y una sobrecarga superficial de  $2 \text{ kg/cm}^2$  (Figura V-37).



Variación con la profundidad del radio de influencia (radio plástico) normalizado con relación al radio de la cavidad expandida, para arenas con contenidos de finos inferiores al 20–30% (IP<10%) y una sobrecarga superficial de 2 kg/cm<sup>2</sup> (Figura V-38)

- El tratamiento, en los casos comentados, se ha realizado entre 1 y 23m bajo la superficie del terreno original (natural). En el caso de las presas, sobre dicha superficie existía la sobrecarga generada por el propio peso de la misma. Debido a ello, solo es posible comparar con los ábacos, los tratamientos realizados entre la superficie y 20m de profundidad (zona con riesgo de licuación) y aquellos casos en la sobrecarga superficial sea inferior a los 2kg/cm<sup>2</sup>.
- Para realizar la comparativa sólo basta con asumir la densidad inicial de la arena antes del tratamiento (entre 1.65 a 1.75 ton/m<sup>3</sup>, para una arena con una densidad relativa inicial entre el 40 y 50%) y a partir de ella, determinar el esfuerzo efectivo medio inicial “q’”  $\left( \frac{\sigma'_v + 2.\sigma'_h}{3} \right)$ , siguiendo el procedimiento descrito en el Capítulo V.
- La separación máxima entre taladros, calculada en base a los ábacos de diseño, es variable. A medida que aumenta la profundidad, disminuye la separación en que se debería colocar los taladros. El mismo fenómeno se produce con las admisiones.
- Al comparar la separación entre taladros con la cual se han ejecutado los tratamientos, con la que se podría obtener (para cualquier localización del nivel freático y profundidad) a partir de los ábacos de diseño, se observa que todos los casos, a excepción del tratamiento de la presa “Chessman” y del “Metropolitan Transit District”, superan la distancia máxima efectiva (2 veces el radio plástico o radio de influencia) correspondiente a cada taladro.
- En cuanto a las admisiones, la comparativa es compleja, debido a que intervienen variables como el factor de eficacia, como de Abrams, cantidad de agua en el diseño de mezcla, datos que en algunos casos se desconoce. No obstante, cualquier admisión superior a 450 litros/metro se considera exagerada, aún tomando en consideración un factor de eficacia en torno a 2.

- En todos los casos, a excepción de la presa “Steel Creek”, las admisiones registradas han sido mucho mayores a las inicialmente establecidas en diseño, esto se puede atribuir principalmente a dos factores:
  - El factor de eficacia.
  - La rotura del terreno, manifestada mediante la formación de lajas, que a su vez hacen incontrolable el proceso de inyección. Este último aspecto se ha presentado casi en la totalidad de los casos aquí recogidos.
- En relación a las presiones de inyección, los valores registrados en el equipo de bombeo parecen razonables, no obstante no existe información sobre los diámetros y longitud de las tuberías utilizadas, lo cual hace imposible realizar una comparativa con los ábacos de diseño, debido a que estos últimos proporcionan la presión necesaria para expandir la cavidad (bulbo de mortero) en la interfaz mortero-terreno.
- En cuanto a los conos de Abrams, todos aquellos mayores a 5cm superan las especificaciones recomendadas para de este tipo de tratamiento, en las cuales limitan dicho valor a 5 cm, para evitar la formación de lajas de mortero en el terreno y no perder el control sobre el proceso de inyección.
- En todos los casos, los resultados han sido satisfactorios, a excepción de la presa “Steel Creek”. No obstante, dichos buenos resultados están matizados por una incorporación excesiva de mortero. Los resultados negativos en el caso de la presa “Steel Creek”, se podría atribuir al carácter altamente plástico de la fracción fina de la arena (arcilla), la cual no ha permitido la correcta ejecución del tratamiento.
- En todos los casos, a excepción de la presa “Steel Creek”, las admisiones registradas han sido exageradas.

Como comentario final, se puede apuntar que a pesar de los resultados obtenidos, todos los casos presentados corresponden a diseños

descompensados, donde no ha existido un uso racional del mortero incorporado. Hubiese sido posible alcanzar los mismos objetivos utilizando los lineamientos de los ábacos propuestos, en los cuales se optimizan las admisiones, las presiones y la separación máxima efectiva entre taladros, significando esto último un ahorro económico y de plazo.

Lo anterior se ha visto confirmado con los datos y resultados obtenidos en el campo de prueba y posteriormente, tratamiento masivo con inyecciones de compactación en la “Reconfiguración de la Refinería Lázaro Cárdenas del Río, Minatitlán, México” (Capítulo VI). En dicho proyecto, las inyecciones de compactación han sido utilizadas para la mitigación del potencial de licuación en arenas y arenas limosas, con un contenido de finos entre 5 y el 30%, localizadas entre 10 y 20m de profundidad. Dicho terreno es parecido a los encontrados en los casos descritos en este capítulo.

#### **VII-4- CONCLUSIONES**

En los apartados de este capítulo se realizó, en primer lugar, un análisis de los casos encontrados en la literatura, en los cuales las inyecciones de compactación han sido utilizadas para mitigar el peligro de licuación. Estos casos son de aplicaciones realizadas en Estados Unidos, entre 1983 - 1993 y en los cuales se pudo observar claramente que los diseños, que acompañaron estos tratamientos, se realizaron con base empírica y sus resultados fueron validados en campo mediante la metodología de “prueba y error”, lo cual confirma uno de los hechos que ha motivado esta investigación, la falta de un método práctico de diseño de este tipo de tratamiento.

El tipo de terreno en que se han realizado los tratamientos, arenas a arenas limosas (contenido de finos entre 5 y 30%) y la profundidad en que se llevaron a cabo los mismos, han permitido la comparación con los criterios de diseño

definidos en esta investigación, a partir de los ábacos de diseño desarrollado en el Capítulo V.

Dentro de los casos analizados, algunos corresponden a actuaciones bajo obras existentes (Presas de Pinopolis West, Steel Creek y Chessman).

A partir de la comparativa realizada, se puede señalar que a pesar de que los resultados del tratamiento han sido satisfactorios, todos los casos presentados corresponden a diseños descompensados, sin un uso racional del mortero incorporado. En donde claramente se ha producido una rotura del terreno, en vez de una densificación controlada mediante la expansión de la cavidad con mortero.

Hubiese sido posible alcanzar los mismos objetivos utilizando los lineamientos de los ábacos propuestos, en los cuales se optimizan las admisiones, las presiones y la separación máxima efectiva entre taladros, significando esto último un ahorro económico y en plazo.

Lo anterior se ha visto confirmado con los datos y resultados obtenidos en el campo de prueba y posteriormente, el tratamiento masivo con inyecciones de compactación en la “Reconfiguración de la Refinería Lázaro Cárdenas del Río, Minatitlán, México” (Capítulo VI). En dicho proyecto, las inyecciones de compactación han sido utilizadas, de manera muy exitosa, para la mitigación del potencial de licuación en arenas y arenas limosas, con un contenido de finos entre 5 y el 30%, localizadas entre 10 y 20m de profundidad. Dicho terreno es parecido a los encontrados en los casos descritos en este capítulo.

Finalmente se puede concluir que la presente investigación constituye un buen aporte al mundo de los tratamientos del terreno y muy específicamente a aquellos, cuyo objetivo es mitigar el potencial de licuación. A partir del método presentado, es posible configurar diseños de tratamientos mediante el uso racional, eficiente y económico de las inyecciones de compactación.

## **CAPÍTULO VIII**

### **CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN**



## VIII – 1. CONCLUSIONES

### VIII – 1-1 Sobre el fenómeno de licuación

- La licuación es el fenómeno en el cual la resistencia y la rigidez de ciertos suelos, es reducida por la acción sísmica u otro tipo de carga rápida. Debido a ello, la aplicación de una carga cíclica (como un sismo por ejemplo), a un suelo granular en condiciones no drenadas o parcialmente drenadas, origina un incremento de la presión intersticial que reduce en el mismo valor la tensión efectiva, pudiendo bajo ciertas condiciones igualarla, anulando la resistencia del terreno y produciendo el fenómeno conocido como licuación.
- Existen una serie de factores que afectan de manera directa o indirecta la ocurrencia de este fenómeno, entre los cuales se podrían destacar las propiedades índices y de estado del terreno, las condiciones iniciales de esfuerzo y de deformación, y las características de la sollicitación (sismo o cualquier otra carga cíclica).
- Con la finalidad de obtener una visión más completa de los mecanismos bajo los cuales se inicia el fenómeno de la licuación y sus variables implicadas, así como el establecimiento de criterios que permitieran determinar el potencial de licuación, surgió la necesidad de investigar el comportamiento de arenas sueltas saturadas, para lo cual se utilizaron inicialmente ensayos de laboratorio.
- No obstante, debido a las limitaciones propias de los equipos de laboratorio, que no reproducen adecuadamente las condiciones de esfuerzo y de frontera reales, sumado a las perturbaciones originadas por el proceso convencional de toma de las muestras y el alto costo de este proceso mediante procedimientos especiales como el método de congelación, dicho análisis no tiene más que un valor cualitativo, en la mayoría de los casos.

### VIII – 1-2 Sobre los métodos de predicción del fenómeno de licuación

- Debido a lo expuesto en el apartado anterior, es recomendable la evaluación del potencial de licuación mediante el uso de los métodos de predicción basados en ensayos in situ. Dichos métodos se apoyan en correlaciones empíricas de algunas características de los suelos, obtenidas mediante pruebas de campo y ensayos simples de laboratorio (contenidos de finos, plasticidad, entre otros), con el comportamiento de los mismos observado en sismos previos.
- Entre los métodos de predicción basados en ensayos in situ, los más usados son los basados en resultados de ensayos de penetración (SPT y CPT), debido a que son los que cuentan con las bases de datos más amplias y completas. No obstante, se están desarrollando últimamente los métodos basados en la velocidad de propagación de las ondas de corte, aunque los datos con que se cuenta hasta la fecha no son muy numerosos. Además de los métodos mencionados, existen otros que intentan correlacionar los resultados de otras pruebas in situ (como el piezocono, dilatómetro plano, medición de las propiedades eléctricas y la explosión de cargas de dinamita), sin embargo, la cantidad de datos en que se basan estas correlaciones son bastante escasos.
- Los métodos de predicción basados en los ensayos in situ, determinan el potencial de licuación mediante:
  - Evaluación de la resistencia a la licuación ( $\tau_l/\sigma'_v$ ) del terreno, por medio de ensayos de penetración y/o la velocidad de las ondas de corte, para posteriormente compararlo con el esfuerzo cíclico inducido por el sismo ( $\tau_d/\sigma'_v$ ).
  - Determinación del valor crítico de la resistencia a la penetración, para que no se produzca licuación.
  - Evaluación del potencial de licuación mediante el valor de la aceleración máxima en superficie y la resistencia a la penetración del cono estático (sin necesidad de determinar la relación cíclica de esfuerzo).
  - Análisis de la fracción fina del terreno (este método sirve de apoyo a todos los anteriores, debido a que no toma en cuenta aspectos como la

densidad relativa y las acciones dinámicas). De acuerdo con los métodos de este tipo, se llegó a la conclusión que el porcentaje de finos es, en general, menos importante que la plasticidad de los mismos.

- Al analizar las diferentes variables que intervienen en los métodos anteriormente comentados se pudo observar, en algunas de ellas, una gran dispersión en las curvas propuestas para la determinación de las variables que intervienen en el análisis de licuación, así como los factores de corrección y/o normalización de la resistencia a la penetración del SPT, la resistencia por punta del CPT y los factores de escala asociados a las magnitudes de los sismos, lo cual introduce incertidumbres a la hora de llevar a cabo este tipo de análisis.
- El método de Armijo, es el único método que correlaciona directamente la resistencia a la licuación, con la forma en que varía, con la profundidad, la resistencia a la penetración con cono estático (CPT), utilizando el valor de la aceleración máxima sin necesidad de estimar la relación cíclica de esfuerzos. Sin embargo, dicho método fue desarrollado a partir de unos rangos de aceleración muy limitados y luego extrapolando los resultados obtenidos, a otros rangos de aceleraciones. Por lo tanto, existe cierta incertidumbre a la hora de su aplicación, sobre todo cuando se evalúa el potencial de licuación en un rango de aceleraciones distinto al considerado para su desarrollo.
- Todos los métodos revisados permiten estimar, unos con más precisión que otros, la resistencia a la licuación mediante figuras y ecuaciones citadas en el Capítulo II. Sin embargo dichos métodos han sido desarrollados para unas condiciones ideales, es decir campo libre (tensión vertical actuante igual a la tensión generada por el peso del terreno que gravita a una profundidad determinada), superficie del terreno horizontal y suelos normalmente consolidados.
- En caso de que no se cumplan algunas de las tres condiciones descritas anteriormente, será necesario afectar los valores de la relación cíclica resistente del terreno por los coeficientes  $K_{\alpha}$ ,  $K_{\sigma}$  y  $K_{OCR}$ , lo cual extiende

la aplicación de los métodos simplificados a tensiones verticales superiores a las gravitatorias, a terrenos con superficie inclinada y a suelos preconsolidados.

**VIII – 1-3 Sobre el nuevo método de evaluación del potencial de licuación basado en el ensayo de penetración con cono (CPT), desarrollado en este trabajo de investigación**

- Aunque el SPT presenta la ventaja de proporcionar muestras y de disponer de una gran base de datos para obtener correlaciones con la resistencia a la licuación, tiene la desventaja de ofrecer una pobre repetibilidad, una gran variabilidad entre los diferentes operadores y equipos, además de ser de carácter discontinuo. Debido a ello, el CPT resulta más adecuado para establecer correlaciones con el potencial de licuación, ya que frente al SPT tiene la ventaja de ser una prueba más confiable, rápida y con registro continuo.
- Hasta mediados de los años 90, no existía un método satisfactorio para evaluar el potencial de licuación basado en una correlación directa, entre las variaciones de las resistencias por punta ( $q_c$ ) y fricción ( $f_s$ ) del CPT con la profundidad. Prácticamente todos los métodos hasta esa fecha, se fundamentaban en transformar valores de  $q_c$  en valores de  $N_{SPT}$  equivalentes (mediante correlaciones  $q_c / N_{SPT}$ ), para luego aplicarlos en métodos basados en el SPT o convertir las curvas del método de Seed (establecidas a partir de los datos de SPT) en curvas en función de la resistencia por punta del cono, mediante las correlaciones citada previamente. Sin embargo, en todos estos métodos se requiere el conocimiento del diámetro medio de partícula del suelo ( $D_{50}$ ) y/o en el contenido de finos (CF), ambos parámetros no disponibles de manera directa de los registros del CPT.
- En el año 1995 aparece el método de Armijo, como el primer método de predicción de licuación basado directamente en los registros del CPT, la aceleración máxima en la superficie del terreno y la profundidad. Este

método se desarrolló a partir de las investigaciones realizadas en los Valles de Mexicali e Imperial (México y USA), a partir de un conjunto de pruebas de campo, específicamente 144 ensayos CPT, realizados en sitios donde hubo y no hubo licuación.

- Este método se basó en una base de datos limitada y unos rangos de aceleración específicos, para luego extrapolarlos a otros rangos de aceleración. Esto ha motivado, que en esta investigación se desarrollara un nuevo método de predicción tomando como punto de partida el propuesto por Armijo, ampliando la base de datos con nuevos sismos y abarcando un rango más amplio de aceleraciones.
- El nuevo método de predicción propuesto se sustenta con una base de datos con más de 500 CPTS documentados, en distintos lugares del mundo donde, bajo la acción de diferentes sismos, se ha producido o no licuación.
- Este método de predicción, establece unas curvas límite por la izquierda y por la derecha, definiendo el rango de susceptibilidad a la licuación. La curva límite por la izquierda, se ha definido a partir de los casos de no licuación en suelos cuyo comportamiento ha estado gobernado por la fracción fina de los mismos, siendo esta curva siempre constante. La curva límite por la derecha es variable, debido a que la misma es función de las aceleraciones máximas registradas en la superficie del terreno, hasta un límites de 0.5 g, a partir de cuyo valor la curva será constante. En este método, la relación de fricción ( $f_s/q_c$ ) se utilizará con carácter de apoyo a las curvas límite señaladas anteriormente. Cuando este valor supere el 2.5% el suelo no será susceptible de licuarse. En las **Figuras VIII-1 y VIII-2** se presenta el procedimiento de aplicación del método y el ábaco con las curvas comentadas previamente.
- Con este método solo se podrá hacer una evaluación del potencial de licuación de depósitos normalmente consolidados, formados principalmente por suelos saturados que comprendan desde arenas finas hasta limos de baja plasticidad, no cementados y geológicamente recientes, y además, identificar en ellos áreas críticas potenciales, en las

cuales puede ser requerida una determinación más detallada que incluya pruebas SPT y toma de muestras adicionales.

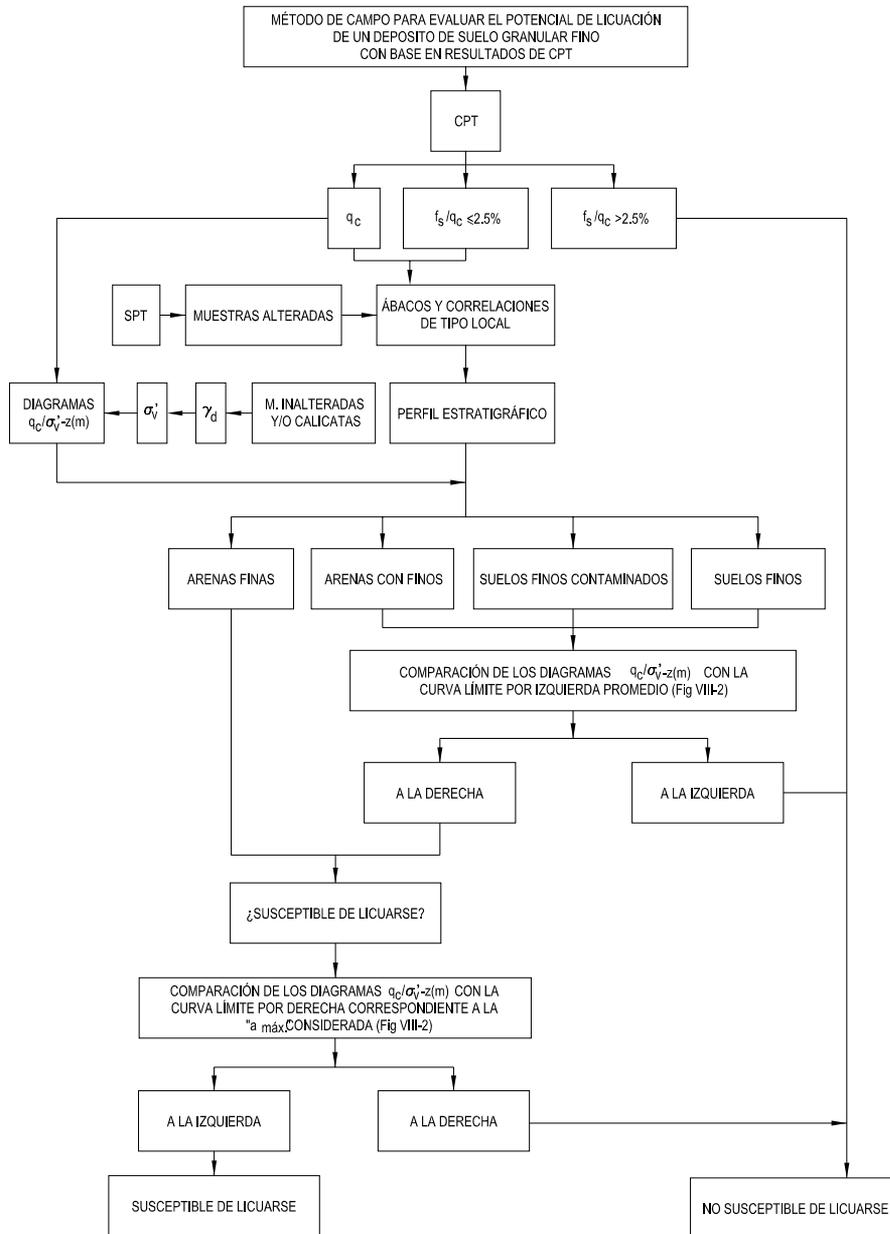
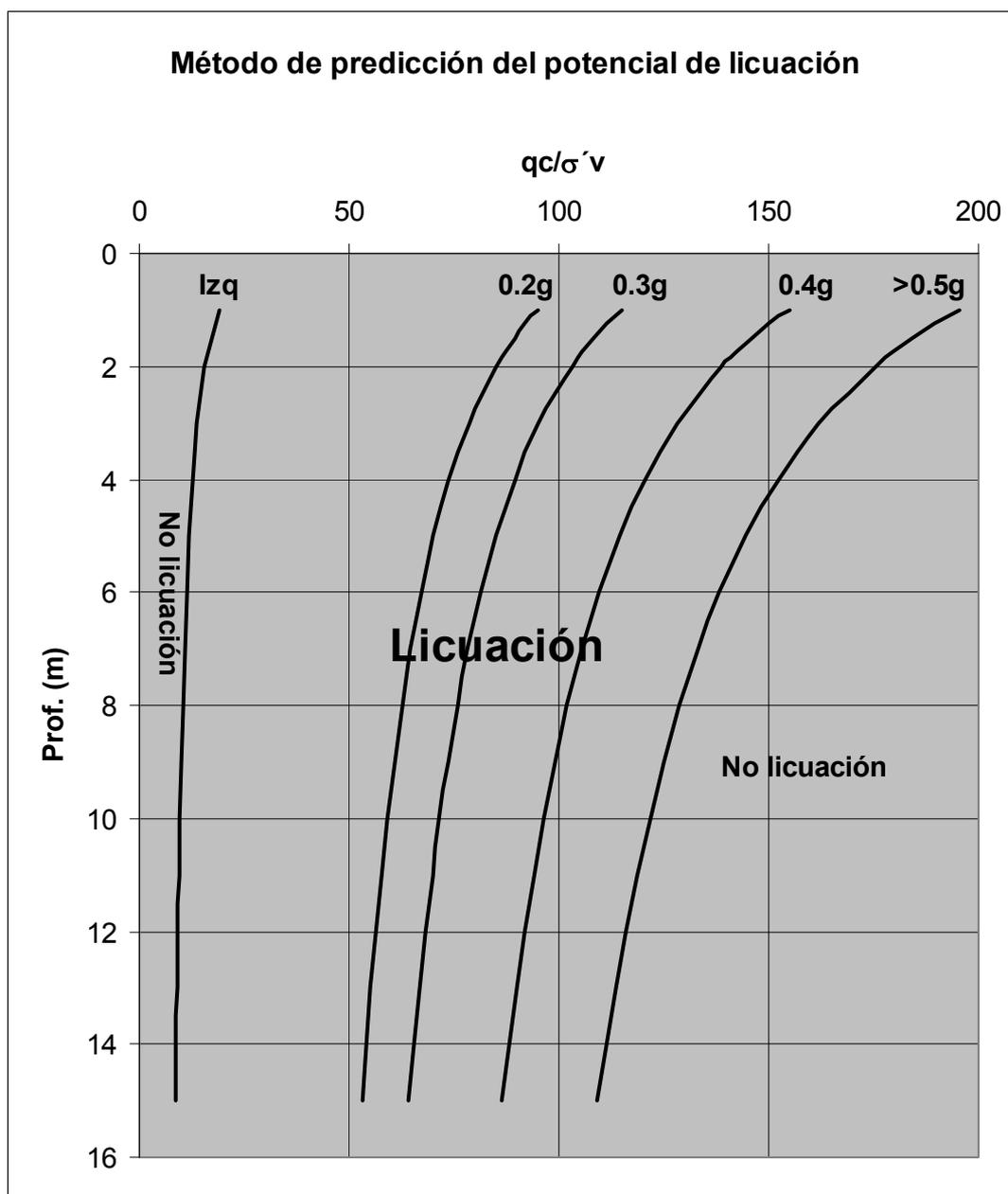


Figura VIII-1 Planteamiento del nuevo método de predicción del potencial de licuación.



**Figura VIII-2** Método de evaluación del potencial de licuación desarrollado en este trabajo de investigación.

- Este método permite tener en cuenta la corrección de la resistencia por punta del cono, por la presencia de capas blandas que confinen un estrato delgado de arena, así como los coeficientes  $K_\alpha$ ,  $K_\sigma$  y  $K_{OCR}$  comentados en Capítulo II y en el apartado anterior.

- Las curvas límite por izquierda y por derecha, y el valor límite del factor  $f_s/q_c$ , en los cuales está basado el método propuesto, no son definitivos y podrán ser mejorados a medida que se vayan analizando más datos correspondientes a sitios que se licuaron y que no lo hicieron, bajo la acción de sismos diferentes.

#### **VIII – 1-4 Sobre los métodos de mejora del terreno para mitigar el potencial de licuación**

- Cuando los métodos de evaluación del potencial de licuación, analizados en el Capítulo II (y comentados anteriormente), indiquen que se puede producir licuación o que los márgenes de seguridad no son los adecuados, deberán tomarse medidas para prevenir la ocurrencia de este fenómeno o evitar sus consecuencias.
- Las medidas de mitigación que pueden aplicarse pueden estar orientadas, por un lado, a evitar la ocurrencia de la licuación (generalmente mediante técnicas de mejora del terreno) o por otro lado a afrontar las consecuencias potenciales de la ocurrencia de la misma (mediante actuaciones sobre las edificaciones que se estimen afectadas y/o sus cimentaciones).
- De acuerdo con la experiencia existente, en la mayor parte de los casos resulta conveniente adoptar medidas para evitar la ocurrencia de la licuación y dentro de ellas, las más efectivas son las que se basan en densificar y/o reforzar el terreno.
- Los métodos de mejora del terreno para evitar la ocurrencia de la licuación, se pueden dividir en dos categorías:
  - Los métodos de mejora del terreno aplicables a obras nuevas.

- Los métodos de mejora del terreno aplicables a obras o construcciones ya existentes.
  
- Dentro de los métodos orientados a las obras nuevas, los basados en la densificación del terreno son los más fiables. Esta afirmación ha sido contrastada con la experiencia, debido al gran número de tratamientos ejecutados y los resultados obtenidos. Por lo anterior, se consideran como el método estándar para mitigar el potencial de licuación.
  
- No obstante, la aplicación de estas técnicas (vibroflotación, vibrosustitución, compactación dinámica clásica y rápida) genera efectos indeseables sobre el medio ambiente, debido a las vibraciones y al ruido producido durante la ejecución de las mismas.
  
- Los métodos como la vibroflotación y la vibrosustitución son capaces de mejorar depósitos con espesores considerables (hasta los 25 - 30m de profundidad). Sin embargo, los métodos de compactación dinámica clásica y compactación dinámica rápida pueden ser ejecutados con un menor costo, pero su profundidad de influencia es limitada (en torno a 10m en la compactación dinámica clásica y unos 5m en la compactación dinámica rápida), tendiendo a ser menos efectivos a medida que aumenta la misma.
  
- Otro aspecto importante a tener en cuenta es el contenido de finos del terreno. La efectividad de la vibroflotación y la compactación dinámica clásica y rápida disminuye a medida que se incrementan el contenido de finos, no siendo recomendables para suelos cuyo valor sea superior al 10% en la vibroflotación y 15 - 20% en la compactación dinámica. En terrenos con contenido de finos superiores a los previamente señalados, se pueden llevar a cabo un tratamiento mediante la vibrosustitución (columnas de grava), combinando el efecto de densificación parcial inducido durante su ejecución y la acción drenante de las mismas, a los

cuales se les podría adicionar la reducción del cortante tangencial cíclico por el efecto de inclusión flexible que la columna introduce en el terreno tratado.

- Entre los métodos de mitigación cuya aplicación está orientada a construcciones existentes, los basados en inyecciones son los más efectivos y fiables. Éstos además de contrarrestar los efectos de la licuación, incrementan la capacidad portante del terreno y minimizan las deformaciones tangenciales durante la acción sísmica. Tienen la ventaja de que su ejecución puede realizarse con bajos niveles de ruido y vibraciones. Sin embargo, debe prestarse mucha atención al costo de la actuación y a los efectos de los agentes estabilizantes sobre el medio ambiente. La susceptibilidad frente a la licuación en un terreno bajo una cimentación, en caso que se utilice un tratamiento parcial en zonas muy localizadas y no en masa, disminuye por el efecto de confinamiento y de restricción a las deformaciones tangenciales.
- A la hora de seleccionar un método de mitigación apropiado, el proyectista debe tomar en cuenta los costos, los factores de ejecución, el tipo de estructura, las condiciones del terreno, los efectos ambientales, la fiabilidad, la facilidad de supervisión y además los aspectos propios de cada tipo de actuación.
- Del estudio y análisis de las diferentes técnicas del terreno agrupada en esta categoría, se concluyó que las inyecciones de compactación son las más adecuadas para evitar y contrarrestar el fenómeno de la licuación, así como los efectos asociados a ella en obras construidas, por los siguientes motivos:
  - Están basadas en la densificación del terreno, a través de la inyección. De esta manera engloban las características propias de ambos métodos.
  - Sirven al mismo tiempo de recalce a la estructura en cuestión.

- Su costo es bajo en relación a otras técnicas similares.
- Su ejecución es sencilla.
- Los resultados obtenidos en terreno granulares saturados han sido muy satisfactorios.
- Se pueden realizar en condiciones de gálibo limitado.
- No tiene efectos ambientales.
- Son de fácil supervisión y control, entre otros aspectos.

### **VIII – 1-5 Sobre las inyecciones de compactación**

- La utilización de esta técnica, para mitigar el potencial de licuación de terrenos granulares sueltos, es relativamente reciente. Durante mucho tiempo su utilización estuvo destinada a la compensación de asientos y recalces de estructuras.
- Al combinar las características de la técnica de recalce, con las propias de esta técnica de inyección, hacen de este tipo de tratamiento una técnica fiable, eficaz, económica y sobre todo, aplicable a escenarios variados e inclusive bajo obras y estructuras existentes.
- La mitigación del potencial de licuación se obtiene mediante densificación del terreno. El agua y el aire contenido dentro del mismo son forzados a salir, produciéndose un reacomodo de las partículas que lo constituyen.
- El proceso de inyección deberá ser continuo hasta superar una presión límite, un volumen límite y/o que se produzcan movimientos indeseados.
- Esta técnica de mejora será más eficiente a medida que disminuye el contenido de finos en el terreno a mejorar.

- No obstante, los mecanismos en que se basa las inyecciones de compactación no están completamente comprendidos, lo cual reduce la fiabilidad de los diseños realizados hasta la fecha. Por ello, en esta investigación se realizó un estudio detallado de las inyecciones de compactación, con el objetivo final de desarrollar un método de diseño práctico y de fácil aplicación.

#### **VIII – 1-6 Sobre el nuevo método de diseño para inyecciones de compactación propuesto en esta investigación**

- Las inyecciones de compactación envuelven, en sí misma, una serie de parámetros complejos, propios de las diferentes condiciones y propiedades del terreno, además de las variables relacionadas con el proceso mismo de inyección. Por este motivo, los métodos de diseño más empleados actualmente, se han establecido a partir de la experiencia práctica y el empirismo (método de prueba y error), aspectos que reducen la efectividad de este tratamiento, como medida de mitigación del potencial de licuación.
- Con la finalidad de tener un mejor conocimiento de esta técnica, así como el planteamiento de un método de diseño práctico, se llevó a cabo un estudio detallado sobre el tema, cuyos principales objetivos han sido:
  - Determinar las distribuciones de las tensiones y deformaciones volumétricas del terreno tratado en torno a los puntos de inyección.
  - Conocer el papel que desempeña el incremento de la densidad relativa (mediante esta técnica) en la resistencia a la licuación.
  - Verificar el comportamiento combinado del terreno mejorado y las columnas de mortero ante cargas cíclicas sísmicas.
- Al inicio de esta investigación, se planteo desarrollar el método de diseño comentado a partir del análisis y simulaciones con elementos

finitos, utilizando para ello programas comerciales. Sin embargo, se llegó a la conclusión de que no es posible, debido a problemas derivados de las limitaciones de los modelos constitutivos de los programas existentes. Estos no están pensados para grandes deformaciones, como las que se producen en las inyecciones de compactación, las cuales provocan (en estos programas) problemas asociados a la generación de la malla y a la convergencia. Por lo cual, se requiere el desarrollo de programas y/o modelos constitutivos específicos para poder estudiar este problema, asuntos que están fuera del alcance de esta investigación (Anejo V-1).

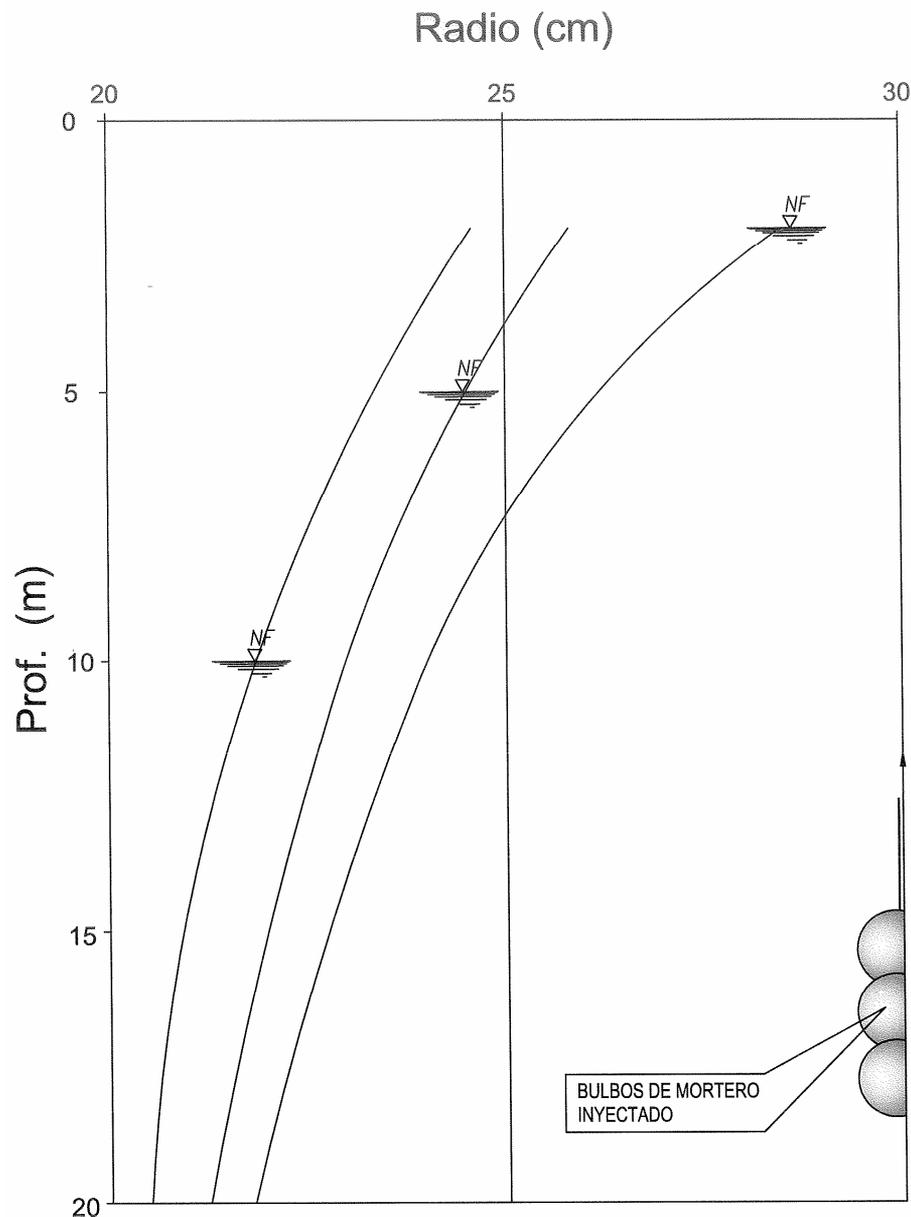
- El método de diseño propuesto se basa en desarrollos semi-analíticos, específicamente en la teoría de expansión de cavidades y en los mecanismos de rotura que experimentan los terrenos granulares prácticamente sin cohesión, al expandirse una cavidad a una profundidad específica, combinando:
  - El análisis del proceso de inyección, mediante el estudio evolutivo de las presiones necesarias para expandir una cavidad esférica.
  - El análisis de la relación presión – volumen de la cavidad expandida en rotura, es decir, la combinación volumen (radio de la cavidad) – presión en la interfaz cavidad-terreno que produciría la rotura del terreno y que a su vez generaría movimientos en la superficie del mismo.
  
- Dentro del método de diseño, uno de los aportes consiste en la posibilidad de evaluar la deformación volumétrica, experimentada en la zona densificada (mejora inducida), directamente a partir de los parámetros de resistencia y de deformabilidad del terreno; no teniendo que recurrir a la determinación de la misma mediante ensayos de laboratorio, en muchos casos complicados. Esta estimación de la deformación volumétrica permanente en la zona plástica, permitió

desarrollar una metodología para evaluar la mejora inducida por el tratamiento (incluida en el método de diseño propuesto), así como la determinación de la separación óptima (por densificación) entre los taladros de inyección.

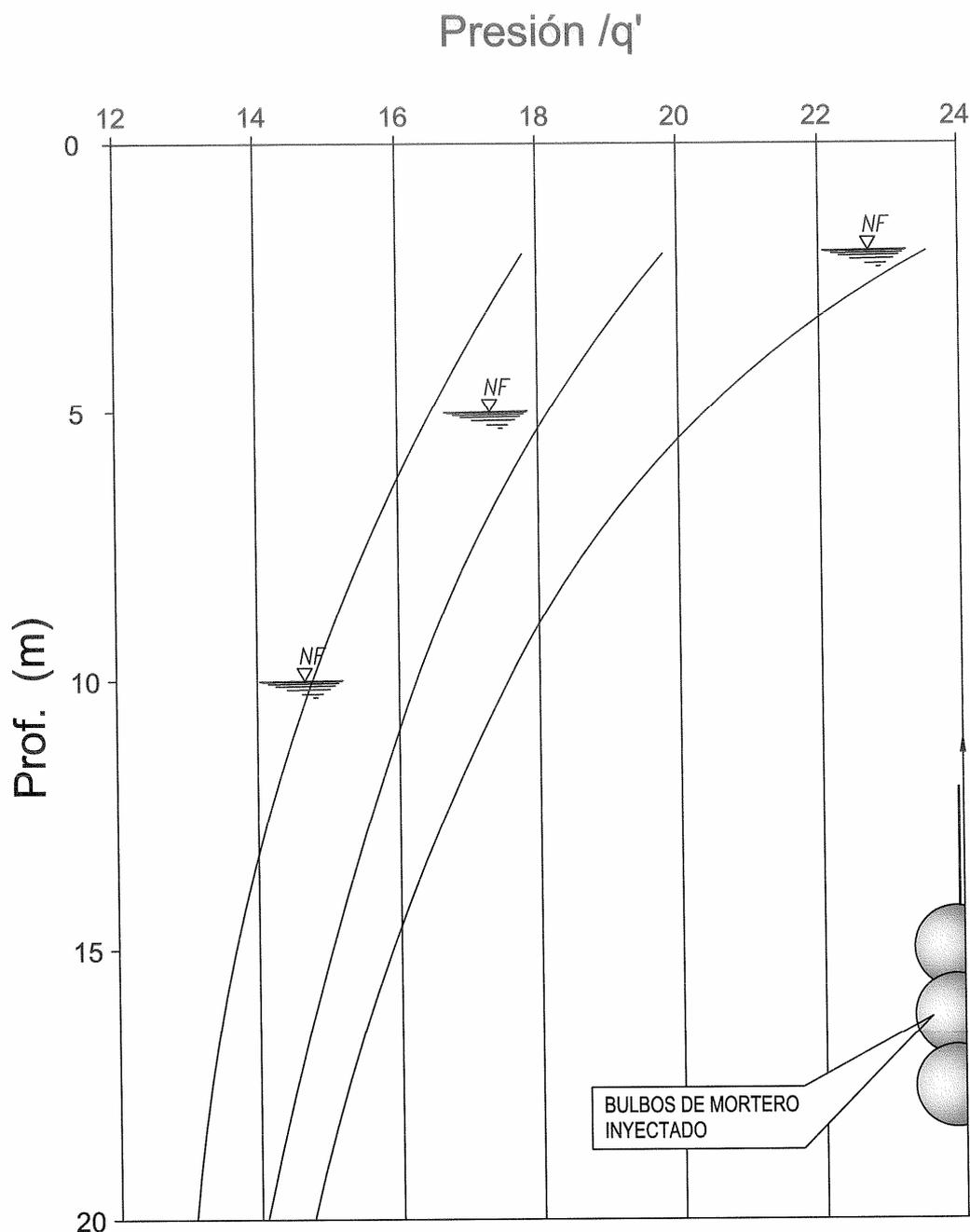
- Se ha podido deducir a partir de simulaciones realizadas con el método de diseño propuesto, que el criterio de cese de inyección por movimientos verticales en la superficie del terreno (rotura de la cuña sobre el punto de inyección), sólo se produce a profundidades inferiores a 3m, para los volúmenes teóricos efectivos estimados con el mismo.
- Con el objetivo de facilitar la utilización de este método, se desarrollaron unos ábacos (**Figuras VIII-3, VIII-4 y VIII-5**) constituidos por una serie de curvas que relacionan la variación del radio (a su vez el volumen de mortero a incorporar), la presión máxima que podría alcanzar la cavidad expandida y la separación óptima entre taladros. Todo ello en función de la profundidad del tratamiento y el estado tensional inicial del terreno.
- El procedimiento de aplicación del nuevo método de diseño se encuentra esquematizado en la **Figura VIII- 6**.
- Para generalizar la utilización de este método de diseño y permitir su aplicación bajo edificaciones existentes, se han incluido en el Capítulo V unos ábacos de diseño, que toman en cuenta una sobrecarga superficial de 1 y 2 kg/cm<sup>2</sup>.
- Este método de diseño es aplicable a arenas con contenido de finos inferiores a 20-30% (IP<10%) y que durante el proceso de ejecución del tratamiento, el caudal de inyección se mantenga lo suficientemente bajo (inferior a 55-60 lts/min), de tal forma que no se produzcan, prácticamente, incrementos en la presión intersticial o de poro.

- El volumen inyectado (medido en el equipo de bombeo) no se traduce estrictamente en una reducción del volumen de huecos, debido a factores relacionados principalmente con la pérdida de agua del mortero y consolidación del mismo. Por ello, hay que tener en cuenta un factor de eficacia (variable entre 1.2 y 2.4, dependiendo de las propiedades del mortero y el terreno), que debe ser aplicado al volumen teórico obtenido con el método de diseño propuesto.
- Al actuar la acción sísmica, en forma de la tensión tangencial media, las columnas de mortero tienden a tomar la mayor parte de la tensión actuante (siempre y cuando no fallen por flexión), debido a su mayor rigidez en relación con la del terreno que le circunda. Esto puede interpretarse como si se produjese una descarga en el terreno, aumentando el factor de seguridad frente a la licuación, al disminuir la relación cíclica de esfuerzos actuantes. En esta investigación se desarrolló un método para la evaluación de dicha descarga y la determinación de los espesores máximos a que sería aplicable.
- De acuerdo a un análisis de sensibilidad realizado, para un factor de reemplazo (Área transversal de la columna de mortero / Área de influencia de la misma) del 20% (cota superior en este tipo de tratamientos), se estimó que la carga que puede llegar a actuar en el terreno circundante a las columnas, es inferior al 20% de la tensión tangencial media actuante para valores de rigidez del mortero superiores a 20 veces el valor de rigidez del terreno.
- En dicho análisis también se ha podido observar, que el efecto de refuerzo de las columnas disminuye a medida que aumenta la profundidad del estrato, y que el espesor máximo en que la columna puede trabajar como refuerzo del terreno disminuye, a medida que aumenta la aceleración. Ambas tendencias se deben a que la tensión tangencial media actuante, se incrementa con la tensión vertical total y la

aceleración. También se observó que a mayor diámetro de las columnas, dicho espesor máximo se incrementa para la misma relación profundidad / diámetro. Esto último se atribuye a que a mayor diámetro existe mayor inercia y por lo tanto mayor resistencia a flexión.



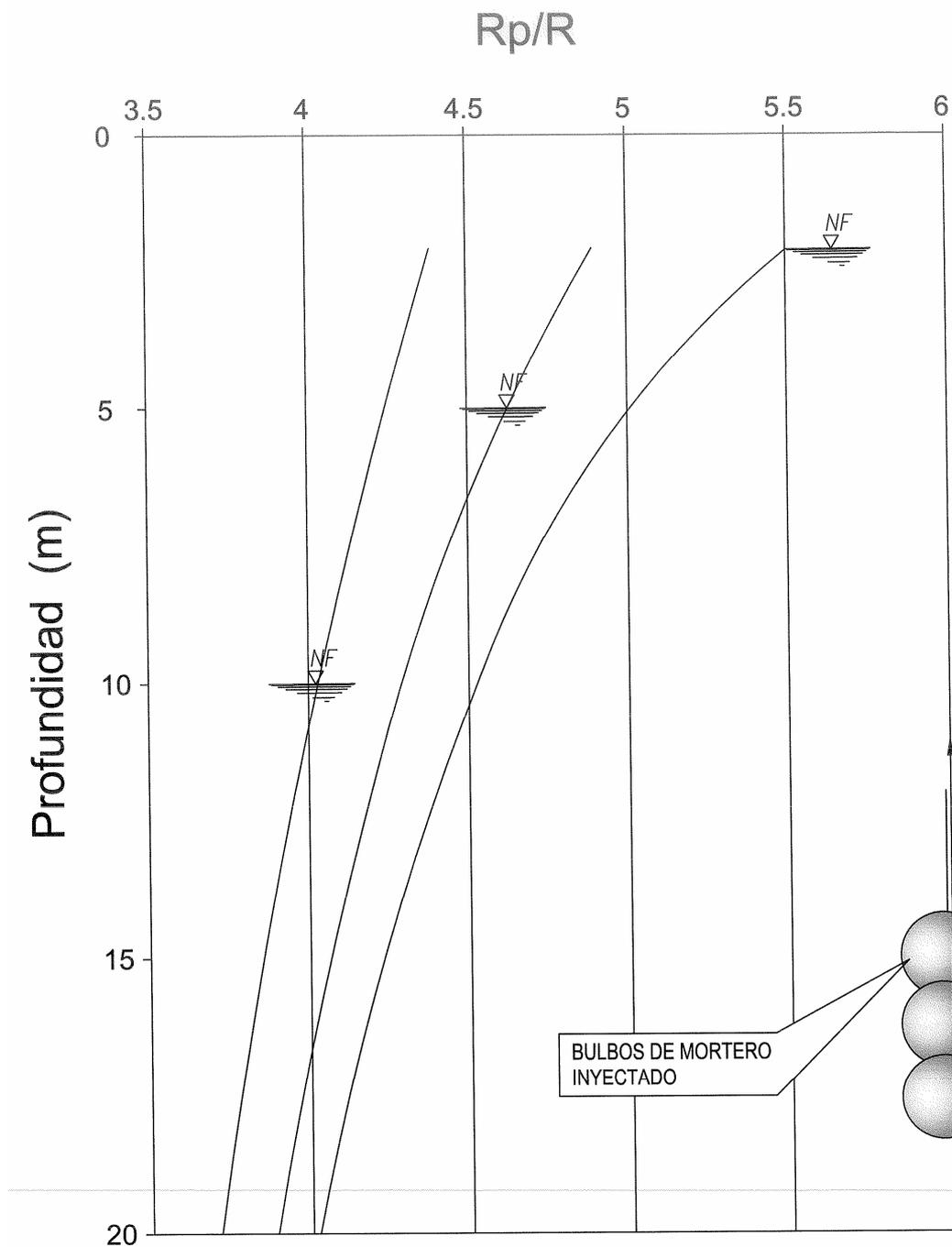
**Figura VIII-3** Tamaño máximo del bulbo inyectado en función de la profundidad, dependiendo de la localización del nivel freático, para arenas con C.F. inferiores al 20-30% ( $IP < 10\%$ ) y sin sobrecarga superficial.



**Figura VIII-4** Presión máxima en el bulbo inyectado en función del esfuerzo efectivo

medio inicial  $q' \left( \frac{\sigma'_v + 2.\sigma'_h}{3} \right)$  y la profundidad, dependiendo de la

localización del nivel freático, para arenas con C.F. inferiores al 20-30% (IP<10%), homogéneas e isótropas y sin sobrecarga superficial.



**Figura VIII-5** Radio de influencia máximo por taladro en función del radio del bulbo inyectado (Figura 5) y la profundidad, dependiendo de la localización del nivel freático y para arenas con C.F. inferiores al 20-30% ( $IP < 10\%$ ) y sin sobrecarga superficial.

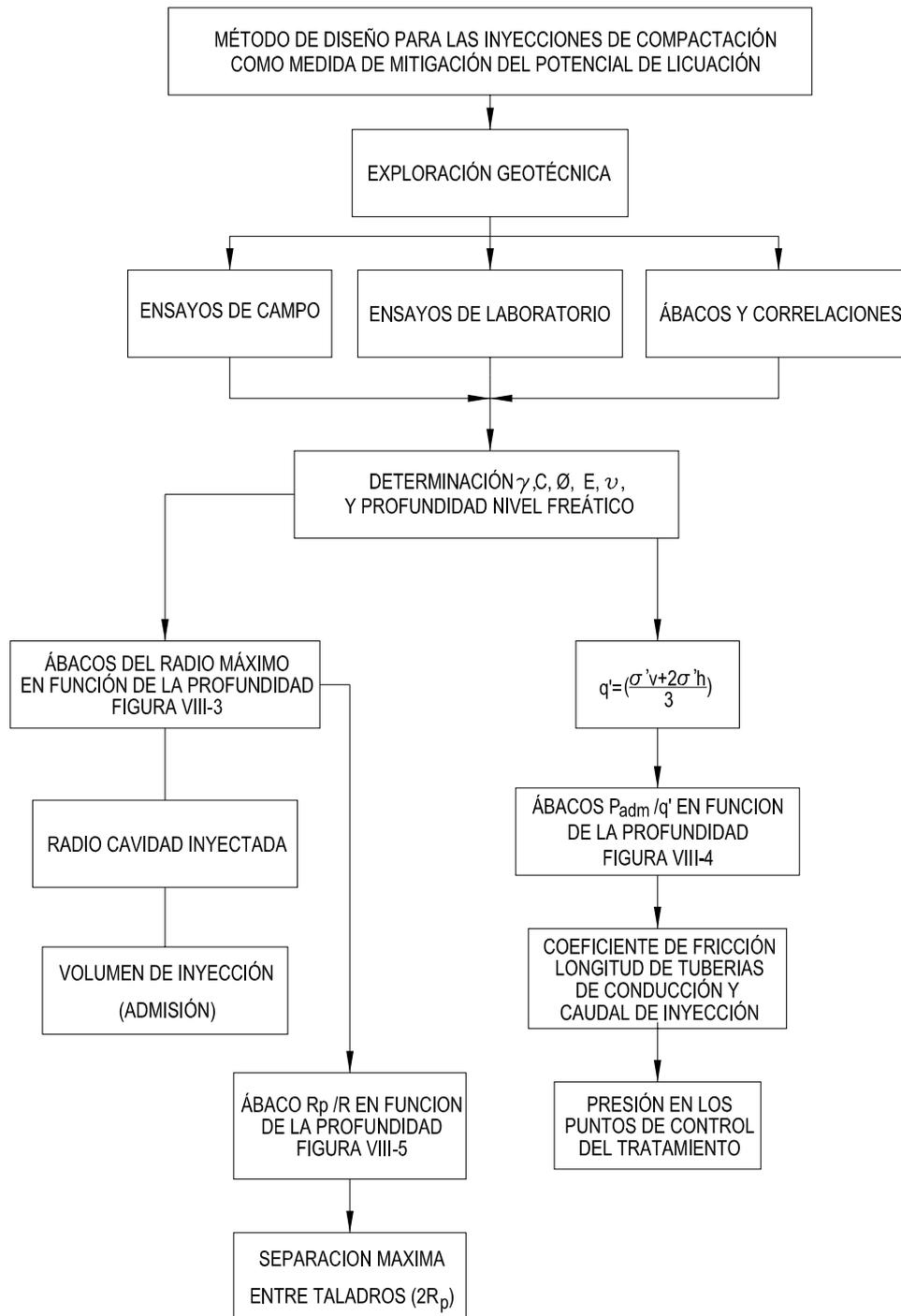


Figura VIII- 6 Esquema de la aplicación del método de diseño para las inyecciones de compactación desarrollado en esta investigación.

- No obstante, si no se utilizan fibras que incremente la resistencia a tracción, el espesor de terreno en que las columnas podrían trabajar sin fallar (por flexión) es limitado, siendo inferior a 2 m (en un terreno aún susceptible de licuarse, por no haberse logrado la densificación requerida) para columnas de 0.40 m de diámetro, localizadas en capas muy superficiales del terreno y aceleraciones en torno a 0.1 g. Este valor disminuye drásticamente a medida que aumenta la aceleración, la profundidad y disminuye el diámetro de la columna de mortero.

#### **VIII – 1-7 Sobre la verificación del método de diseño propuesto**

- La verificación del método de diseño se ha realizado a partir de una serie de ensayos llevados a cabo “in situ”, por el autor de esta investigación, durante los trabajos de asesoría que Geotecnia y Cimientos S.A. (GEOCISA) realizó para DRAGADOS INDUSTRIAL (Contratista General), en el proyecto “Reconfiguración de la Refinería Lázaro Cárdenas de Río, en Minatitlán (Estado de Veracruz), México”.
- Con la finalidad de validar el método de diseño propuesto, se realizaron una serie de ensayos y pruebas “in situ”, que se detallan a continuación:

##### ***Ensayos de pérdida de carga (presión) durante el proceso de bombeo.***

Estos ensayos se realizaron con el objetivo de determinar las pérdidas de cargas producidas en las tuberías de acero y goma, al circular por su interior un mortero, con las características del utilizado para las inyecciones de compactación. Las pérdidas se han expresado en función del coeficiente de fricción de estos materiales y permiten establecer una correlación, entre los valores de las presiones registradas en los puntos de control del tratamiento y las realmente transmitidas al terreno que se pretende mejorar.

***Ensayos de inyección, excavación y extracción de taladros inyectados.***

Estos se han realizado con el objetivo de comprobar, en campo, la geometría de los bulbos de mortero inyectados, en función de las presiones y admisiones registradas durante el proceso de inyección, para posteriormente compararlo con lo esperable teóricamente siguiendo el método de diseño propuesto.

Comparando los resultados esperables según diseño, con los medidos directamente sobre los taladros extraídos y los calculados utilizando los coeficientes fricción en las tuberías (obtenidos en el ensayo de pérdida de carga), se llegó a la conclusión que ambos resultados (presión y admisiones teóricas según diseño y los medidos en campo) son similares; lo anterior valida el método de diseño propuesto en estos aspectos.

***Campo de pruebas.***

Con la finalidad de evaluar la eficacia del tratamiento en su conjunto, así como la validación de la separación entre taladros (determinada a partir del método de diseño propuesto), se ejecutó un campo de prueba, acompañado de una serie de ensayos de SPT y CPT antes y después del tratamiento. Los resultados del análisis de licuación llevado a cabo, valida la eficacia del tratamiento en sentido global y la separación óptima entre taladros de inyección.

***Ensayos de verificación del tratamiento masivo con inyecciones de compactación.***

Los resultados obtenidos en los ensayos de verificación (SPT, de acuerdo con los requerimientos de la obra), del tratamiento masivo ejecutado en la Unidad Hidrodesulfuradora Diesel, perteneciente a la “Reconfiguración de la Refinería Lázaro Cárdenas de Río” (3970 taladros, representando una área de 11154.5 m<sup>2</sup>), confirman las

conclusiones establecidas en el campo de prueba y en los ensayos previos.

Con base a los argumentos expuestos, en cuanto al mortero, volúmenes (admisiones), presiones, separación de taladros, ejecución y verificación de los resultados, se concluyó que el diseño realizado con el método propuesto cumple satisfactoriamente el objetivo fijado (mitigar el peligro de licuación) y por lo tanto, se puede considerar validada la metodología propuesta.

#### **VIII – 1-8 Sobre la verificación con otros casos reales**

- Los casos comparados pertenecen a la literatura técnica y corresponden a aplicaciones realizadas en Estados Unidos, desde 1983.
- Los diseños, que acompañaron estos tratamientos, se realizaron con base empírica y sus resultados fueron validados en campo mediante la metodología de “prueba y error”, lo cual confirma uno de los hechos que ha motivado esta investigación: la falta de un método práctico de diseño para este tipo de tratamiento.
- El tipo de terreno en que se han realizado los tratamientos, arenas a arenas limosas (contenido de finos entre 5 y 30%) y la profundidad en que se llevaron a cabo los mismos, han permitido la comparación con los criterios de diseño definidos en esta investigación, a partir de los ábacos de diseño desarrollados.
- Algunos de los casos corresponden a actuaciones bajo obras existentes, específicamente los relacionados con las presas Pinopolis West, Steel Creek y Chessman.

- A partir de la comparativa realizada, se puede señalar que a pesar de que los resultados de los tratamientos han sido satisfactorios, todos los casos presentados corresponden a diseños descompensados, sin un uso racional del mortero incorporado, en donde claramente se ha producido una rotura del terreno, en vez de una densificación controlada mediante la expansión de la cavidad con el mortero.
- Se hubiese alcanzado los mismos objetivos utilizando los lineamientos de los ábacos propuestos, en los cuales se optimizan las admisiones, las presiones y la separación máxima efectiva entre taladros, significando ahorro económico y de plazos de ejecución.
- Lo anterior se vio confirmado con los datos y resultados obtenidos en el campo de prueba y posteriormente, el tratamiento masivo con inyecciones de compactación en la “Reconfiguración de la Refinería Lázaro Cárdenas del Río, Minatitlán, México”. En dicho proyecto, las inyecciones de compactación han sido utilizadas, de manera muy exitosa, para la mitigación del potencial de licuación en arenas y arenas limosas, con un contenido de finos entre 5 y el 30%, localizadas entre 10 y 20m de profundidad. Siendo el terreno parecido a los encontrados en los casos descritos en la literatura.
- Finalmente, puede concluirse que la presente investigación constituye un buen aporte al mundo de los tratamientos del terreno y de manera muy específica a aquellos cuyo objetivo es mitigar el potencial de licuación. A partir del método presentado, es posible configurar diseños de tratamientos mediante el uso racional, eficiente y económico de las inyecciones de compactación.

### VIII – 1-9 Sobre los objetivos de esta tesis

En función de lo expuesto en este capítulo puede concluirse, finalmente, que se ha cumplido con todos los objetivos propuestos al comienzo de esta tesis, cuyas aportaciones originales pueden resumirse como sigue:

- Un método para evaluar la susceptibilidad a la licuación basado en la correlación directa entre la resistencia a la licuación y la forma en que varía con la profundidad, la resistencia a la penetración con el CPT (apartado II-8, Capítulo II).
- Un método de diseño de las inyecciones de compactación basado en la expansión de cavidades esféricas. Dicho método sigue una metodología práctica, combinando el estudio del proceso de inyección (expansión de una cavidad esférica), con el de la relación volumen-presión en el bulbo de mortero inyectado (cavidad expandida) que provocaría la rotura del terreno, es decir, acoplando dos análisis en un solo modelo. Este método es aplicable tanto a obras nuevas, como a obras existentes (apartado 5, Capítulo V) e incluye unos ábacos de diseño, que facilitan su aplicación (apartado 9, Capítulo V y Figuras V-29 a V-38).
- Un método de evaluación de la concentración de tensiones que se produce en los taladros inyectados (inclusión rígida), dentro del terreno reforzado con inyecciones de compactación, ante la acción sísmica. Lo cual permite incrementar el factor de seguridad frente a la licuación en el o los estratos donde no se haya alcanzado el mínimo requerido por la normativa (apartado 11, Capítulo V y Figura V-27). Este método incluye un procedimiento que permite estimar el espesor máximo de terreno (con coeficiente de seguridad insuficiente), en que el taladro inyectado con mortero puede actuar como una inclusión rígida sin llegar a la rotura (apartado 11, Capítulo V y Figuras V-28 y V-29).

- La determinación de los coeficientes de fricción en las tuberías de acero y goma (comunmente utilizadas en este tipo de tratamiento) al circular por su interior un mortero con las características del empleado para las inyecciones de compactación, de tal forma, que se puedan evaluar las presiones realmente transmitidas en los puntos de inyección a partir de las presiones registradas en los puntos de control del tratamiento (apartado 3-2, Capítulo VI y Figura VI-2 y VI-3).
- Finalmente, el estado del arte actualizado sobre el estudio del fenómeno de licuación, así como el de las diferentes técnicas de mejora del terreno (Capítulos II y III), además del desarrollo de un modelo que reproduce el proceso evolutivo de expansión de una cavidad cilíndrica en función de las presiones aplicadas (apartado 5, Capítulo V), constituyen otros aportes de esta investigación.

## VIII- 2 FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

- Aún habiendo alcanzado los objetivos descritos en el Capítulo 1, el carácter de este trabajo impone limitaciones a la amplitud del mismo. Por ello, es deseable prolongar los estudios llevados a cabo en esta investigación, bajo la óptica de nuevas líneas de investigación como las que se proponen a continuación.
- La generalización del método de predicción del fenómeno de licuación basado en CPT, a otras condiciones distintas a aquellas para las cuales fue obtenido.
- Las curvas límites por izquierda y por derecha, y el valor límite del factor  $f_s/q_c$ , en los cuales está basado el método propuesto, no son definitivos y podrán ser mejorados a medida que se vayan analizando más datos

correspondientes a sitios que se licuaron bajo la acción de sismos diferentes. Estos sitios deberán ser, no solo de características similares a los ya analizados, sino también de características diferentes a los mismos, con el objeto de ampliar el alcance de dicho método para poder aplicarlo, por ejemplo, terrenos formados principalmente por arenas gruesas y medias, saturadas.

- Las inyecciones de compactación envuelven una serie de parámetros complejos, debido a las diferentes condiciones y propiedades del terreno, además de las variables relacionadas con el proceso mismo de inyección, por lo tanto, en el desarrollo del método de diseño (presentado en esta investigación) se realizaron algunas simplificaciones, por lo que existen ciertos aspectos que merecen la pena seguir investigando, entre los que se puede citar:
  - Extender la aplicación del método de diseño a otras aplicaciones distintas a la mitigación del potencial de licuación, por ejemplo, recalces y compensación de asientos.
  - Generalizar el método de diseño, de tal forma que pueda ser aplicado a otros tipos de suelos, tomando en cuenta que ello implica el desarrollo de un nuevo modelo que relacione la combinación entre el volumen (radio de la cavidad expandida) – presión en la interfaz cavidad-terreno, que produciría la rotura del terreno y a su vez generación movimientos en la superficie del terreno.
  - Optimizar el modelo existente (aquí desarrollado), incorporándole algún mecanismo que permita tener en cuenta la mejora obtenida por la superposición de bulbos dentro de la ejecución de un mismo taladro. Así como también, las mejoras inducidas al terreno por las fases previas de inyección dentro de un mismo taladro.
- En los tratamientos con inyecciones de compactación se han constatado discrepancias entre las admisiones registradas (cuantificadas en el

equipo de bombeo) y las densidades relativas estimadas en los terrenos tratados, bajo la hipótesis de que la reducción de huecos en el terreno, se produce acorde con una distribución uniforme de las deformaciones volumétricas del estrato tratado. Por ello, en los diseños se incorpora un factor de eficacia, de tal manera que se pueda tener en cuenta esta diferencia. Investigar sobre la variación de dicho factor, en función de los componentes del mortero y su diseño de mezcla, así como de la puesta en obra y el terreno a tratar, representa un buen campo de investigación.

- De la misma manera, la variación de los coeficientes de fricción, en función de los componentes de la mezcla de mortero, la temperatura, y el estado en el interior de las tuberías de conducción, cuando se hace circular el mortero, también constituyen otro buen campo de investigación.
- El método de evaluación del suelo como un terreno reforzado, compuesto por los taladros y el suelo que le circunda, puede ser mejorado tomando en cuenta aspectos como la interacción inclusión-suelo-estructura, constituyendo otra futura línea de investigación.

# **CAPÍTULO IX**

# **BIBLIOGRAFÍA**



**BIBLIOGRAFÍA.**

1. Al-Alusi, H.R., "Compaction Grouting: From Practice to Theory". Grouting: Compaction, Remediation and Testing. Proceedings of Geo-Logan'97 Conference. Utah 1997.
2. Ambraseys, N. "Engineering Seismology". Earthquake Engineering and Structural Dynamic, Vol. 17. 1988
3. American Society for testing and material. "Standard method for deep quasi-static cone and friction-con penetration test of soils". Designation D2441. Philadelphia, PA. 1979.
4. Andrus, R; Chung, R., "Ground Improvement Techniques for Liquefaction Remedation Near Existing Lifelines". Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standard and Technology USA.
5. Archivo técnico Departamento de Ejecución, Geotecnia y Cimientos S.A. (Geocisa).
6. Armijo Palacio, G., "Influencia de los métodos de mejora del terreno en la resistencia de suelos flojos frente a terremotos". Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Madrid. 1995.
7. Armijo Palacio, G., "Liquefaction potencial of fine granular soils in western Andalusia". Earthquake Engineering, Tenth World Conference. Balkema, Rotterdam. 1992
8. Armijo Palacio, G., "Influencia de los métodos de mejora del terreno en la resistencia de suelos flojos frente a licuación". Tesis Doctoral, Universidad Politecnica de Madrid, 1995.
9. Armijo Palacio, G., Martín Jiménez, E., "Nueva técnica de compactación para la mejora de terreno de cimentación de terraplenes viales". IV Simposio Nacional de Geotecnia Vial. Santander, Marzo de 2004.
10. Armijo Palacio, G., "Micropilotes con inyecciones de desplazamiento". Jornada técnica AETESS. Febrero 2003.
11. Armijo Palacio, G., "Recalce con inyecciones de compactación en la iglesia del Sagrado Corazón, Gijón Asturias". Mayo 2002.

12. Baez, J. I., Henry, J. F.; "Reduction of Liquefaction Potential by Compaction Grouting at Pinopolis West Dam". Geotechnical Special Publication No. 35; Geotechnical Practice in Dam Rehabilitation, L. R. Anderson, ed., ASCE 1983.
13. Baez, J. I. (1993), "Advances in the Design of Vibro Systems for the Improvement of Liquefaction Resistance". Proceedings of Symposium on Ground Improvement. Vancouver Geotechnical Society.
14. Baker, W. H. "Embankment Foundation Densification by Compaction Grouting". Proceeding Issues in Dam Grouting. ASCE 1985.
15. Baligh, M. (1976), "Cavity Expansion in Sands with Curve Envelopes". Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers.
16. Bandimere, S. "Low Mobility and Compaction Grouting, Application Review". Universidad de Houston, 1998.
17. Bandimere, S. "Compaction Grouting State of Practice 1997". Grouting: Compaction, Remediation and Testing. Proceedings of Geo-Logan'97 Conference. Utah 1997.
18. Boulanger, R., W., Hayden, R., F. (1995), "Aspects of Compaction Grouting of Liquefiable Soil". Journal of Geotechnical Engineering, Diciembre 1995.
19. Boulanger, R., Hayden, R. "Aspects of Compaction Grouting of Liquefiable Soil". Journal of Geotechnical Engineering. December 1995.
20. Byle, M., "Limited Mobility Displacement Grouting: When Compaction Grout is not Compaction Grout". Grouting: Compaction, Remediation and Testing. Proceedings of Geo-Logan'97 Conference. Utah 1997.
21. Byle, M., "An Approach to the Design of Limited Mobility Displacement Grouting". Advances in Grouting and Ground Modification, Proceedings of Sessions of Geo-Denver 2000.
22. Byle, M., "Design consideration for inclusions by limited mobility displacement grouting". Proceedings of the third international conference of Grouting and Ground Treatment, New Orleans, Louisiana, Feb. 10-12, 2003.

23. Chai, J., Miura, N., Koga, H. (2005), "Lateral Displacement of Ground Caused by Soil-Cement Column Installation". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers.
24. Christian, J.T. and Swiger, W.F. "Statistics of liquefaction and SPT results". ASCE-JGED, Vol. 101. N° GT11. 1975.
25. D'Appolonia, D.J. and D'Appolonia, E. "Determination of the maximum density of cohesionless soils", Proc. Third Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Haifa, Israel. 1967.
26. Das, B. "Fundamentals of Soils Dinamy", Ed. Elsevier, New York.
27. De Alba, P; Seed, H.B. and Chang, C. K. "Sand Liquefaction in large-Scale Simple Shear Test", Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE. 1976.
28. Denver Grouting Service Inc. "Compaction Grouting, General Guidelines and Specifications".
29. Dickes, G., "Design of Compaction Grouting Mix". Constellation Group LLC. Documento interno Geotecnia y Cimientos S.A. Julio 2002.
30. Diaz Rodriguez, A. Armijo Palacio, G., "Liquefaction potencial of cohesionless soils using CPT". Soil an Foundation, Japanesse society of soil mechanics and foundation engineering. Septiembre 1991.
31. Dobry, R.; Stokoe II, K.H.; Ladd, R.S. and Youd, T. L. "Liquefaction susceptibility from S-waves velocity". ASCE Nacional Convencion, St. Louis Missouri. 1981.
32. Domínguez, E. (2001), "Análisis de la Compensación de Movimientos Originados por la Excavación de Túneles". Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid.
33. Donovan, N.C.; Becker, A.M.; Lau, G.Y.F (1984). "Liquefaction Mitigation by Site Improvement". Proceedings 8<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Englewood Cliffs New Jersey.
34. El-Kelesh, A. M., Mossaad, M., Basha, I., (2001), "Model of Compaction Grouting". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers.

35. El-Kelesh, A., Matsui, T. "Effect of Soil and Grouting Parameters on the Effectiveness of Compaction Grouting". Proceedings of the third international conference of Grouting and Ground Treatment, New Orleans, Louisiana, Feb. 10-12, 2003.
36. Foundation Engineering Handbook, Second Edition. Van Nostrand Reinhold, 1991.
37. Federal Highway Administration, "An Introduction to the deep soil mixing methods as used in geotechnical applications". Marzo 2005.
38. Finn, W., "Evaluation of liquefaction potential". Soil dynamics and earthquake geotechnical engineering. Balkema, Rotterdam. 1993.
39. Finn, W.D.L. "Liquefaction Potential: Developments since 1976". Proceedings of the International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri, Rolla, Missouri. 1981.
40. Finn, W.D.L.; Bransby, P.L. and Pickering, D.J. "Effect of Strain History on Liquefaction of Sands", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE. 1970.
41. Finn, W.D.L.; Emery, J.J. and Gupta, Y.P. "Liquefaction of large samples of saturated sand on a shaking table". Proceedings of the First Canadian Conference on Earthquake Engineering. 1971.
42. Graf, E. (1969), "Compaction Grouting Technique and Observation". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers.
43. Graf, E. (1992), "Compaction Grouting, 1992". Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, Geotechnical Special Publication, American Society of Civil Engineers.
44. Guzmán, A. Vibroflotación y Vibrosustitución; Mejoramiento de Suelos. Artículo publicado en La Revista técnica de la construcción, de la Cámara Chilena de la Construcción. Junio 1999.
45. Henríquez Pantaleón, I., "Diseño de mezcla en inyecciones de compactación". Documento interno Geotecnia y Cimientos S.A. Junio 2002.

46. Henríquez Pantaleón, I., "Ensayo de consistencia de mortero en inyecciones de compactación (ensayo de la pelota de Baseball)". Documento interno Geotecnia y Cimientos S.A. Junio 2002.
47. Henríquez Pantaleón, I. "Licuación de suelos". Seminario presentado en asignatura Dinámica de suelos, Universidad Politécnica de Madrid. 2002.
48. Henríquez Pantaleón, I. "Análisis de licuación para las Unidades Combinada, Catalítica (FCC-2) e Hidrodesulfuradora de Diesel, en la reconfiguración de la refinería Gral. Lázaro Cárdenas, en Minatitlán Ver. México". Documento interno Geotecnia y Cimientos S.A. Nov 2005.
49. Henríquez Pantaleón, I. "Campo de pruebas con inyecciones de compactación en la Unidad Hidrodesulfuradora de Diesel. Reconfiguración de la Refinería Gral. Lázaro Cárdenas, en Minatitlán Ver. México". Documento interno Geotecnia y Cimientos S.A. Abril 2006.
50. Henríquez Pantaleón, I. "Dictamen tratamiento con inyecciones de compactación en la Unidad Hidrodesulfuradora de Diesel. Reconfiguración de la Refinería Gral. Lázaro Cárdenas, en Minatitlán Ver. México". Documento interno Geotecnia y Cimientos S.A. Septiembre 2006.
51. Hussin, J.; Ali, S. "Soil Improvement at the Trident Submarine Facility". Soil Improvement – a ten year update; Geotechnical Special Publication, No.12, J.P. Welsh, ed., ASCE 1987.
52. Ishihara, K. "Simple method of analysis for liquefaction of sand deposits during earthquakes". Soils and Foundation, vol. 17. 1981.
53. Ishihara, K. "Liquefaction and flow failure during earthquakes". Geotechnique. 1993.
54. Ishihara, K. and Koga, Y. "Case Studies of Liquefaction in the 1964 Niigata Earthquake". Soils and Foundation. 1981.
55. Ishihara, K. and Koseki, J. "Discussion on cyclic shear strength of fines-containing sands". Earthquake Geotechnical Engineering, Proceedings 12th International Conference of Soil Mechanics, Rio de Janeiro. 1989.
56. ISSMFE. "Report of the Sub-committee of standarization of penetration testing in Europe". 9<sup>th</sup> ICSMFE, Tokyo, Japan. 1977.

57. Jamiolkowski, M.; Baldi, G.; Bellotti, R.; Ghionna, V. and Pasqualini, E. "Penetration resistance and liquefaction of sands". Proceedings, 11<sup>th</sup> ICSMFE. 1985.
58. Japanese Geotechnical Society, Remedial Measure against Soil Liquefaction. A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield, 1998.
59. Juang et al. "Simplified cone penetration test-based method for evaluating liquefaction resistance of soils". Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. Diciembre 2003.
60. Keller, T. O., Castro, G., Rogers, J. H. "Steel Creek Dam Foundation Densification". Soil Improvement – a ten year update; Geotechnical Special Publication No. 12, J.P. Welsh, ed., ASCE 1987.
61. Kovacs, W.D. and Salomone, L.A. "SPT hammer energy measurement". Journal Geotechnical Engineering. 1982.
62. Kramer, S. "Geotechnical Earthquake Engineering". Prentice-Hall International, 1996.
63. Kyle, R., Seed, H., "Influence of buildings on potencial liquefaction damage". Journal of geotechnical engineering. 1990.
64. Ladd, R.S. "Effects of specimen preparation on the cyclic structural stability of sand". Symposium on Soil Liquefaction, ASCE National Convention, Philadelphia. 1976.
65. Ladd, R.S. "Specimen preparation and cyclic stability of sand". Proceedings ASCE. 1977.
66. Lee, K.L. and Fitton, J.A. "Factors affecting the cyclic loading strength of soil". Symposium on Vibration Effects of Earthquake on Soils and Foundation, ASTM Spec. Techn. 1968.
67. Liao, S. and Whitman, R.V. "Overburden correction factors for SPT in sand". Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112. 1985.
68. Lukas, R.G. "Dynamic compaction for highway construction Vol. 1: Design and construction guidelines". Federal Highway Administration Report No. RD-86/133, Washington, DC. 1986.

69. Marchetti, S. "Detection of liquefiable sand layers by mean of quasi-static penetration tests". Proceedings, 2<sup>nd</sup> European Symposium on Penetration Testing, Vol. 2. 1982.
70. Martín Montes, L., "Proceso de ejecución para el tratamiento con inyecciones de compactación bajo la zapata de la pila 7, Viaducto Río España, Asturias". Documento Interno Geotecnia y Cimientos S.A. Julio 2002.
71. Martin, G.R. and Douglas, B.J. "Evaluation of the Cone Penetrometer for Liquefaction Hazard Assessment". U.S. Geological Survey Open-File Report. 1981.
72. Mayne, P.W.; Jones, J.S. and Dumas, J.C. "Ground response to dynamic compaction". Journal of Geotechnical Engineering, Div. ASCE. 1984.
73. Miller, E.A.; Roycroft, G.A. "Compaction Grouting Test Program for Liquefaction Control". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Abril 2004.
74. Ministerio de Fomento. Borrador Norma de Micropilotes.
75. Ministerio de Fomento. Borrador Norma de Jet Grouting.
76. Mitchell, J.K. "Soil Improvement: State-of-the-Art". Proceedings of the 10<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 4, A.A. Balkema Publishers, Rotterdam, Netherlands. 1981.
77. Mitchell, J.K. and Durgunoglu, H.T. "In-Situ Strength by Static Cone Penetration Test". 8<sup>th</sup> ICSMFE, Vol. 1. 1973.
78. Miura, S.; Toki, S. and Tanizawa, F. "Cone Penetration Characteristics and its Correlation to Static and Cyclic Deformation-Strength Behavior of Unisotropic Sand". Soils and Foundation , Vol. 24. 1984.
79. Moreno Alfaro, H. "Reconfiguración de la Refinería Gral. Lázaro Cárdenas, en Minatitlán, Veracruz". Revista de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. May-Jun de 2004.
80. National Research Council., "Liquefaction of soils during earthquake". Committee on Earthquake Engineering, commission on engineering and technical system. Washington USA, 1985.

81. Naval Facilities Engineering Service Center. "Sismic desing criteria for soil liquefaction". Technical report TR-2077-SHR. 1997. Naudts, A., Van Impe, R., "An Alternate Compaction Grouting Technique". Advances in Grouting and Ground Modification, Proceedings of Sessions of Geo-Denver 2000.
82. Nichols, S., Goodings, D. "Effects of Grout Composition, Depth and Injection Rate on Compaction Grouting". Advances in Grouting and Ground Modification, Proceedings of Sessions of Geo-Denver 2000.
83. Nichols, S., Goodings, D. (1997), "Effects of Grout Composition, Depth and Injection Rate on Compaction Grouting". Grouting: Compaction, Remediation and Testing, Proceedings of the Geo-Logan `97.
84. Oteo, C., Sopeña, L., Sola, P., Monroe, S. "Consolidación del Terreno con Inyecciones en el Nuevo Acceso al Aeropuerto de Barajas, Madrid". Madrid, España 1996.
85. Ovando Shelley, E., "Licuación de Arenas". TGC Geotécnia, Mexico. 1996.
86. Peacock, W.H. and Seed, H.B. "Sand liquefaction under cyclic loading simple shear conditions", Proceedings ASCE. 1968.
87. Priebe, H. J. "The prevetion of liquefaction by vibro-replacement". Proceedings from Earthquake Resistance and Design, Berlin, Germany. 1989.
88. Priebe, H. J. "The desing of vibro replacement". Ground Engineering, Technical paper 12-61E. December 1995.
89. Priebe, H. J. "Design Criteria for Ground Improvement by Stone Columns". Fourth National Conference of Ground Improvement. Lahore, Pakistan. 1993.
90. Pyke, R. Chan, C.K. and Seed, H.B. "Settlements and liquefaction of sands under multi-directional shaking". Report EERC 74, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
91. Rawlings, C.G.; Hellowell, E.E.; Kilkenny, W.M. Grouting for ground engineering. CIRIA, 2000.

92. Robertson, P.K. "Discussion on paper "Correlation between liquefaction resistance and shear wave velocity" by Tokimatsu, K. and Uchida, A. Soil and Foundation, Vol. 30. 1990.
93. Robertson, P.K. and Campanella, R.G. "Interpretation of cone penetration test. Part I: Sand". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20. 1983.
94. Robertson, P.K. and Campanella, R.G. "Liquefaction Potential of Sands Using the CPT". ASCE-JGED, Vol. 111. 1985.
95. Robertson, P.K. and Campanella, R.G. and Wightman, A. "SPT-CPT correlations". ASCE-JGED, Vol. 109. 1983.
96. Salley, J. R.; Foreman, B.; Baker, W.; Henry, J. F. "Compaction Grouting Test Program Pinopolis West Dam". Proceedings Soil Improvement – a ten year update. ASCE 1987.
97. Santos, A; Martínez, J.M; García, J.L.; Garrido, C. Sistema de mejora prefijada del terreno compatible con movimientos milimétricos del entorno, Libro homenaje a José Antonio Jiménez Salas. Geotecnia en el año 2000, Ministerio de Fomento, Madrid.
98. Schmertmann, J., Henry, J. "A Design Theory for Compaction Grouting". Proceedings of the second international conference of Grouting and Ground Treatment, New Orleans, Louisiana, 1992.
99. Schmertmann, J. "Guidelines for cone penetration test, performance and design". Report FHWA-TS-78-209, Federal Highway Administration, Washington, D.C. 1978a.
100. Schmertmann, J. "Study of Feasibility of Using Wissa-Type Piezometer Probe to Identify Liquefaction Potential of Saturated Fine Sands". Technical Report 578-2, Waterways Experiment Station, U.S. Army Corps of Engineering, Vicksburg, Miss.
101. Schmertmann, J. and Palacios, A. "Energy Dynamics of SPT". Journal Geotechnical Division, ASCE 105 (GT8). 1979.
102. Schmertmann, J.; Baker, W.; Gupta, R.; Kessler, K.; "CPT/DMT  $Q_c$  of Ground Modification at a Power Plant". Proceedings of In Situ '86, GT Division. ASCE 1986.

103. Seed, H.B. "Evaluation of soil liquefaction effects on level ground during earthquake". pp.1-104, in Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering. ASCE Preprint 2752, presented at the ASCE National Convention, Philadelphia, Pennsylvania, ASCE, New York.
104. Seed, H.B. "Design Problems in soil liquefaction". Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE. Vol. 113. 1987.
105. Seed, H.B. and de Alba, P. "Use of SPT and CPT test for evaluating the liquefaction resistance of sands". Use of In-situ Test in Geotechnical Engineering, Geotechnical Special Publication No. 6, ASCE New York. 1986.
106. Seed, H.B. and Idriss, I.M. "An Analysis of the soil liquefaction in Niigata earthquake". Proceedings ASCE. 1967.
107. Seed, H.B. and Idriss, I.M. "A Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", Report EERC 70-9, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California. 1970.
108. Seed, H.B. and Idriss, I.M. "A Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential". Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE 97, SM9. 1971
109. Seed, H.B. and Idriss, I.M. "Ground Motions and Soil Liquefaction during Earthquakes", monograph series, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California.
110. Seed, H.B. and Lee, K.L. "Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading". Proceedings, 92 (SM6). 1966.
111. Seed, H.B.; Idriss, I.M.; Makdisi, F. and Bannerjee, N. "Representation of irregular stress time history analysis". Report No. EERC 75-29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California. 1975.
112. Seed, H.B.; Mori, K. and Chan, C.K. "Influence of seismic history on the liquefaction characteristics of sands", Report No. 75-25, University of California, Berkeley, California. 1975.

113. Seed, H.B.; Pyke, R. and Martin, G.R. "Effects of multi-directional shaking on liquefaction of sands". Report No. EERC 75-41, University of California, Berkeley, California. 1975.
114. Seed, H.B.; Idriss, I.M. and Arango, I. "Evaluation of liquefaction potencial using field performance data", Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 109. 1983.
115. Seed, H.B.; Tokimatsu, K.; Harder, L.F. and Chung, R.M. "Influence of SPT procedures in soil liquefaction evaluations", Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 111. 1985.
116. Seed, R.B., Cetin, K.O., Moss, R.E.S., Kammere, A.M, Wu, J., Pestana, J.M., Reimer, F.M., Proceedings: Fourth international conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics and symposium in honor of professor W.D. Finn. San Diego, California. 2001.
117. Shibata, T., Teparaksa, W. "Evaluation of soil liquefaction potencial of soil using cone penetration test". Soil and Foundation, Japanesse society of soil mechanics and foundation engineering. 1989.
118. Shuttle, D., Jefferies, M., "Prediction and Validation of Compaction Grout Effectiveness". Advances in Grouting and Ground Modification, Proceedings of Sessions of Geo-Denver 2000.
119. Silver, M.L. and Seed, H.D., "Volume Changes in Sands During Cyclic Load". Journal Geotechnical Engineering Division. ASCE, 1971.
120. Skempton, A. W., "Standard penetration test procedure and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and overconsolidation", Geotechnique, 1986.
121. Smits, F.P., "Cone Penetration Test in Dry Sand". ESOPT II, 1982.
122. Sola Casado, P. Inyecciones de Desplazamiento. Curso sobre técnicas generales de refuerzo del terreno y sus aplicaciones. Madrid, España, 1996.
123. Sola, P. (1987), "Guía Geotécnica para Cimentaciones en la Comunidad de Madrid".
124. Stark, T., Olson, S., "Liquefaction resistance using CPT and field case histories". Journal of geotechnical engineering. Diciembre 95.

125. Taipng, Q.; Chenchun, W.; Lunian, W. and Hoishan, L. "Liquefaction Risk Evaluation During Earthquakes". Proceedings of the International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering" St. Louis, MO. 1984.
126. Tecnosuelo. Informe de Mecánica de Suelos para la "Reconfiguración y Modernización de la Refinería Gral. Lázaro Cárdenas del Río, en Minatitlán Ver., México. Unidad Hidrodesulfuradora de Diesel (HDD)". 2005.
127. Teparaksa, W. "Utilization of Cone Penetration Test to Evaluate Liquefaction Potential of Soils". Proceedings Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics", St. Louis Missouri. 1991.
128. Tokimatsu, K. " Penetration test for Dynamic problems", ISOPT-1, De Ruitter (ed), Balkema Rotterdam. 1988.
129. Tokimatsu, K. and Hosaka, Y. "Effects of sample disturbance on dynamic properties of sands". Soils and Foundations, JSSMFE. 1986.
130. Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content". Soil and Foundations, JSSMFE. 1983.
131. Tokimatsu, K., Yoshimi, Y. and Ariizumi, K. "Evaluation of liquefaction resistance of sand improved by deep vibratory compaction". Soils and Foundations, JSSMFE. 1990.
132. University of Washington. "Soil Liquefaction Web Site". [www.c.e.washington.edu/~liquefaction/html/main.html](http://www.c.e.washington.edu/~liquefaction/html/main.html). Enero 2002.
133. Vesic, A., Clough, W. (1968), "Behaviour of Granular Materials under High Stresses". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers.
134. Vesic, A. (1972), "Expansion of Cavity in Infinite Soil Mass". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers.

135. Warner, J. (2003) "Fifty Years of Low Mobility Grouting". Proceedings of the third international conference of Grouting and Ground Treatment, New Orleans, Louisiana.
136. Warner, J. "Compaction Grout; Rheology vs. Effectiveness". Proceedings of the second international conference of Grouting and Ground Treatment, New Orleans, Louisiana, 1992.
137. Web site Hayward Baker. [www.haywardbaker.com](http://www.haywardbaker.com).
138. Web site Kronsa. [www.kronsa.com](http://www.kronsa.com).
139. Web site Vibroflotation. [www.vibroflotation.com](http://www.vibroflotation.com).
140. Wong, H. Y. (1974), "Discussion of Compaction Grouting". Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers.
141. Yasufuku, N., Hyde, F. L. (1995), "Pile End-bearing Capacity in Crushable Sands". Géotechnique.
142. Yoshimi, Y. "Liquefaction and Cyclic Deformation of Soils Under Undrained Conditions, State of Art Report". Proceedings IX, ICSMFE. 1967.
143. Yoshimi, Y., Kuwabara, F. and Tokimatsu, K. "One-Dimensional Volume Change Characteristics of Sands Under Very Low Confining Stresses". Soils and Foundations, JSSMFE. 1975.
144. Yoshimi, Y., Hatnaka, M. and Oh-Oka, H. "Undisturbed Sampling of Saturated Sands by Freezing". Soils and Foundation, JSSMFE. 1978.
145. Youd, T. L. "Densification and Shear of Sand During Vibration". Proceedings ASCE, 96. 1970.
146. Youd, T. L. "Compaction of Sands by Repeated Shear Straining". Proceedings ASCE, 98. 1972.
147. Youd, T. L. and Bennett, M.J., "Liquefaction Sites, Imperial Valley, California". ASCE-JGED, Vol. 109. 1983.
148. Zhou, S. "Evaluation of the Liquefaction of Sand by Static Cone Penetration Test". 7<sup>th</sup> WCEE, Istanbul, Turkey. 1980.

149. Zhou, S. "Influence of Fines on Evaluating Liquefaction of Sand by CPT".  
Proceedings of the 1981 International Conference on Recent Advances in  
Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis  
Missouri. 1981



# **CAPITULO X**

## **ANEJOS**

## **ANEJOS CAPÍTULO II**

Tabla II-13: Base de datos artículo ASCE 1995

Lugar	Sondeo	Licueción?	Profundidad (m)	Nivel freático	Tensión vertical total (KPa)	Tensión vertical efectiva (KPa)	Diámetro medio (mm)	Contenido de finos (%)	q <sub>c</sub> (Mpa)	a max. (g)	Referencia
<b>(a) Terremoto de Niigata 1964 (M= 7.5)</b>											
Kwagishi-Cho Building		Si	2.8	1.1	52	35.3	0.33	0-5	3.14	0.16	Shibata y Teparaksa (1988)
		Si	4.6	1.1	85.3	51	0.33	0-5	1.57	0.16	
		Si	5.2	1.1	97.1	56.9	0.33	0-5	7.06	0.16	
		Si	8	1.1	149.1	81.4	0.33	0-5	5.49	0.16	
Kwagishi-Cho Building		Si	4.8	2	89.2	61.8	0.33	0-5	5.34	0.16	
		Si	6.7	2	124.5	78.5	0.33	0-5	7.8	0.16	
		Si	11.1	2	206.9	117.1	0.33	0-5	9.51	0.16	
South bank		No	4.5	0.5	84.3	45.1	0.3	0-5	7.85	0.16	
		No	5	0.5	93.2	49	0.3	0-5	14.27	0.16	
<b>(b) 1971 San Fernando Valley Earthquake (M=6.4)</b>											
Juvenile Hall, California	2-B1	Si	8.5	8.4	167.6	166.1	0.058	62	6.37	0.5	Bennett (1989)
	2-B1	Si	10.2	8.4	200.5	182.6	0.073	50	6.86	0.5	
	2-C	No	13.3	8.4	260.3	212.5	0.4	18	11.77	0.5	
	2-C	No	13.9	8.4	272.3	215.5	0.068	52	19.32	0.5	
	2-C	No	14.8	8.4	290.3	227.5	0.044	68	21.57	0.5	
Juvenile Hall, California	4-B1	Si	6.4	5.8	125.7	119.7	0.052	64	3.14	0.5	
	4-B2	Si	8.4	5.8	164	138.9	0.045	71	0.69	0.5	
	4-C	No	9.9	5.8	194.5	154.2	0.07	49	1.77	0.5	
	4-C	No	10.7	5.8	209.5	161.7	0.16	38	9.81	0.5	
	4-C	No	11.6	5.8	227.4	170.7	0.53	49	8.73	0.5	
	4-C	No	12.8	5.8	251.4	182.7	0.057	56	5.39	0.5	
	4-C	No	14.8	5.8	290.3	202.1	0.072	51	9.32	0.5	
Juvenile Hall, California	6-B1	Si	4.6	4.3	89.8	86.8	0.042	74	0.69	0.5	
	6-C	No	9.1	4.3	179.6	131.7	0.05	61	7.06	0.5	
	6-C	No	10.7	4.3	209.5	146.7	0.95	46	10.79	0.5	
	6-C	No	11.3	4.3	221.4	152.7	0.069	52	13.73	0.5	
	6-C	No	13.9	4.3	272.3	178.2	0.06	56	8.83	0.5	
Juvenile Hall, California	10-B1	Si	5	4.7	98.8	95.8	0.072	52	1.96	0.5	
	10-B1	Si	5.8	4.7	113.7	103.3	0.055	65	0.69	0.5	
	10-B1	Si	6.6	4.7	128.7	110.8	0.038	83	2.94	0.5	
	10-C	No	10.2	4.7	200.5	146.7	0.067	52	0.69	0.5	
	10-C	No	11.1	4.7	218.5	155.7	0.059	55	1.96	0.5	
	10-C	No	12.2	4.7	239.4	166.2	0.13	38	4.9	0.5	
	10-C	No	13.1	4.7	257.4	175.2	0.062	54	9.81	0.5	
	10-C	No	14.6	4.7	287.3	190.2	0.045	64	15.69	0.5	
Juvenile Hall, California	11-B1	Si	6.3	5.9	122.7	119.7	0.051	61	1.96	0.5	
	11-B1	Si	7.3	5.9	143.6	130.2	0.1	43	1.96	0.5	
	11-C	No	9.8	5.9	191.5	154.2	0.24	25	20.6	0.5	
<b>(c) 1975 Haicheng Earthquake (M=7.3) (Ying-Kou city)</b>											
Paper mill site		Si	4	1.5	74.6	50	0.07	72	0.65	0.15	Arulanandan et al (1986)
Glass fiber site		Si	3	1.5	55.5	41.2	0.08	42	0.53	0.15	
Construction building site		Si	7	1.5	130.5	76.5	0.02	83	0.38	0.15	
Fishery and shpbbuilding site		Si	3.5	1.5	65.2	45.6	0.016	90	1.3	0.15	
Middle school site		No	10.3	1.5	191	105.2	0.016	92	0.73	0.15	
Chemical fiber site		Si	7.5	1.5	139.8	80.9	0.035	61	1.2	0.15	

Continuación Tabla II-13: Base de datos artículo ASCE 1995											
Lugar	Sondeo	Licuaación?	Profundidad (m)	Nivel freático	Tensión vertical total (KPa)	Tensión vertical efectiva (KPa)	Diámetro medio (mm)	Contenido de finos (%)	Qc (Mpa)	a max. (g)	Referencia
<b>(d) 1976 Tangshan Earthquake</b>											
Tanghsan area	T-10	Si	3	1,5	55,9	41,2	0,06		1,67	0,4	
		Si	6	1,5	111,8	67,7	0,25		9,22	0,4	
		Si	7,8	1,5	145,1	83,4	0,25		5,59	0,4	
		Si	8,5	1,5	158,9	90,2	0,3		7,45	0,4	
Tanghsan area	T-11	Si	0,9	0,9	16,7	16,7	0,17		1,47	0,4	
		Si	1,3	0,9	24,5	20,6	0,17		0,98	0,4	
		Si	1,8	0,9	33,3	24,5	0,17		4,9	0,4	
Tanghsan area	T-12	Si	2	1,6	37,3	33,3	0,14		2,45	0,4	
		Si	3	1,6	55,9	42,2	0,14		2,55	0,4	
		Si	4	1,6	74,5	51	0,16		3,14	0,4	
		Si	4,7	1,6	87,3	56,9	0,16		5,69	0,4	
		Si	6,4	1,6	119,6	72,6	0,16		3,43	0,4	
		Si	9,5	1,6	177,5	100	0,16		8,24	0,4	
Tanghsan area	T-13	Si	2	1,1	37,3	28,4	0,12		1,67	0,4	
		Si	2,1	1,1	39,2	28,4	0,12		3,43	0,4	
		Si	2,7	1,1	50	34,3	0,12		4,02	0,4	
Tanghsan area	T-14	Si	1,5	1,3	28,4	26,5	0,17		5,39	0,4	
		Si	3	1,3	55,9	39,2	0,32		8,83	0,4	
Tanghsan area	T-15	Si	1,2	1	22,6	20,6	0,48		6,86	0,4	
		Si	1,8	1	33,3	25,5	0,48		1,16	0,4	
		Si	2,5	1	47,1	32,4	0,48		4,16	0,4	
Tanghsan area	T-16	No	4	3,5	74,5	69,6	0,16		11,25	0,4	
		No	8,4	3,5	156,9	108,9	0,2		15,46	0,4	
Tanghsan area	T-17	No	3,1	2,8	57,9	54,9	0,21		11,17	0,2	
		No	4,1	2,8	76,5	63,7	0,21		11,89	0,2	
		No	5,2	2,8	97,1	73,5	0,14		17,42	0,2	
Tanghsan area	T-18	Si	4,7	3,6	87,3	76,5	0,17		1,62	0,2	
		Si	5,2	3,6	97,1	81,4	0,17		3,58	0,2	
Tanghsan area	T-19	Si	1,5	1,1	28,4	24,5	0,19		1,01	0,2	
		Si	2,9	1,1	53,9	36,3	0,31		4,9	0,2	
		Si	4	1,1	74,5	46,1	0,18		2,85	0,2	
		Si	5,5	1,1	103	59,8	0,16		5,94	0,2	
Tanghsan area	T-20	No	1,2	1,1	22,6	21,6	0,17		12,98	0,2	
		No	1,7	1,1	31,4	25,5	0,17		12,81	0,2	
		No	2,1	1,1	39,2	29,4	0,17		16,27	0,2	
Tanghsan area	T-21	No	3,1	3,1	57,9	57,9	0,26		10,39	0,2	
		No	3,3	3,1	61,8	59,8	0,26		8,94	0,2	
		No	4	3,1	74,5	65,7	0,26		11,07	0,2	
Tanghsan area	T-22	Si	3,7	0,8	68,6	40,2	0,16		1,9	0,2	
		Si	4	0,8	74,5	43,1	0,16		4,9	0,2	
Tanghsan area	T-23	Si	3,7	1,4	68,6	46,1	0,14		2,2	0,2	
		Si	3,9	1,4	72,6	48,1	0,14		2,6	0,2	
Tanghsan area	T-24	Si	2,8	1	52	34,3	0,16		4,31	0,2	
		Si	3,2	1	59,8	38,2	0,16		2,94	0,2	
Tanghsan area	T-25	Si	8,2	0,7	153	79,4	0,08		8,83	0,2	
Tanghsan area	T-26	Si	5,2	0,8	97,1	53,9	0,14		1,96	0,1	
Tanghsan area	T-27	Si	5	0,7	93,2	51	0,07		1,08	0,2	
Tanghsan area	T-28	No	11	0,7	205	103,9	0,08		15,2	0,1	
		No	11,4	0,7	212,8	107,9	0,08		6,37	0,1	

Continuación Tabla II-13: Base de datos artículo ASCE 1995											
Lugar	Sondeo	Licucción?	Profundidad (m)	Nivel freático	Tensión vertical total (KPa)	Tensión vertical efectiva (KPa)	Diámetro medio (mm)	Contenido de finos (%)	Qc (Mpa)	a max. (g)	Referencia
Tanghsan area	T-29	No	4,8	1	89,2	52	0,1		8,83	0,1	
		No	5,3	1	99	56,9	0,1		2,45	0,1	
		No	5,9	1	109,8	61,8	0,1		16,18	0,1	
Tanghsan area	T-30	No	4,8	2,5	89,2	66,7	0,25		13,39	0,1	
		No	6	2,5	111,8	77,5	0,25		13,85	0,1	
		No	8,5	2,5	158,9	100	0,28		18,57	0,1	
Tanghsan area	T-31	Si	2,3	2,3	43,1	43,1	0,16		3,45	0,2	
		Si	3,1	2,3	57,9	50	0,16		2,68	0,2	
Tanghsan area	T-32	Si	3	2,3	55,9	49	0,21		3,23	0,2	
		Si	3,2	2,3	58,8	51	0,21		4,04	0,2	
		Si	3,8	2,3	70,6	55,9	0,21		2,88	0,2	
Tanghsan area	T-33	Si	3,2	2,3	59,8	51	0,15		2,94	0,2	
		Si	5	2,3	93,2	66,7	0,32		5,74	0,2	
		Si	5,6	2,3	103,9	77,6	0,32		8,83	0,2	
Tanghsan area	T-34	Si	2,6	2,5	48,1	47,1	0,13		1,84	0,2	
Tanghsan area	T-35	Si	3,9	2,9	72,6	62,8	0,17		2,5	0,2	
		Si	4	2,9	74,5	63,7	0,17		4,41	0,2	
		Si	5,6	2,9	103,9	77,5	0,17		4,16	0,2	
Tanghsan area	T-36	No	6	2,3	111,8	75,5	0,22		7,85	0,2	
Lutai area	L-1	No	6,9	0,4	111,8	57,2	0,062		8,31	0,2	
		No	12	0,4	223,6	110,6	0,67		4,46	0,2	
		No	13,1	0,4	244,2	120,4	0,067		5,68	0,2	
Lutai area	L-2	Si	5,9	0,2	111,8	54,3	0,062		2,43	0,2	
		Si	6	0,2	118,7	55,3	0,062		1,54	0,2	
		Si	11,2	0,2	208,9	101,8	0,067		1,42	0,2	
		Si	11,6	0,2	215,7	104,6	0,067		2,11	0,2	
		Si	12,1	0,2	225,5	109,7	0,067		2,55	0,2	
Lutai area	L-3	Si	11,2	0,4	208,9	101,8	0,067		2,68	0,2	
		Si	11,5	0,4	214,8	104,6	0,067		1,75	0,2	
Lutai area	L-4	No	11,1	0,8	206,9	106,5	0,067		7,49	0,2	
<b>(e) 1977 Vrancea Earthquake (M= 7.2)</b>											
Dimbovitza (site 1)		Si	4,2	1	78,5	47,1	0,2		5,12	0,22	Shibata y Teparaksa (1988)
		Si	5	1	93,2	53,9	0,2		3,66	0,22	
		Si	6	1	111,8	62,8	0,2		3,05	0,22	
		Si	7	1	130,4	71,6	0,2		1,29	0,22	
		Si	8	1	149,1	80,4	0,2		5,12	0,22	
<b>(f) 1979 Imperial Valley Earthquake (M=6.6)</b>											
Heber Road	A2	No	4	2,1	62,8	44,5	0,11	15-20	19,9	0,6	Youd y Bennett (1983)
		Si	4	2,1	62,8	44,5	0,11	15-20	1,8	0,6	
		No	4	2,1	62,8	44,5	0,08	40	7	0,6	
River Park	Unit A	Si	2	0,2	31,4	13,9	0,07	50	2	0,2	
		Si	5	0,2	78,5	31,6	0,15	20	4,9	0,2	
<b>(g) 1983 Nihonkai-Cho Earthquake (M=7.7)</b>											
Noshiro-Cho		No	3,1	2	56,9	47,1	0,32		8,81	0,23	Shibata y Teparaksa (1988)
		No	3,8	2	71,6	53	0,32		15,69	0,23	
		No	5	2	94,1	63,7	0,32		15,08	0,23	
		Si	2,8	2,1	53	45,1	0,32		1,76	0,23	
		Si	3,4	2,1	62,8	51	0,32		4,02	0,23	
		Si	5,1	2,1	94,1	65,7	0,32		7,8	0,23	
		Si	8	2,1	111,8	73,5	0,32		8,8	0,23	
		Si	8	2,1	111,8	73,5	0,32		8,8	0,23	
<b>(h) 1988 Sanguenay Earthquake (M=5.9)</b>											
Ferland, Quebec, Canada		No	2,5	1,8	50,8	43,1	0,1	15	4,26	0,25	Tuttle et al. 1990
		No	3,5	1,8	70,4	53,1	0,1	15	4,91	0,25	
		Si	4,5	1,8	90	63	0,1	15	2,76	0,25	
		No	5,5	1,8	109,6	72,8	0,1	15	5,71	0,25	
		No	6,5	1,8	129,3	82,6	0,1	15	6,51	0,25	
		No	7,5	1,8	148,9	92,4	0,1	15	7,77	0,25	
		No	8,5	1,8	168,5	102,2	0,1	15	7,77	0,25	
		No	8,5	1,8	168,5	102,2	0,1	15	7,77	0,25	

Continuación Tabla II-13: Base de datos artículo ASCE 1995											
Lugar	Sondeo	Licueción?	Profundidad (m)	Nivel freático	Tensión vertical total (KPa)	Tensión vertical efectiva (KPa)	Diámetro medio (mm)	Contenido de finos (%)	Qc (Mpa)	a max. (g)	Referencia
<b>(i) 1989 Loma Prieta Earthquake (M=7.1)</b>											
S. Fco. Marina District	mar-01	No	5.8	2.3	118.4	84	0.303	5	16.75	0.24	Bennett (1990)
S. Fco. Marina District	mar-02	No	3.4	2.7	69.4	63	0.239	3	9.75	0.24	
		No	5.8	2.7	118.4	88.5	0.253	2	19	0.24	
S. Fco. Marina District	mar-03	No	3.8	2.7	77.6	67.2	0.275	4	13.94	0.24	
		No	4.9	2.7	100	78.9	0.367	3	18	0.24	
		No	6.9	2.7	140.9	100.1	0.35	4	13	0.24	
S. Fco. Marina District	mar-04	Si	3.4	2.9	64.1	59.1	0.178	5	3.35	0.24	
		Si	6.1	2.9	115	83.6	0.16	21	0.75	0.24	
S. Fco. Marina District	mar-05	Si	6.4	2.4	120.6	81.8	0.197	3	1.2	0.24	
S. Fco. Marina District	mar-06	No	7	5.5	131.9	117.1	0.244	6			
Leonardini Farmer	39	Si	2.3	1.4	45.6	36.4	0.1	20-25	1.3	0.14	Charlie et al. 1994
	38	Si	2.2	1.7	44.1	39.5	0.1	20-25	1.5	0.14	
	37	No	3	2.1	60.4	51.8	0.12	20-25	2.5	0.14	
Port of Richmond	POR2	Si	5 to 7	2.5	108.9	66.2	0.07	57	1.7	0.16	Kayen et al. 1992 y Mitchell et al. 1994
	POR3	Si	5 to 7	2.5	108.9	66.2	0.07	57	1.9	0.16	
	POR4	Si	5 to 7	2.5	108.9	66.2	0.07	57	1.5	0.16	
S. Fco. Oakland Bay Bgd.	SFOB81	Si	5 to 7.5	2	128.8	87.1	0.27	7	4.7	0.29	
	SFOB82	Si	6 to 9	2	154.5	100.6	0.26	12	10	0.29	
	SFOB83	Si	6 to 8	2	154.5	100.6	>0.25		9	0.29	
	SFOB84	Si	6 to 8	2	154.5	100.6	>0.25		5	0.29	
	SFOB85	Si	6 to 8	2	154.5	100.6	>0.25		9.4	0.29	
Port of Oakland	POO7-1	Si		3	130.5	91.2	>0.25	0-5	11.7	0.29	
	POO7-2	Si	5 to 7	3	111.8	82.4	0.3	3	8.7	0.29	
	POO7-3	Si	4 to 7	3	116.5	84.6	0.3	5	6.5	0.29	
	POO7-4	No	7 to 12	3	177.1	113.3	>0.25	0-5		0.29	
	POO7-5	Si	4 to 6	3	102.5	78	>0.25	0-5		0.29	
	POO7-6	Si	4 to 7	3	102.5	78	>0.25	0-5		0.29	
Oakland airport	ACTP3	Si	2 to 5	2	65.2	50.5	0.22	10		10	
	ACTP4	Si	2 to 5	2	65.2	50.5	0.22	10		5	
	ACTP7	Si	2 to 5	2	65.2	50.5	0.22	10	5.3	7.35	
Bay farm island	BFLP6	Si	2 to 5	2	65.2	50.5	0.22	10	6.1	0.3	
	DFI-DIKE	No	3 to 5	2	74.6	54.9	0.22	20	26	0.3	
	DFI-CPT1	Si	2 to 4	2	55.9	46.1	0.22			0.3	

Tabla II-14: Base de datos Valle de Mexicali

Earthquake	Lugar	Prof (m)	qc(kg/cm2)	fs/qc (%)	$\sigma'v$ (kg/cm2)	qc/ $\sigma'v$	a max.	Licueción
Sismo 8 de junio 1980	Valle de Mexicali	2.5	34	<1	0.45	75.98	0.6 g	Si
		3	20	<1	0.49	40.57	0.6 g	Si
		3.5	38	<1	0.54	70.57	0.6 g	Si
		5	40	<1	0.68	59.26	0.6 g	Si
		5.5	40	<1	0.72	55.52	0.6 g	Si
		2.5	30	0.8	0.43	69.20	0.6 g	Si
		3	27	0.7	0.48	56.37	0.6 g	Si
		3.5	20	0.1	0.52	38.13	0.6 g	Si
		4	44	0.8	0.57	77.19	0.6 g	Si
		4.4	65	0.8	0.61	107.19	0.6 g	Si
		4.6	52	0.8	0.62	83.25	0.6 g	Si
		5	17	1	0.66	25.72	0.6 g	Si
		6.7	80	0.15	0.82	98.08	0.6 g	Si
		6.7	80	0.15	0.82	98.08	0.6 g	Si
		7.15	66	0.3	0.86	77.04	0.6 g	Si
		8.6	25	1	0.99	25.29	0.6 g	Si
		9	60	0.2	1.03	58.54	0.6 g	Si
		2.5	15	<1	0.43	35.09	0.6 g	Si
		3	25	<1	0.47	52.85	0.6 g	Si
		4.5	25	<1	0.61	41.02	0.6 g	Si
		5	40	<1	0.66	61.07	0.6 g	Si
		6.5	15	2	0.79	18.95	0.6 g	Si
		7	26	1	0.84	31.06	0.6 g	Si
		7.2	5	<1	0.86	5.85	0.6 g	Si
		7.5	45	<1	0.88	50.99	0.6 g	Si
		6.7	30	2.5	0.81	37.05	0.6 g	Si
		2.5	25	<1	0.43	58.48	0.6 g	Si
		2.6	10	2	0.44	22.90	0.6 g	Si
		3	31	<1	0.47	65.54	0.6 g	Si
		3.5	34	<1	0.52	65.57	0.6 g	Si
		7	12	2.5	0.84	14.34	0.6 g	Si
		7.8	20	<1	0.91	21.98	0.6 g	Si
		8	38	<1	0.93	40.95	0.6 g	Si
		8.5	45	<1	0.97	46.22	0.6 g	Si
		9	15	<1	1.02	14.72	0.6 g	Si
		2.4	20	1	0.42	47.80	0.6 g	Si
		2.6	19	1.2	0.44	43.52	0.6 g	Si
		3.45	41	0.8	0.51	79.77	0.6 g	Si
		3.6	18	2.1	0.53	34.12	0.6 g	Si
		4	25	1.5	0.56	44.33	0.6 g	Si
		4.5	40	1	0.61	65.63	0.6 g	Si
		6.75	42	0.9	0.81	51.58	0.6 g	Si
		7.9	20	1.8	0.92	21.77	0.6 g	Si
		8.2	21	1.8	0.95	22.19	0.6 g	Si
		2.5	17	1.2	0.45	37.99	0.6 g	Si
		3	28	0.9	0.49	56.80	0.6 g	Si
		3.4	12	2.4	0.53	22.67	0.6 g	Si
		4	40	0.8	0.58	68.49	0.6 g	Si
		4.5	30	0.2	0.63	47.66	0.6 g	Si
		5	10	1	0.68	14.81	0.6 g	Si
		7	45	1	0.86	52.51	0.6 g	Si
		7.25	51	0.8	0.88	57.97	0.6 g	Si
		8	41	0.9	0.95	43.25	0.6 g	Si
		9	40	0.1	1.04	38.50	0.6 g	Si
		9	40	0.1	1.04	38.50	0.6 g	Si
		2.4	9.5	0.2	0.42	22.44	0.6 g	Si
		3	40	0.3	0.48	83.68	0.6 g	Si
		3.5	42	0.8	0.52	80.23	0.6 g	Si
		4	39	0.8	0.57	68.54	0.6 g	Si
		4.5	33	0.85	0.61	53.70	0.6 g	Si
		5	45	0.9	0.66	68.18	0.6 g	Si
		5.5	58	1	0.71	82.21	0.6 g	Si
		8	19	2.2	0.93	20.36	0.6 g	Si
		8.3	6	1.9	0.96	6.25	0.6 g	Si
		2.5	40	0.6	0.43	93.57	0.6 g	Si
		3.5	19	0.6	0.52	36.64	0.6 g	Si
		4	28	0.5	0.56	49.65	0.6 g	Si

Continuación Tabla II-14: Base de datos Valle de Mexicali								
Earthquake	Lugar	Prof (m)	qc(kg/cm2)	fs/qc (%)	$\sigma'v$ (kg/cm2)	qc/ $\sigma'v$	a max.	Licucción
		4.8	17	1.1	0.64	26.70	0.6 g	Si
		5.2	21	0.7	0.67	31.19	0.6 g	Si
		7.8	24	0.2	0.91	26.38	0.6 g	Si
		9	71	0.1	1.02	69.68	0.6 g	Si
		2.5	10	0.8	0.45	22.25	0.6 g	Si
		2.75	9	1.8	0.47	19.06	0.6 g	Si
		3	15	0.2	0.50	30.30	0.6 g	Si
		4	30	0.4	0.59	51.19	0.6 g	Si
		4.5	45	0.9	0.63	71.26	0.6 g	Si
		5	50	2.5	0.68	73.86	0.6 g	Si
		8	10	2	0.95	10.53	0.6 g	Si
		8.2	4	2	0.97	4.13	0.6 g	Si
		8.3	10	0.3	0.98	10.23	0.6 g	Si
		4	2	0	0.60	3.31	0.6 g	Si
		5	25	1	0.70	35.97	0.6 g	Si
		4.5	4	3.5	0.63	6.35	0.6 g	No
		7	2	20	0.86	2.33	0.6 g	No
		8	4	20	0.95	4.22	0.6 g	No
		9	2	8	1.04	1.92	0.6 g	No
		10	1.5	40	1.13	1.33	0.6 g	No
		6	4	12	0.75	5.32	0.6 g	No
		6.85	4	14	0.83	4.82	0.6 g	No
		8	6	8.2	0.93	6.42	0.6 g	No
		8.7	12	4.1	1.00	12.03	0.6 g	No
		3.3	8	6	0.50	15.99	0.6 g	No
		3.6	22	7	0.53	41.70	0.6 g	No
		4	4	10	0.56	7.09	0.6 g	No
		5.5	4	12	0.70	5.71	0.6 g	No
		6	5	15	0.75	6.70	0.6 g	No
		2.75	6	3	0.45	13.33	0.6 g	No
		5	4	10	0.66	6.11	0.6 g	No
		6	2	25	0.75	2.68	0.6 g	No
		7.3	7.5	10	0.86	8.68	0.6 g	No
		5	10	7	0.66	15.27	0.6 g	No
		5.5	10	4	0.70	14.28	0.6 g	No
		6	9	4	0.75	12.06	0.6 g	No
		7.5	17	3.8	0.88	19.26	0.6 g	No
		8	10	4.2	0.93	10.78	0.6 g	No
		4.3	6	6	0.61	9.82	0.6 g	No
		5.5	2	10	0.72	2.78	0.6 g	No
		6	3	>10	0.77	3.92	0.6 g	No
		6.5	4	>10	0.81	4.93	0.6 g	No
		7.7	2	>10	0.92	2.17	0.6 g	No
		9.3	2	8	1.07	1.88	0.6 g	No
		8.5	1	8	0.99	1.01	0.6 g	No
		5.5	8.5	3	0.72	11.81	0.6 g	No
		6	4	2.6	0.77	5.23	0.6 g	No
		8	1	10	0.95	1.06	0.6 g	No
		9	5	5	1.04	4.82	0.6 g	No
		6	6	4	0.75	7.99	0.6 g	No
		7	4	8	0.84	4.75	0.6 g	No
		9	5	>8	1.02	4.88	0.6 g	No
		4.5	6	3.8	0.61	9.84	0.6 g	No
		5	12	7	0.66	18.32	0.6 g	No
		6	5	8	0.75	6.70	0.6 g	No
		7	3	>14	0.84	3.58	0.6 g	No
		8	7	>14	0.93	7.54	0.6 g	No
		6	8	5	0.77	10.42	0.6 g	No
		7	6	4	0.86	6.98	0.6 g	No
		9	8	4	1.04	7.68	0.6 g	No
		2.5	6	5	0.47	12.83	0.6 g	No
		3	4	8	0.51	7.80	0.6 g	No
		3.5	4	5	0.56	7.16	0.6 g	No
		4.5	4	6	0.65	6.16	0.6 g	No
		5.5	3	3.5	0.74	4.05	0.6 g	No
		6	1	4.5	0.79	1.27	0.6 g	No
		6.5	4	5	0.83	4.81	0.6 g	No
		7	5	11	0.88	5.70	0.6 g	No
		7.5	4	7	0.92	4.34	0.6 g	No
		8	3	10	0.97	3.10	0.6 g	No
		8.5	4	17	1.01	3.95	0.6 g	No
		9	1	50	1.06	0.94	0.6 g	No
		9.5	3	35	1.10	2.72	0.6 g	No
		10	6	10	1.15	5.22	0.6 g	No

Tabla II-15: Base de datos Seed y otros.

Pais	Nombre	Lugar	Fecha	M	L	H m	N.F. m	σ Kg/cm2	σ'0 Kg/cm2	rd	D50	FC%	CC%	GC%	N	Cn	N1	Factor de conversión	Uc	N1(60)	rd/σ'0	qc (qc=3.5N) Kg/cm2	qc/σ'0	amax	
Japón	Kwanto	Arakawa 49	01/09/23	7,9	1	8	3	1,52	1,02		0,15	33	9	0	2		2		25	1,9	0,181	7	6,86	0,2	
USA	L. Beach	Pier A	11/03/33	6,3	0	8,2	1,8	1,51	0,91	0,91	0,11	25			8	1,06	8,5	1		8,5	0,198	28	30,77	0,2	
Japón	Tonankai	Ienaga	7/12/44	8	3	3	2,5	0,51	0,46	0,99	0,15	30	4		2	1,29	2,6	1,17	7,5	3	0,143	7	15,22	0,2	
Japón	Fukui	Takaya2	28/06/48	7,3	0	4	0,8	0,68	0,36		0,13	35	14		7		11,2		50	13,7	0,161	24,5	68,06	0,16	
Japón	Fukui	Agri Union	28/06/48	7,3	1	6	0,9	1,02	0,52		0,1	21			8		11,1		1,7	13,5	0,45	28	53,85	0,4	
Japón	Tocachi-Okii	Nanaehama	16/05/68	8,2	3	4	1	0,76	0,46	0,98	0,12	20	6		5	1,29	6,5	1,17	6	7,5	0,21	17,5	38,04	0,2	
USA	S. Fernando	Van Norman	9/02/71	6,6	3	6,1	3,1	1,1	0,88	0,97	0,1	20			9	1,07	9,6	0,75		7,2	0,355	31,5	35,80	0,45	
China	Haicheng	Yingkou G.	4/02/75	7	3	8,2	1,5	1,61	0,94	0,92	0,08	48			13	1,05	13,7	1		13,7	0,204	45,5	48,40	0,2	
China	Tangshan	Qing Yin	27/07/76	7,6	3	5,3	0,9	1,04	0,6	0,98	0,14	20			17	1,2	20,4	1		20,4	0,386	59,5	99,17	0,35	
China	Tangshan	Coastal R	27/07/76	7,6	3	6,1	1,2	1,19	0,7	0,97	0,14	12			10	1,15	11,5	1		11,5	0,139	35	50,00	0,13	
China	Tangshan	Lutuai 52	28/07/76	7,8	2	11	0,5	2,2	1,3		0,07	50	15				7		20	6	0,192	0	0,00	0,2	
China	Tangshan	Lutuai 53	28/07/76	7,8	1	11	0,5	2,2	1,3		0,07	50	15				8		20	20	0,192	0	0,00	0,2	
Argentina	Argentina	San Juan B1	23/11/77	7,2	3	8,2	4,6	1,45	1,08	0,92	0,15	20			9	1	9	0,75		6,8	0,16	31,5	29,17	0,2	
Japón	Miyagiken	Hiyori 18	20/02/78	6,4	0	5	2,5	0,95	0,7	0,98	0,15	20	7		9	1,15	10,4	1,09	15	11,3	0,121	31,5	45,00	0,14	
Japón	Miyagiken	Ishinamaki 2	20/02/78	6,4	0	4	1,4	0,76	0,5	0,98	0,15	10			4	1,26	5	1,09	1,5	5,5	0,116	14	28,00	0,12	
Japón	Miyagiken	Yuriagek 1	12/06/78	7,5	3	5,3	1,8	0,95	0,6	0,98	0,04	60			2	1,2	2,4	1		2,4	0,24	7	11,67	0,24	
Japón	Miyagiken	Hiyori 18	12/06/78	7,5	2	5	2,5	0,95	0,7	0,98	0,15	20	7	0	9	1,15	10,4	1,09	15	11,3	0,207	31,5	45,00	0,24	
Japón	Miyagiken	Nakajima 2	12/06/78	7,5	1	4,5	2,5	0,85	0,65	0,98	0,12	26	8	8	10	1,18	11,8	1,09	12	12,9	0,2	35	53,85	0,24	
Japón	Miyagiken	Ishinamaki 2	12/06/78	7,5	3	4	1,4	0,76	0,5	0,98	0,15	10			0	4	1,26	5	1,09	2	5,5	0,194	14	28,00	0,2
USA	Imperial V.	Heber RD1	15/10/79	6,7	0	3,7	1,8	0,69	0,51	0,98	0,11	25			28	1,26	35,3	1,05		37	0,677	98	192,16	0,78	
USA	Imperial V.	Heber RD2	15/10/79	6,7	2	3,7	1,8	0,69	0,51	0,98	0,12	29			1	1,26	1,3	1,05		1,3	0,677	3,5	6,86	0,78	
USA	Imperial V.	Heber RD3	15/10/79	6,7	0	4,3	1,8	0,81	0,57	0,98	0,09	37			13	1,22	15,9	1,05		16,7	0,711	45,5	79,82	0,78	
USA	Imperial V.	Heber RD4	15/10/79	6,6	3	4	1,8	0,74	0,52		0,12	25	5		4		5,6		11	7,3	0,449	14	26,92	0,6	
USA	Imperial V.	Heber RD7	15/10/79	6,6	0	4	1,8	0,74	0,52		0,1	19	1		11		15,3		2,4	19,9	0,449	38,5	74,04	0,6	
USA	Imperial V.	River Pk A	15/10/79	6,7	3	1,8	0,3	0,36	0,21	0,99	0,04	80	15		3	1,56	4,7	0,79		3,7	0,267	10,5	50,00	0,24	
USA	Imperial V.	River Pk C	15/10/79	6,7	3	4,3	0,3	0,85	0,45	0,98	0,15	18	4		11	1,3	14,3	1,05		15	0,285	38,5	85,56	0,24	
USA	Imperial V.	Radio TB1	15/10/79	6,7	3	3,4	2,1	0,62	0,5	0,98	0,05	75			2	1,26	2,5	1,05		2,6	0,159	7	14,00	0,2	
USA	Imperial V.	Radio TB2	15/10/79	6,7	0	2,3	2,1	0,4	0,39	0,99	0,1	30			11	1,35	14,9	0,79		11,7	0,134	38,5	98,72	0,2	
USA	Imperial V.	Mckin R.A	15/10/79	6,7	3	2,1	1,5	0,39	0,33	0,99	0,1	31			3	1,4	4,2	0,79		3,3	0,389	10,5	31,82	0,51	
USA	Westmorland	Wildlife B	26/03/81	6	3	4,9	0,9	0,96	0,56	0,98	0,09	40			9	1,22	11	1,05		11,5	0,282	31,5	56,25	0,26	
USA	Westmorland	Kornbloom B	26/03/81	6	3	4,3	2,7	0,79	0,64	0,98	0,04	92			5	1,18	5,9	1,05		6,2	0,252	17,5	27,34	0,32	
USA	Westmorland	River Pk A	26/03/81	6	0	1,8	0,3	0,36	0,21	0,99	0,04	80			3	1,56	4,7	0,79		3,7	0,234	10,5	50,00	0,21	
USA	Westmorland	River Pk C	26/03/81	6	0	4,3	0,3	0,85	0,45	0,98	0,15	18			11	1,3	14,3	1,05		15	0,25	38,5	85,56	0,21	
USA	Westmorland	River Pk C	26/03/81	6	3	3,4	2,1	0,62	0,5	0,99	0,05	75			2	1,27	2,5	1,05		2,7	0,16	7	14,00	0,2	
USA	Westmorland	Radio TB2	26/03/81	6	0	2,3	2,1	0,4	0,39	0,99	0,1	30			11	1,35	14,9	0,79		11,7	0,134	38,5	98,72	0,2	
USA	Westmorland	Mckin R.A	26/03/81	6	0	2,1	1,5	0,39	0,33	0,99	0,11	31			3	1,4	4,2	0,79		3,3	0,069	10,5	31,82	0,09	
USA	S. Fernando	Jensen Pl.	9/02/71	6,6	3	17	16,5	3,22	3,22	0,7	0,07	50			24	0,64	15,4	0,75		11,5	0,205	84	26,09	0,45	

### Nomenclatura utilizada en la Tabla II-15

**M** : magnitud del sismo.

**L** : Características de las evidencias superficiales.

L = 3 : licuación extensiva.

L = 2 : licuación.

L = 1 : sin licuación.

**H** : profundidad de la capa considerada, en m.

**N.F.** : profundidad del nivel freático, en m.

$\sigma_o$  : presión vertical total, en  $\text{kg/cm}^2$ .

$\sigma'_o$  : presión vertical efectiva, en  $\text{kg/cm}^2$ .

$r_d$  : factor de reducción del esfuerzo de corte inducido por el sismo, en función de la profundidad.

**D<sub>50</sub>** : tamaño efectivo medio de las partículas, en mm.

**FC** : contenido de finos en %.

**CC** : contenido de arcilla en %.

**GC** : contenido de grava, en %.

**N** : número de golpes para hincar los 30 cm centrales del tomamuestras del SPT.

**C<sub>N</sub>** : coeficiente de corrección para normalizar el N para una presión vertical efectiva de  $1 \text{ kg/cm}^2$  ( $N_1 = C_N \cdot N$ ).

**N<sub>1</sub>** : valor de N normalizado para normalizar el N para una presión vertical efectiva de  $1 \text{ kg/cm}^2$ .

**Factor de conversión**: factor que permite transformar los valores de N obtenidos en los se obtendría si el equipo del SPT aplicara una energía igual al 60% de la teórica del ensayo.

**U<sub>c</sub>** : coeficiente de uniformidad ( $D_{60}/D_{10}$ ).

**(N<sub>1</sub>)<sub>60</sub>** : valor de N<sub>1</sub> para una energía del SPT igual al 60% de la teórica.

**a<sub>max</sub>** : aceleración superficial máxima como una fracción de g.

$\tau_d/\sigma'_o$  : esfuerzo de corte cíclico inducido por el sismo, normalizado respecto de la presión efectiva vertical (relación de esfuerzo cíclico).

$q_c$  : resistencia a la penetración por punta medida en el CPT, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .

$q_{c1}$  : valor de  $q_c$  normalizado para una presión vertical efectiva de  $1 \text{ kg}/\text{cm}^2$ .

Tabla II-16: Base de datos artículo ASCE 2003.

Lugar	Sondeo	Prof. (m)	qc (Mpa)	Rf (%)	$\sigma'$ (kpa)	$\sigma$ (Kpa)	a max (g)	Licueción?	Referencia
<b>Terremoto del Valle de San Fernando 1971 (Mw=6.4)</b>									
Juvenile Hall	10-B1	6	2,6	3,3	103,5	116	0,5	Si	Bennet (1989) y Juang et al. (2000a)
	2-C	13,7	12,9	3,5	215,2	267,2	0,5	no	
	4-C	13	6,6	5	181,5	253,5	0,5	no	
	6-C	14,1	6,8	4,9	173,5	274	0,5	no	
	11-C	9,5	19,4	2,9	149,3	185,3	0,5	no	
<b>Terremoto de Heicheng 1975 (Mw=7.3)</b>									
Paper Mill site		6,5	5,1	0,4	66,2	121,2	0,13	Si	Arulanandan et al. (1986) y Juang et al. (2000a)
Glass fiber		8	3,3	1,5	76,5	149	0,13	Si	
Fisheries and Shipbuilding site		6	3,9	1,7	56,8	111,8	0,13	Si	
Middle School site		12,7	6,2	0,6	118,5	235,5	0,13	no	
Chemical fiber site		3	1,4	1,3	35,9	55,9	0,13	Si	
<b>Terremoto del Valle Imperial 1979 (Mw=6.6)</b>									
Wildlife	1Cg	4,8	2,9	2,3	51,8	90,3	0,15	no	Bennet et al (1981,1984), Bierschwale y
	1Cp	4,8	3,9	2,1	51,8	90,3	0,15	no	and Stokoe (1984), y Juang et al. (2000a)
	2Cg	4,8	5,2	2	51,8	90,3	0,15	no	
	3Cg	4,8	5,9	0,4	51,8	90,3	0,15	no	
	3Cp	4,8	3,8	2,2	51,8	90,3	0,15	no	
	4Cg	4,8	4,8	0,7	51,8	90,3	0,15	no	
	5Cg	4,8	4,5	0,7	59,8	90,3	0,15	no	
	6Cg	4,8	5,1	0,9	59,8	90,3	0,15	no	
	6Ct	4,8	4,3	1	59,8	90,3	0,15	no	
	7Cg	4,8	5,1	1,8	59,8	90,3	0,15	no	
Vail Canal	V1	4,2	10,1	1,2	63,8	78,9	0,13	no	
	V2	3,9	7,2	1	61,1	73,2	0,13	no	
	V3	4,1	6,4	2,3	63,3	77,9	0,13	no	
	V4	4,4	5,9	1,1	65,6	82,7	0,13	no	
	V5	4,7	9	1,2	68,7	89,3	0,13	no	
Kornbloom Road	K1	11	6,4	1,2	119	209	0,08	no	
	K3	11	6,4	2,1	119	209	0,08	no	
	K4	4	2,3	2,4	56	76	0,08	no	
	K4	11	9,1	2,4	119	209	0,08	no	
	K5	4	1,9	3,7	56	76	0,08	no	
	K5	11	15,5	2,3	119	209	0,08	no	
Radio Tower	R1	3	1,4	1	47	57	0,18	Si	
	R2	4,5	4,2	1,3	60,5	85,5	0,18	Si	
	R4	2,5	5,5	1,5	42,5	47,5	0,18	no	
Mckim Ranch	M1	4,8	3,2	1,2	58,2	91,2	0,55	Si	
	M5	6,5	5,8	2,1	73,5	123,5	0,55	Si	
	M7	3,2	3,3	0,8	43,4	59,9	0,55	Si	
	M8	4,5	3,5	0,9	55,1	84,6	0,55	Si	
<b>Terremoto del Valle Imperial 1981 (Mw= 6.0)</b>									
Wildlife	1Cg	4,8	2,9	2,3	51,8	90,3	0,33	Si	Bennet et al (1981,1984), Bierschwale y
	1Cp	4,8	3,9	2,1	51,8	90,3	0,33	Si	and Stokoe (1984), y Juang et al. (2000a)
	2Cg	4,8	5,2	2	51,8	90,3	0,33	Si	
	3Cg	4,8	5,9	0,4	51,8	90,3	0,33	Si	
	3Cp	4,8	3,8	2,2	51,8	90,3	0,33	Si	
	4Cg	4,8	4,8	0,7	51,8	90,3	0,33	Si	
	5Cg	4,8	4,5	0,7	59,8	90,3	0,33	Si	
	6Cg	4,8	5,1	0,9	59,8	90,3	0,33	Si	
	6Ct	4,8	4,3	1	59,8	90,3	0,33	Si	
	7Cg	4,8	5,1	1,8	59,8	90,3	0,33	Si	
Vail Canal	V1	4,2	10,1	1,2	63,8	78,9	0,37	no	
	V2	3,9	7,2	1	61,1	73,2	0,37	Si	
	V3	4,1	6,4	2,3	63,3	77,9	0,37	Si	
	V4	4,4	5,9	1,1	65,6	82,7	0,37	Si	
Kornbloom Road	K1	11	6,4	1,2	119	209	0,37	no	
	K3	11	6,4	2,1	119	209	0,37	no	
	K4	4	2,3	2,4	56	76	0,37	Si	
	K4	11	9,1	2,4	119	209	0,37	no	
	K5	11	15,5	2,3	119	209	0,37	no	
Radio Tower	R1	3	1,4	1	47	57	0,29	Si	
	R2	4,5	4,2	1,3	60,5	85,5	0,29	Si	
	R4	2,5	5,5	1,5	42,5	47,5	0,29	no	
Mckim Ranch	M1	4,8	3,2	1,2	58,2	91,2	0,1	no	
	M5	6,5	5,8	2,1	73,5	123,5	0,1	no	
	M7	3,2	3,3	0,8	43,4	59,9	0,1	no	
	M8	4,5	3,5	0,9	55,1	84,6	0,1	no	

Continuación Tabla II-16: Base de datos artículo ASCE 2003.

Lugar	Sondeo	Prof. (m)	qc (Mpa)	Rf (%)	$\sigma'$ (kpa)	$\sigma$ (Kpa)	a max (g)	Licueción?	Referencia
<b>Terremoto de Loma Prieta 1989 (Mw=7.1)</b>									
San Francisco Marina district	01-mar	3	4,7	0,6	51,5	58,5	0,24	no	
	01-mar	6,6	7,7	0,9	85,7	128,7	0,24	no	
	03-mar	3,1	7,2	0,4	56,5	60,5	0,24	no	
	03-mar	5,3	15,2	0,4	77,4	103,4	0,24	no	
	05-mar	2,8	1,9	1,2	50,6	54,6	0,24	Si	
	06-mar	8,4	5,9	0,5	143,2	172,2	0,24	no	
Moss Landing Beach	UC-14	3	3,8	0,5	45	57	0,25	Si	
State Beach	UC-15	3	3	0,4	45	57	0,25	Si	
	UC-17	4,4	5,4	0,4	65,6	83,6	0,25	Si	
	UC-18	4	16,4	0,3	70	76	0,25	no	
Sanholt Road	UC-4	2,5	7,7	0,3	40,5	47,5	0,25	Si	
	UC-4	9,5	25	0,3	103,5	180,5	0,25	no	
	UC-3	2,5	8,7	0,4	39,5	47,5	0,25	no	
	RC-1	1,4	3	0,4	26,6	26,6	0,25	Si	
	RC-1	3,9	11,7	0,3	53,1	74,1	0,25	no	
	RC-1	8	20	0,3	90	152	0,25	no	
	UC-2	1,9	10,4	0,3	34,1	36,1	0,25	no	
	RC-4	5	9	0,3	63	95	0,25	Si	
	RC-4	6,8	20,8	0,3	79,2	129,2	0,25	no	
	UC-6	6,5	18,2	0,2	75,5	123,5	0,25	no	
MBARI No.3	RC-5	3,5	15,5	0,2	49,5	66,5	0,25	no	
	RC-6	4,1	13	0,2	62,9	77,9	0,25	no	
	RC-7	4,7	9,2	0,3	79,3	89,3	0,25	no	
MBARI No.4	CPT-1	3,4	8,5	0,1	49,6	64,6	0,25	no	
	CPT-2	2,5	10,4	0,2	40,5	47,5	0,25	no	
	CPT-3	4,1	9,4	0,1	59,9	77,9	0,25	no	
	CPT-4	1,9	8,4	0,2	32,1	36,1	0,25	no	
General Fish	CPT-5	2,1	2,5	0,2	33,9	39,9	0,25	Si	
	CPT-6	2,6	10	0,2	40,4	49,4	0,25	no	
Harbor Office	UC-12	4,1	6,2	0,9	55,9	77,9	0,25	Si	
	UC-13	4,1	4,3	1	55,9	77,9	0,25	Si	
	UC-20	4,7	4,1	0,6	72,3	89,3	0,25	Si	
	UC-21	4,2	4,9	0,5	64,8	79,8	0,25	Si	
Woodward Marine	UC-9	2,9	6,6	0,3	38,1	55,1	0,25	Si	
	UC-10	2	3,1	0,4	28	38	0,25	Si	
	UC-11	2,2	3,1	0,4	29,8	41,8	0,25	Si	
	15-A	2,9	5,1	0,2	39,1	55,1	0,25	Si	
	14-A	3,6	7,8	0,1	44,4	68,4	0,25	Si	
Marine Laboratory	UC-1	11	4,6	1	123	209	0,25	Si	
	UC-7	8,3	4,3	1,8	88,7	157,7	0,25	Si	
	UC-8	8,6	4,3	1,3	90,4	163,4	0,25	Si	
	C2	9,8	3,8	1,4	110,2	186,2	0,25	Si	
	C3	4,4	8,2	0,3	54,6	83,6	0,25	Si	
	C4	5,5	1,9	0,2	77,5	104,5	0,25	Si	
	POO7-3	9,5	12,1	0,3	116,8	180,5	0,28	no	Kayen et al (1992-1998)
Monterey Country	CSU-3	5,7	2,2	0,9	73,4	82,4	0,53	Si	Wayne et al (1998)
Clint Miller Farms	CSU-8	7,3	4,5	0,4	86,4	114,7	0,53	Si	
	CSU-9	6	3,9	0,5	79	99,8	0,53	Si	
Sea Mist-Leonardi	CSU-30	2,1	1	0,8	22,5	28,4	0,21	Si	
	CSU-31	3,3	1	0,5	32,5	57,5	0,21	Si	
	CSU-38	2,1	1,3	0,1	27,1	32,7	0,21	Si	
	CSU-39	2,7	1	0,1	33,1	42,1	0,21	Si	
Southern Pacific Bridge	CSU-48	7,3	4	1	96,9	116,3	0,49	Si	
Santa cruze and Monterey	CMF2	10,3	5,5	1,3	157,5	195,7	0,53	Si	
Counties	CMF3	6,8	3,7	0,6	118	128,3	0,53	Si	
Clint Miller Farms	CMF5	6,9	7	0,5	109,5	131,1	0,53	Si	
	CMF5	9,3	2	1,1	131,1	175,8	0,53	Si	
	CMF8	5,8	7,5	0,7	100,9	109,3	0,53	Si	
	CMF10	8,3	5,4	2	105,3	156,8	0,53	Si	
	CMF12	9,8	1,1	1,1	134,7	185,3	0,53	Si	
Moss Landing	ML14B	5,8	9,4	0,9	67,6	109,3	0,27	Si	
Model Airport	AIR17	2,8	2,6	0,8	46,3	53,2	0,38	Si	
	AIR18	3,8	4,3	0,7	58	71,3	0,38	Si	
	AIR21	4,3	4,6	0,6	62,6	80,8	0,38	Si	

Continuación Tabla II-16: Base de datos artículo ASCE 2003.									
Lugar	Sondeo	Prof. (m)	qc (Mpa)	Rf (%)	$\sigma'$ (kpa)	$\sigma$ (Kpa)	a max (g)	Licueción?	Referencia
Scattini	SCA23	2,3	2,8	0,5	35,4	42,8	0,23	Si	
	SCA24	2,6	2,2	0,8	40,1	48,5	0,23	Si	
	SCA28	3,2	4,3	1,1	40,7	59,9	0,23	Si	
	SCA28	5	15,5	0,3	57,7	95	0,23	no	
Sea Mist	SEA31	1,8	1,4	1,2	23,9	33,3	0,21	Si	
Jefferson Ranch	JRR32	2,8	2,8	0,4	42,9	52,3	0,21	Si	
	JRR32	10,8	9,5	0,6	116,5	204,3	0,21	no	
	JRR33	5,8	4,1	0,9	65,6	109,3	0,21	Si	
	JRR33	8,3	10,3	0,6	88,6	156,8	0,21	no	
	JRR34	2,5	7,5	0,4	39,2	46,6	0,21	no	
	JRR34	4,3	5,4	0,7	55,7	80,8	0,21	Si	
	JRR141	4,6	3,5	0,7	62,4	86,5	0,21	Si	
	JRR121	7,2	5,7	0,5	99,5	136,8	0,21	Si	
	JRR142	4,3	4,3	0,6	57,7	80,8	0,21	Si	
	JRR150	5,8	6,8	0,5	79,3	109,3	0,21	Si	
	JEF-121	5,8	6,8	0,4	87,4	111	0,21	Si	
	JEF-141	3,7	1,8	0,8	55,1	70,8	0,21	Si	
	JEF-148	7,3	7,7	0,4	98,5	140,7	0,21	Si	
	JEF-149	5,8	4,8	0,5	83,8	111,3	0,21	Si	
	JEF-32	2,4	2,2	0,4	39,7	45,6	0,21	Si	
Coyote Creek	CCK-1	9,8	8,6	1,5	145,5	187,7	0,17	no	
	CCK-23	8,2	6,9	1,7	101,9	158,8	0,17	no	
Leonardini	LEN37	3,4	3,1	0,4	55,3	63,7	0,21	Si	
	LEN39	2,8	2,4	0,1	43,9	52,3	0,21	Si	
	LEN51	2,8	1,4	1,2	42,9	52,3	0,21	Si	
	LEN52A	3,6	4,1	1	59,1	67,5	0,21	Si	
	LEN53	3	4,3	0,4	47,7	56,1	0,21	Si	
Pajaro Dunes	PAJ44	6,8	11,8	0,5	95,4	128,3	0,32	no	
	PAJ79	2,5	10,5	0,5	37,7	47,5	0,32	no	
	PAJ83	2,8	12,8	0,4	35,1	52,3	0,32	no	
	PAJ85	2	8,3	0,4	28,7	37,1	0,32	no	
	PAJ86	2,2	12,6	0,4	29,6	40,9	0,32	no	
	PD43	3,7	7,9	0,4	59,7	70,4	0,22	no	
Shouthern Pacific Bridge	SPR45	5,8	8,1	0,6	96	109,3	0,49	Si	
	SPR46	4,2	5,5	1,2	70	79,8	0,49	Si	
	SPR47	6,2	7,2	0,8	101,1	117,8	0,49	Si	
	SPR48	6,2	4,5	0,9	109	117,8	0,49	Si	
Farris	FAR58	5,8	10,5	0,4	99,9	109,3	0,54	Si	
	FAR59	6,6	8	0,5	107,3	124,5	0,54	Si	
	FAR61	6,8	3,9	0,8	103,2	128,3	0,54	Si	
Marinovich	MRR65	7,3	6,7	0,7	121,6	137,8	0,59	Si	
Silliman	SIL68	4,3	5,3	0,7	73,4	80,8	0,57	Si	
	SIL71	5,8	4,6	0,6	100,9	109,3	0,57	Si	
Kett	KET74	2,7	4,9	1,3	39,5	51,3	0,69	Si	
Radovich	RAD95	4,4	7,7	0,6	69,4	82,7	0,56	Si	
	RAD96	5,3	3,6	0,9	78,1	100,7	0,56	Si	
	RAD97	9,3	5	1,7	117,4	175,8	0,56	Si	
	RAD98	6,8	7,4	0,7	96,4	128,3	0,56	Si	
	RAD99	5,4	5	0,7	89,4	101,7	0,56	Si	
Tom Jones Ranch	TJR100	10,3	8,5	0,5	144,2	194,8	0,55	Si	
	TJR101	8,8	4,2	1,6	139,3	166,3	0,55	Si	
Tanimura	TAN103	5,6	4,8	0,9	98,1	105,5	0,19	Si	
	TAN105	5,1	3,9	0,4	87,6	96	0,19	Si	
Salinas River Brigde	SRB116	7,3	5,5	2,1	129,4	137,8	0,16	no	
	SBR117	7,3	6,1	1,9	129,4	137,8	0,16	no	
	SBR117	10,8	6,2	2	161,6	204,3	0,16	no	
Granite Construction Co.	GRA123	7,3	5,7	0,7	115,7	137,8	0,5	Si	
McGowan	MCG128	2,8	0,9	4,9	34,1	52,3	0,38	no	
	MCG136	3,3	2,3	1,7	53,4	61,8	0,38	Si	
<b>Terremoto Chi-Chi 1999 (Mw=7,6)</b>									
Nantou	NT-C1	3,5	1,5	1,9	49,8	64,8	0,43	yes	MAA (2000a) y MAA (2000b)
	NT-C2	13,5	16,3	0,8	134,8	249,8	0,43	no	
	NT-C8	5,6	2,3	2,1	86,5	112	0,43	Si	

Continuación Tabla II-16: Base de datos artículo ASCE 2003.									
Lugar	Sondeo	Prof. (m)	qc (Mpa)	Rf (%)	$\sigma'$ (kpa)	$\sigma$ (Kpa)	a max (g)	Licueción?	Referencia
Yuanlin	YL-C1	3,5	1,4	2,7	53	69,7	0,19	no	
	YL-C2	6,5	1,1	2,6	68	125,3	0,19	Si	
	YL-C3	14	1,2	2,6	151,1	271,6	0,19	no	
	YL-C4	3,8	1,9	2,4	45,4	72,4	0,19	Si	
	YL-C5	5	1,1	3,7	62,7	97	0,19	no	
	YL-C7	2,4	1	5,2	37,5	45,4	0,19	no	
	YL-C8	8	1,7	3,4	86	153,6	0,19	no	
	YL-C9	7,5	1,7	4,9	82,7	142,5	0,19	no	
	YL-C11	10,4	2,4	4	116,9	198,7	0,19	no	
	YL-C13	5,1	2,4	2,7	61,6	96,9	0,19	no	
	YL-C19	5	2,2	1,1	57,5	92,5	0,19	Si	
	YL-C22	4,9	1,1	2,3	62,6	99,8	0,19	Si	
	YL-C22	11,8	8,1	0,5	115,3	218,3	0,19	Si	
	YL-C24	2,5	1,6	1	36,3	46,3	0,19	Si	
	YL-C24	14	13,7	0,2	134	259	0,19	no	
	YL-C25	4,5	1,8	1,2	53,3	83,3	0,19	Si	
	YL-C28	10,2	1,8	3	116,5	196,9	0,19	no	
	YL-C31	11,6	1,9	2	112,6	220,4	0,19	Si	
	YL-C35	3,2	1,2	1,9	43,8	62,4	0,19	Si	
	YL-C36	12,2	1,6	2,7	132,3	234,2	0,19	no	
	YL-C42	8	2,3	4	102,5	158,4	0,19	no	
	YL-C44	8,5	1,2	3,1	88,5	158,1	0,19	no	

Tabla II-17: Resumen de la base datos para el caso de licuación y  $D_{50} < 0.20$  mm.

<b>Licuación</b>				
<b>a max. &lt; 0.20g</b>				
<b>Base de datos ASCE 1995</b>				
Terremoto	Lugar	Profundidad	qc/σ'v	a max (g)
1975 Haicheng Earthquake (M=7.3) (Ying-Kou city)	Paper mill site	4	13,00	0,15
	Glass fiber site	3	12,86	0,15
	Construction building site	7	4,97	0,15
	Fishery and shipbuilding site	3,5	28,51	0,15
1989 Loma Prieta Earthquake (M=7.1)	Chemical fiber site	5,2	36,36	0,1
	Leonardini Farmer	2,3	35,71	0,14
		2,2	37,97	0,14
	Port of Richmond	6	25,68	0,16
		6	28,70	0,16
		6	22,66	0,16
<b>Base de datos ASCE 2003</b>				
Terremoto	Lugar	Profundidad	qc/σ'v	a max (g)
1975 Heicheng earthquake (Mw=7.3)	Paper Mill site	6,5	77,039	0,13
	Glass fiber	8	43,137	0,13
	Fisheries and Shipbuilding site	6	68,662	0,13
1979 Imperial Valley earthquake (Mw=6.6)	Chemical fiber site	3	38,997	0,13
	Radio Tower	3	29,787	0,18
		4,5	69,421	0,18
1981 Imperial Valley earthquake (Mw= 6.0)	Tanimura	5,6	48,930	0,19
		5,1	44,521	0,19
1999 Chi-Chi earthquake (Mw=7.6)	Yuanlin	6,5	16,176	0,19
		3,8	41,850	0,19
		5	38,261	0,19
		4,9	17,572	0,19
		11,8	70,252	0,19
		2,5	44,077	0,19
		4,5	33,771	0,19
	11,6	16,874	0,19	
		3,2	27,397	0,19
<b>Seed y otros</b>				
Terremoto	Lugar	Profundidad	qc/σ'v	a max (g)
1976 Tangshan earthquake	Coastal R	6,1	50,00	0,13
<b>a max 0.20-0.29g</b>				
<b>Base de datos ASCE 1995</b>				
Terremoto	Lugar	Profundidad	qc/σ'v	a max (g)
1976 Tangshan Earthquake	Lutai area	4,7	21,18	0,2
		5,2	43,98	0,2
		1,5	41,22	0,2
		4	61,82	0,2
		5,5	99,33	0,2
		3,7	47,26	0,2
		4	113,69	0,2
		3,7	47,72	0,2
		3,9	54,05	0,2
		2,8	125,66	0,2
		3,2	76,96	0,2
		8,2	111,21	0,2
		5	21,18	0,2
		2,3	80,05	0,2
		3,1	53,60	0,2
		2,6	39,07	0,2
		3,9	39,81	0,2
		4	69,23	0,2
		5,6	53,68	0,2
		5,9	44,75	0,2
		6	27,85	0,2
		11,2	13,95	0,2
		11,6	20,17	0,2
12,1	23,25	0,2		
11,2	26,33	0,2		
11,5	16,73	0,2		
1977 Vrancea Earthquake (M= 7.2)	Dimbovitza (site 1)	4,2	108,70	0,22
		5	67,90	0,22
		6	48,57	0,22
		7	18,02	0,22
		8	63,68	0,22
1979 Imperial Valley Earthquake (M=6.6)	River Park	2	143,88	0,2
		5	155,06	0,2
1983 Nihonkai-Cho Earthquake (M=7.7)		4,5	43,81	0,25
		3,4	56,68	0,24
		6,1	8,97	0,24
		6,4	14,67	0,24

**Continuación Tabla II-17:  
Resumen de la base datos para el caso de licuación y  $D_{50} < 0.20$  mm.**

<b>Base de datos ASCE 2003</b>					
<b>Terremoto</b>	<b>Lugar</b>	<b>Profundidad</b>	<b><math>qc/\sigma_v</math></b>	<b><math>a_{max}</math> (g)</b>	
1981 Imperial Valley earthquake (Mw= 6.0)	Radio Tower	3	29,79	0,29	
		4,5	69,42	0,29	
1989 Loma Prieta earthquake (Mw=7.1)	San Francisco Marina district	2,8	37,55	0,24	
	Moss Landing Beach	3	84,44	0,25	
	State Beach	3	66,67	0,25	
		4,4	82,32	0,25	
	Sanholt Road	2,5	190,12	0,25	
		1,4	112,78	0,25	
		5	142,86	0,25	
	General Fish	2,1	73,75	0,25	
	Harbor Office	4,1	110,91	0,25	
		4,1	76,92	0,25	
		4,7	56,71	0,25	
		4,2	75,62	0,25	
	Woodward Marine	2,9	173,23	0,25	
		2	110,71	0,25	
		2,2	104,03	0,25	
		2,9	130,43	0,25	
		3,6	175,68	0,25	
	Marine Laboratory	11	37,40	0,25	
		8,3	48,48	0,25	
		8,6	47,57	0,25	
		9,8	34,48	0,25	
		4,4	150,18	0,25	
		5,5	24,52	0,25	
	Sea Mist-Leonardi	2,1	44,44	0,21	
		3,3	30,77	0,21	
		2,1	47,97	0,21	
		2,7	30,21	0,21	
Moss Landing	5,8	139,05	0,27		
Scattini	2,3	79,10	0,23		
	2,6	54,86	0,23		
	3,2	105,65	0,23		
Sea Mist	1,8	58,58	0,21		
Jefferson Ranch	2,8	65,27	0,21		
	5,8	62,50	0,21		
	4,3	96,95	0,21		
	4,6	56,09	0,21		
	7,2	57,29	0,21		
	4,3	74,52	0,21		
	5,8	85,75	0,21		
	5,8	77,80	0,21		
	3,7	32,67	0,21		
	7,3	78,17	0,21		
	5,8	57,28	0,21		
	2,4	55,42	0,21		
Leonardini	3,4	56,06	0,21		
	2,8	54,67	0,21		
	2,8	32,63	0,21		
	3,6	69,37	0,21		
	3	90,15	0,21		
<b>Seed y otros</b>					
<b>Terremoto</b>	<b>Lugar</b>	<b>Profundidad</b>	<b><math>qc/\sigma_v</math></b>	<b><math>a_{max}</math> (g)</b>	
1923 Kwanto earthquake	Arakawa 49	8	6,86	0,2	
1944 Tonankai earthquake	Ienaga	3	15,22	0,2	
1968 Toachi-Oki earthquake	Nanaehama	4	38,04	0,2	
1975 Haicheng earthquake	Yingkou G.	8,2	48,40	0,2	
1977 Argentina earthquake	San Juan B1	8,2	29,17	0,2	
1978 Miyagiken earthquake	Yuriagek 1	5,3	11,67	0,24	
	Hiyori 18	5	45,00	0,24	
	Nakajima 2	4,5	53,85	0,24	
	Ishinamaki 2	4	28,00	0,2	
1979 Imperial Valley earthquake.	River Pk A	1,8	50,00	0,24	
	River Pk C	4,3	85,56	0,24	
	Radio TB1	3,4	14,00	0,2	
1981 Westmorland earthquake	Wildlife B	4,9	56,25	0,26	
	River Pk C	3,4	14,00	0,2	
<b>a max 0.30-0.39</b>					
<b>Base de datos ASCE 2003</b>					
<b>Terremoto</b>	<b>Lugar</b>	<b>Profundidad</b>	<b><math>qc/\sigma_v</math></b>	<b><math>a_{max}</math> (g)</b>	
1981 Imperial Valley earthquake (Mw= 6.0)	Wildlife	4,8	55,98	0,33	
		4,8	75,29	0,33	
		4,8	100,39	0,33	
		4,8	113,90	0,33	
		4,8	73,36	0,33	
		4,8	92,66	0,33	
		4,8	75,25	0,33	
		4,8	85,28	0,33	
		4,8	71,91	0,33	
		4,8	85,28	0,33	
		Vail Canal	3,9	117,84	0,37
			4,1	101,11	0,37
			4,4	89,94	0,37
		Kornbloom Road	4	41,07	0,37
		Model Airport	2,8	56,16	0,38
			3,8	74,14	0,38
			4,3	73,48	0,38
		McGowan	3,3	43,07	0,38

**Continuación Tabla II-17:  
Resumen de la base datos para el caso de licuación y  $D_{50} < 0.20$  mm.**

<b>Seed y otros</b>					
Terremoto	Lugar	Profundidad	$qc/\sigma_v$	$a_{max}$ (g)	
1976 Tangshan earthquake	Qing Yin	5.3	99.17	0.35	
1981 Westmorland earthquake	Kornbloom B	4.3	27.34	0.32	
<b>a max. 0.40-0.49</b>					
<b>Base de datos ASCE 1995</b>					
Terremoto	Lugar	Profundidad	$qc/\sigma_v$	$a_{max}$ (g)	
1976 Tangshan Earthquake	Tanghsan area	3	40.53	0.4	
		0.9	88.02	0.4	
		1.3	47.57	0.4	
		1.8	200.00	0.4	
		2	73.57	0.4	
		3	60.43	0.4	
		4	61.57	0.4	
		4.7	100.00	0.4	
		6.4	47.25	0.4	
		9.5	82.40	0.4	
		2	58.80	0.4	
		2.1	120.77	0.4	
2.7	117.20	0.4			
1.5	203.40	0.4			
<b>Base de datos ASCE 2003</b>					
Terremoto	Lugar	Profundidad	$qc/\sigma_v$	$a_{max}$ (g)	
1989 Loma Prieta earthquake (Mw=7.1)	Southern Pacific Bridge Shouthern Pacific Bridge	7.3	41.28	0.49	
		5.8	84.38	0.49	
		4.2	78.57	0.49	
		6.2	71.22	0.49	
		6.2	41.28	0.49	
1999 Chi-Chi earthquake (Mw=7.6)	Nantou	3.5	30.12	0.43	
		5.6	26.59	0.43	
<b>Seed y otros</b>					
Terremoto	Lugar	Profundidad	$qc/\sigma_v$	$a_{max}$ (g)	
1948 Fukui earthquake	Arai Union	6	53.85	0.4	
1971 S. Fernando earthquake	Van Norman	6.1	35.80	0.45	
	Jensen Pt.	16.5	26.09	0.45	
<b>a max. 0.50-0.59 g</b>					
<b>Base de datos ASCE 1995</b>					
Terremoto	Lugar	Profundidad	$qc/\sigma_v$	$a_{max}$ (g)	
1971 San Fernando Valley Earthquake (M=6.4)	Juvenile Hall, California	8.5	38.35	0.5	
		10.2	37.57	0.5	
		6.4	26.23	0.5	
		8.4	4.97	0.5	
		4.6	7.95	0.5	
		5	20.46	0.5	
		5.8	6.68	0.5	
		6.6	26.53	0.5	
		6.3	16.37	0.5	
7.3	15.05	0.5			
<b>Base de datos ASCE 2003</b>					
Terremoto	Lugar	Profundidad	$qc/\sigma_v$	$a_{max}$ (g)	
1971 San Fernando Valley earthquake (Mw=6.4)	Juvenile Hall	6	25.12	0.5	
1979 Imperial Valley earthquake (Mw=6.6)	Mckim Ranch	4.8	54.98	0.55	
		6.5	78.91	0.55	
		3.2	76.04	0.55	
		4.5	63.52	0.55	
		5.7	29.97	0.53	
1989 Loma Prieta earthquake (Mw=7.1)	Monterey County	5.7	29.97	0.53	
		7.3	52.08	0.53	
		6	49.37	0.53	
	Santa cruz and Monterey Counties	Clint Miller Farms	10.3	34.92	0.53
			6.8	31.36	0.53
			6.9	63.93	0.53
			9.3	15.26	0.53
			5.8	74.33	0.53
	Farris		8.3	51.28	0.53
			9.8	8.17	0.53
			5.8	105.11	0.54
			6.6	74.56	0.54
			6.8	37.79	0.54
			7.3	55.10	0.59
			4.3	72.21	0.57
Radovich		5.8	45.59	0.57	
		4.4	110.95	0.56	
		5.3	46.09	0.56	
		9.3	42.59	0.56	
		6.8	76.76	0.56	
		5.4	55.93	0.56	
		10.3	58.95	0.55	
		8.8	30.15	0.55	
Tome Jones Ranch		7.3	49.27	0.5	
		7.3	49.27	0.5	
Granite Construction Co.		7.3	49.27	0.5	
		7.3	49.27	0.5	

**Continuación Tabla II-17:  
Resumen de la base datos para el caso de licuación y  $D_{50} < 0.20$  mm.**

<b>Seed y otros</b>				
Terremoto	Lugar	Profundidad	$qc/\sigma'v$	$a_{max}$ (g)
1979 Imperial Valley earthquake.	Heber RD4	4	14	0.52
<b>a max. 0.60-0.69</b>				
<b>Base de datos ASCE 1995</b>				
Terremoto	Lugar	Profundidad	$qc/\sigma'v$	$a_{max}$ (g)
1979 Imperial Valley Earthquake (M=6.6)	Heber Road	4	40.45	0.6
<b>Base de datos ASCE 2003</b>				
Terremoto	Lugar	Profundidad	$qc/\sigma'v$	$a_{max}$ (g)
1989 Loma Prieta earthquake (Mw=7.1)	Kett	2.7	124.05	0.69
<b>Seed y otros</b>				
Terremoto	Lugar	Profundidad	$qc/\sigma'v$	$a_{max}$ (g)
1979 Imperial Valley earthquake.	Heber RD4	4	26.92	0.6
<b>Base de datos Valle de Mexicali</b>				
Terremoto	Lugar	Profundidad	$qc/\sigma'v$	$a_{max}$ (g)
Sismo 8 de junio 1980	Valle de Mexicali	2.5	75.98	0.6
		3	40.57	0.6
		3.5	70.57	0.6
		5	59.26	0.6
		5.5	55.52	0.6
		2.5	69.20	0.6
		3	56.37	0.6
		3.5	38.13	0.6
		4	77.19	0.6
		4.4	107.19	0.6
		4.6	83.25	0.6
		5	25.72	0.6
		6.7	98.08	0.6
		6.7	98.08	0.6
		7.15	77.04	0.6
		8.6	25.29	0.6
		9	58.54	0.6
		2.5	35.09	0.6
		3	52.85	0.6
		4.5	41.02	0.6
		5	61.07	0.6
		6.5	18.95	0.6
		7	31.06	0.6
		7.2	5.85	0.6
		7.5	50.99	0.6
		6.7	37.05	0.6
		2.5	58.48	0.6
		2.6	22.90	0.6
		3	65.54	0.6
		3.5	65.57	0.6
		7	14.34	0.6
		7.8	21.98	0.6
		8	40.95	0.6
		8.5	46.22	0.6
		9	14.72	0.6
		2.4	47.80	0.6
		2.6	43.52	0.6
		3.45	79.77	0.6
		3.6	34.12	0.6
		4	44.33	0.6
		4.5	65.63	0.6
		6.75	61.58	0.6
		7.9	21.77	0.6
		8.2	22.19	0.6
		2.5	37.99	0.6
		3	56.80	0.6
		3.4	22.67	0.6
		4	68.49	0.6
		4.5	47.66	0.6
		5	14.81	0.6
		7	52.51	0.6
		7.25	57.97	0.6
		8	43.25	0.6
		9	38.50	0.6
		9	38.50	0.6
		2.4	22.44	0.6
		3	83.68	0.6
		3.5	80.23	0.6
		4	68.54	0.6
		4.5	53.70	0.6
		5	68.18	0.6
		5.5	82.21	0.6
		8	20.36	0.6
		8.3	6.25	0.6
		2.5	93.57	0.6
		3.5	36.64	0.6
		4	49.65	0.6
		4.8	26.70	0.6
		5.2	31.19	0.6
		7.8	26.38	0.6
		9	69.68	0.6
		2.5	22.25	0.6
		2.75	19.06	0.6

**Continuación Tabla II-17:  
Resumen de la base datos para el caso de licuación y  $D_{50} < 0.20$  mm.**

Base de datos Valle de Mexicali				
Terremoto	Lugar	Profundidad	$qc/\sigma'_v$	a max (g)
		3	30,30	0,6
		4	51,19	0,6
		4,5	71,26	0,6
		5	73,86	0,6
		8	10,53	0,6
		8,2	4,13	0,6
		8,3	10,23	0,6
		4	3,31	0,6
		5	35,97	0,6
<b>a max. 0.70-0.79 g</b>				
Seed y otros				
Terremoto	Lugar	Profundidad	$qc/\sigma'_v$	a max (g)
1979 Imperial Valley earthquake.	Heber RD2	3,7	6,86	0,78

Tabla II-18: Resumen de la base datos para el caso de no licuación y  $D_{50} < 0.20$  mm.

<b>No licuación</b>				
<b>a max&lt;0.20g</b>				
<b>Base de datos ASCE 1995</b>				
Terremoto	Lugar	Profundidad	qc/σ'v	a max (g)
1975 Haicheng Earthquake (M=7.3) (Ying-Kou cit	Middle school site	10,3	6,94	0,15
1976 Tangshan Earthquake	Tangshan area	11	146,29	0,1
		11,4	59,04	0,1
		4,8	169,81	0,1
		5,3	43,06	0,1
		5,9	261,81	0,1
		11	146,29	0,1
		11,4	59,04	0,1
		4,8	169,81	0,1
		5,3	43,06	0,1
		5,9	261,81	0,1
1989 Loma Prieta Earthquake (M=7.1)	Leonardini Farmer	3	48,26	0,14
<b>Base de datos ASCE 2003</b>				
Terremoto	Lugar	Profundidad	qc/σ'v	a max (g)
1975 Heicheng earthquake (Mw=7.3)	Middle School site	12,7	52,32	0,13
1979 Imperial Valley earthquake (Mw=6.6)	Wildlife	4,8	55,98	0,15
		4,8	75,29	0,15
		4,8	100,39	0,15
		4,8	113,90	0,15
		4,8	73,36	0,15
		4,8	92,66	0,15
		4,8	75,25	0,15
		4,8	85,28	0,15
		4,8	71,91	0,15
		4,8	85,28	0,15
	Vail Canal	4,2	168,31	0,13
		3,9	117,84	0,13
		4,1	101,11	0,13
		4,4	89,94	0,13
		4,7	131,00	0,13
	Kornbloom Road	11	53,78	0,08
		11	53,78	0,08
		4	41,07	0,08
		11	76,47	0,08
		4	33,93	0,08
		11	130,25	0,08
	Radio Tower	2,5	129,41	0,18
1981 Imperial Valley earthquake (Mw= 6.0)	Mckim Ranch	4,8	54,98	0,1
		6,5	78,91	0,1
		3,2	76,04	0,1
		4,5	63,52	0,1
1989 Loma Prieta earthquake (Mw=7.1)	Coyote Creek	9,8	59,11	0,17
		8,2	67,71	0,17
	Salinas River Brigde	7,3	42,50	0,16
		7,3	47,14	0,16
		10,8	38,37	0,16
1999 Chi-Chi earthquake (Mw=7.6)	Yuanlin	3,5	26,42	0,19
		14	7,94	0,19
		5	17,54	0,19
		2,4	26,67	0,19
		8	19,77	0,19
		7,5	20,56	0,19
		10,4	20,53	0,19
		5,1	38,96	0,19
		14	102,24	0,19
		10,2	15,45	0,19
		12,2	12,09	0,19
		8	22,44	0,19
		8,5	13,56	0,19
<b>Seed y otros</b>				
Terremoto	Lugar	Profundidad	qc/σ'v	a max (g)
1948 Fukui earthquake	Takaya2	4	68,06	0,16
1978 Miyagiken eathquake	Hiyori 18	5	45,00	0,14
	Ishinamaki 2	4	28,00	0,12
1981 Westmorland earthquake	Mckin R.A	2,1	31,82	0,09

**Continuación Tabla II-18:  
Resumen de la base datos para el caso de no licuación y  $D_{50} < 0.20$  mm.**

<b>a max 0.20-0.29g</b>				
<b>Base de datos ASCE 1995</b>				
<b>Terremoto</b>	<b>Lugar</b>	<b>Profundidad</b>	<b>qc/σ<sub>v</sub></b>	<b>a max (g)</b>
1976 Tangshan Earthquake	Tanghsan area	5,2	237,01	0,2
		1,2	600,93	0,2
		1,7	502,35	0,2
	Lutai area	2,1	553,40	0,2
		6,9	145,28	0,2
		12	40,33	0,2
1988 Sanguenay Earthquake ( M=5.9)	Ferland,Quebec,Canada	13,1	47,18	0,2
		11,1	70,33	0,2
		2,5	98,84	0,25
		3,5	92,47	0,25
		5,5	78,43	0,25
		6,5	78,81	0,25
		7,5	84,09	0,25
		8,5	76,03	0,25
<b>Base de datos ASCE 2003</b>				
<b>Terremoto</b>	<b>Lugar</b>	<b>Profundidad</b>	<b>qc/σ<sub>v</sub></b>	<b>a max (g)</b>
1981 Imperial Valley earthquake (Mw= 6.0)	Kornbloom Road	2,5	129,41	0,29
1989 Loma Prieta earthquake (Mw=7.1)	San Francisco Marina district	3	91,26	0,24
		6,6	89,85	0,24
		3,1	127,43	0,24
		5,3	196,38	0,24
		8,4	41,20	0,24
	State Beach	4	234,29	0,25
	Sanholt Road	9,5	241,55	0,25
		2,5	220,25	0,25
		3,9	220,34	0,25
		8	222,22	0,25
		1,9	304,99	0,25
		6,8	262,63	0,25
		6,5	241,06	0,25
	MBARI No.3	3,5	313,13	0,25
		4,1	206,68	0,25
		4,7	116,02	0,25
	MBARI No.4	3,4	171,37	0,25
		2,5	256,79	0,25
		4,1	156,93	0,25
		1,9	261,68	0,25
	General Fish	2,6	247,52	0,25
	Marine Laboratory	9,5	103,60	0,28
	Scattini	5	268,63	0,23
	Jefferson Ranch	10,8	61,55	0,21
		8,3	116,25	0,21
		2,5	191,33	0,21
<b>Seed y otros</b>				
<b>Terremoto</b>	<b>Lugar</b>	<b>Profundidad</b>	<b>qc/σ<sub>v</sub></b>	<b>a max (g)</b>
1993 L. Beach earthquake	Pier A	8,2	30,77	0,2
1979 Imperial Valley earthquake	Radio TB2	2,3	98,72	0,2
1981 Westmorland earthquake	River Pk A	1,8	50,00	0,21
	River Pk C	4,3	85,56	0,21
	Radio TB2	2,3	98,72	0,2
<b>a max. 0.30-0.39g</b>				
<b>Base de datos ASCE 1995</b>				
<b>Terremoto</b>	<b>Lugar</b>	<b>Profundidad</b>	<b>qc/σ<sub>v</sub></b>	<b>a max (g)</b>
1981 Imperial Valley earthquake (Mw= 6.0)	Vail Canal	4,2	158,31	0,37
	Kornbloom Road	11	53,78	0,37
		11	53,78	0,37
		11	76,47	0,37
			11	130,25
1989 Loma Prieta earthquake (Mw=7.1)	Pajaro Dunes	6,8	123,69	0,32
		2,5	278,51	0,32
		2,8	364,67	0,32
		2	289,20	0,32
		2,2	425,68	0,32

**Continuación Tabla II-18:  
Resumen de la base datos para el caso de no licuación y  $D_{50} < 0.20$  mm.**

<b>a max. 0.40-0.49</b>				
<b>Base de datos ASCE 1995</b>				
Terremoto	Lugar	Profundidad	qc/σ'v	a max (g)
1976 Tangshan Earthquake	Tanghsan area	4	161.64	0.4
		8.4	141.97	0.4
<b>Base de datos ASCE 2003</b>				
Terremoto	Lugar	Profundidad	qc/σ'v	a max (g)
1999 Chi-Chi earthquake (Mw=7.6)	Nantou	13.5	120.92	0.43
<b>a max. 0.50-0.59g</b>				
<b>Base de datos ASCE 1995</b>				
Terremoto	Lugar	Profundidad	qc/σ'v	a max (g)
1971 San Fernando Valley Earthquake (M=6.4)	Juvenile Hall, California	13.9	88.42	0.5
		14.8	94.81	0.5
		9.9	11.48	0.5
		10.6	60.67	0.5
		11.6	51.14	0.5
		12.8	29.50	0.5
		14.8	46.12	0.5
		9.1	53.61	0.5
		10.7	73.55	0.5
		11.3	89.91	0.5
		13.9	49.55	0.5
		15.1	36.07	0.5
		10.2	4.70	0.5
		11.1	12.59	0.5
		12.2	29.48	0.5
		13.1	55.99	0.5
14.6	82.49	0.5		
9.8	133.59	0.5		
<b>Base de datos ASCE 2003</b>				
Terremoto	Lugar	Profundidad	qc/σ'v	a max (g)
1971 San Fernando Valley earthquake (Mw=6.4)	Juvenile Hall	13.7	59.94	0.5
		13	36.36	0.5
		14.1	39.19	0.5
		9.5	129.94	0.5
<b>a max. 0.60-0.69g</b>				
<b>Base de datos ASCE 1995</b>				
Terremoto	Lugar	Profundidad	qc/σ'v	a max (g)
1979 Imperial Valley Earthquake (M=6.6)	Heber Road	4	44.71	0.6
		4	15.73	0.6
<b>Seed y otros</b>				
Terremoto	Lugar	Profundidad	qc/σ'v	a max (g)
1979 Imperial Valley earthquake	Heber RD1	3.7	192.16	0.78
		4.3	79.82	0.78
		4	74.04	0.6
<b>Base de datos Valle de Mexicali</b>				
Terremoto	Lugar	Profundidad	qc/σ'v	a max (g)
Sismo 8 de junio 1980	Valle de Mexicali	4.5	6.35	0.6
		7	2.33	0.6
		8	4.22	0.6
		9	1.92	0.6
		10	1.33	0.6
		6	5.32	0.6
		6.85	4.82	0.6
		8	6.42	0.6
		8.7	12.03	0.6
		3.3	15.99	0.6
		3.6	41.70	0.6
		4	7.09	0.6
		5.5	5.71	0.6
		6	6.70	0.6
		2.75	13.33	0.6

**Continuación Tabla II-18: Resumen de la base datos para el caso de no licuación y  $D_{50} < 0.20$  mm.**

Base de datos Valle de Mexicali				
Terremoto	Lugar	Profundidad	$qc/\sigma'_v$	$a_{max}$ (g)
		5	6,11	0,6
		6	2,68	0,6
		7,3	8,68	0,6
		5	15,27	0,6
		5,5	14,28	0,6
		6	12,06	0,6
		7,5	19,26	0,6
		8	10,78	0,6
		4,3	9,82	0,6
		5,5	2,78	0,6
		6	3,92	0,6
		6,5	4,93	0,6
		7,7	2,17	0,6
		9,3	1,88	0,6
		8,5	1,01	0,6
		5,5	11,81	0,6
		6	5,23	0,6
		8	1,06	0,6
		9	4,82	0,6
		6	7,99	0,6
		7	4,75	0,6
		9	4,88	0,6
		4,5	9,84	0,6
		5	18,32	0,6
		6	6,70	0,6
		7	3,58	0,6
		8	7,54	0,6
		6	10,42	0,6
		7	6,98	0,6
		9	7,68	0,6
		2,5	12,83	0,6
		3	7,80	0,6
		3,5	7,16	0,6
		4,5	6,16	0,6
		5,5	4,05	0,6
		6	1,27	0,6
		6,5	4,81	0,6
		7	5,70	0,6
		7,5	4,34	0,6
		8	3,10	0,6
		8,5	3,95	0,6
		9	0,94	0,6
		9,5	2,72	0,6
		10	5,22	0,6
<b>a max. 0.70-0.79</b>				
Seed y otros				
Terremoto	Lugar	Profundidad	$qc/\sigma'_v$	$a_{max}$ (g)
1979 Imperial Valley earthquake	Heber RD1	3,7	192,16	0,78
	Heber RD3	4,3	79,82	0,78
	Heber RD7	4	74,04	0,6

**Tabla II-19: Cálculo de esfuerzos efectivos (kg/cm<sup>2</sup>) a partir de la compacidad relativa en ensayos de cámara de calibración (Schmertmann, 1978).**

Prof. (m)	Cr = 0%	Cr = 10%	Cr = 20%	Cr = 30%	Cr = 40%	Cr = 50%	Cr = 60%	Cr = 70%	Cr = 80%
1	0,14	0,14	0,15	0,15	0,16	0,17	0,17	0,18	0,19
2	0,28	0,29	0,3	0,31	0,32	0,33	0,34	0,36	0,37
3	0,42	0,43	0,44	0,46	0,48	0,5	0,51	0,54	0,56
4	0,56	0,59	0,59	0,62	0,64	0,66	0,68	0,72	0,74
5	0,7	0,72	0,74	0,77	0,8	0,83	0,86	0,9	0,93
6	0,83	0,86	0,89	0,92	0,95	0,99	1,03	1,07	1,12
7	0,97	1,01	1,04	1,08	1,11	1,16	1,2	1,25	1,3
8	1,11	1,15	1,18	1,23	1,27	1,32	1,37	1,43	1,49
9	1,25	1,3	1,33	1,39	1,43	1,49	1,54	1,61	1,67
10	1,39	1,44	1,48	1,54	1,59	1,65	1,71	1,79	1,86

**Tabla II-20: Cálculo de qc/esfuerzos efectivos (kg/cm<sup>2</sup>) a partir de ensayos en cámara de calibración (Schmertmann, 1978).**

Prof. (m)	Cr = 0%	Cr = 10%	Cr = 20%	Cr = 30%	Cr = 40%	Cr = 50%	Cr = 60%	Cr = 70%	Cr = 80%
1	21,8	29,14	38,2	51,07	67,06	88,18	117,94	155,11	204,37
2	17,84	23,59	31,23	41,39	54,86	72,73	96,47	126,94	168,46
3	15,88	21,02	27,95	36,91	48,77	64,48	85,76	112,85	149,39
4	14,59	19,29	26,68	33,85	44,88	59,5	78,91	103,82	137,78
5	13,68	18,11	24,04	31,79	42,06	55,67	73,71	97,31	128,96
6	12,97	17,21	22,79	30,2	40,02	52,8	69,95	92,55	122,19
7	12,4	16,42	21,78	28,82	38,25	50,52	66,93	88,47	117,02
8	11,93	15,82	21	27,76	36,79	48,66	64,4	85,09	112,48
9	11,53	15,26	20,28	26,78	35,54	46,98	62,25	82,21	108,82
10	11,59	14,81	19,6	26	34,47	45,61	60,39	79,73	105,47

## **ANEJOS CAPÍTULO V**

## **Anejo V-1.**

## **ESTUDIO NUMÉRICO DE LAS INYECCIONES DE COMPACTACIÓN:**

Con la finalidad de estudiar el comportamiento en un terreno granular suelto (susceptible a sufrir licuación), al ser mejorado mediante la técnica de la inyección de compactación, se ha llevado a cabo un análisis numérico mediante el código de elementos finitos "PLAXIS", especial para estudios tenso-deformacionales de problemas geotécnicos y comercialmente uno de los más utilizados.

Los objetivos principales de este estudio consistieron en: tratar de relacionar las admisiones en un taladro de mortero inyectado (en un determinado terreno) con las tensiones desarrolladas en el entorno del mismo, las leyes de atenuación de tensiones y desplazamientos en función de la distancia al punto de inyección, así como de la mejora obtenida y la separación óptima entre taladros.

Para este caso el programa "PLAXIS" hace un análisis bidimensional, pero en simetría axial, con el objetivo de tomar en cuenta el carácter tridimensional del problema.

La malla de elementos finitos está formada por elementos en forma de triángulo, de 15 nodos cada uno.

Los casos estudiados se han analizados con dos modelos constitutivos distintos, el Elasto-Plástico y "Hardening Soil Model".

Se ha considerado que el caudal de inyección es lo suficientemente bajo, para que no se produzcan incrementos de la presión intersticial.

Las unidades de longitud utilizadas son metros (m), de fuerza Kilonewton (kN) y de tiempo días.

Los suelos potencialmente licuables son granulares, debido a ello, para este análisis se ha tomado como terreno tipo, un suelo con características de arenas finas limpias (sin cohesión).

Las propiedades de este terreno se han tomado según la “Guía Geotécnica para Cimentaciones de Edificios en la Comunidad de Madrid” de Pedro Sola Casado (1989), para un densidad relativa ( $D_r$ ) en torno al 50%.

Durante el análisis, en el programa, se ha tomado la función tensión de “cut off” igual a cero, lo que significa que este terreno no resistirá tracciones.

Las propiedades del terreno y demás materiales que intervienen en este estudio, para el modelo constitutivo Elasto-Plástico, son las siguientes:

***Arena (terreno natural existente antes del tratamiento).***

Tipo de modelo constitutivo: Elasto-Plástico.

$\gamma$ : 16.5 kN/m<sup>3</sup>.

C : 0 kN/m<sup>2</sup>.

$\phi$ : 30°.

E : 8000 kN/m<sup>2</sup>.

$\mu$  : 0.3.

***Mortero fresco inyectado (corresponde a la fase de inyección).***

Tipo de modelo constitutivo: Elástico y lineal.

$\gamma$ : 24 kN/m<sup>3</sup>.

E : 4000 kN/m<sup>2</sup>.

$\mu$  : 0.3.

***Mortero inyectado (corresponde a las fases previas de inyección).***

Tipo de modelo constitutivo: Elástico y lineal.

$\gamma$ : 24 kN/m<sup>3</sup>.

E : 20000 kN/m<sup>2</sup>.

$\mu$  : 0.3.

Para los casos estudiados con modelo constitutivo tipo “Hardening Soil Model”, en el motero se ha utilizado las mismas propiedades que en los casos con modelos constitutivos tipo Elastico-Plástico, mientras que a la arena se le ha asignado las siguientes propiedades:

***Arena (terreno natural existente antes del tratamiento).***

Tipo de modelo constitutivo: Hardening Soil Model.

$\gamma$ : 16.5 kN/m<sup>3</sup>.

C : 0 kN/m<sup>2</sup>.

$\phi$ : 30°.

$E_{50}^{Ref}$  : 8000 kN/m<sup>2</sup>.

$E_{0ed}^{Ref}$  : 8000 kN/m<sup>2</sup>.

$E_{ur}^{Ref}$  : 24000 kN/m<sup>2</sup>.

m : 0.5

$\mu_{ur}$  : 0.2

$p^{Ref}$  : 100 kN/m<sup>2</sup>.

$K_0^{nc}$  : 0.5

$R_f$  : 0.9

Siendo en los modelos constitutivos Elasto-Plástico y “Hardening Soil Model” los parámetros básicos para el diseño los siguientes:

$\gamma$ : Peso específico del terreno.

C : Cohesión.

$\phi$ : Ángulo de rozamiento interno.

E : Modulo de elasticidad.

$\mu$  : Coeficiente de poisson.

$E_{50}^{ref}$  = Modulo de elasticidad secante, calculado para un tensión igual a la mitad de la tensión de rotura (obtenida mediante ensayos triaxiales).

$E_{eod}^{ref}$  = Modulo de elasticidad edométrico de referencia.

$E_{ur}^{ref}$  = Modulo de elasticidad de carga y recarga de referencia.

$m$  = Es el parámetro que controla forma parabólica de la ley de tensión-deformación.

$\mu_{ur}$  = Coeficiente de poisson en recarga.

$P^{ref}$  = Presión de referencia.

$K_0^{nc}$  = Coeficiente de empuje al reposo en terrenos normalmente consolidados.

El proceso de inyección se simuló de dos formas distintas:

- Induciendo el incremento de volumen (en la zona inyectada) mediante una expansión volumen directamente en el programa.
- Mediante la aplicación de desplazamientos prescritos en el contorno de los elementos que simulan el taladro de inyección, de tal manera que estos produjesen el incremento de volumen deseado.

Durante el análisis del proceso de inyección mediante el método de la expansión de volumen, se pudo constatar que el programa PLAXIS, siempre estima dicho incremento a partir de un modelo en deformación plana, no importando que el modelo utilizado sea de simetría axial. Esto constituye una deficiencia en este programa (Henríquez, 2005. Comunicación personal con el departamento técnico de PLAXIS). Debido a lo anterior, ha tenido que utilizarse el artificio de estimar el incremento de volumen equivalente en deformación plana.

Para la simulación de este problema, los elementos a aplicar la deformación volumétrica se han dividido en otros sub-elementos de geometría cuadrada, de tal forma que la expansión volumétrica de las zonas indicadas sea isotrópica, evitado imponer direcciones preferentes en la misma.

En el caso en que la inyección se simuló mediante una deformación prescrita, la misma se colocó en el contorno del taladro de inyección y el valor de la esta última será el necesario para inducir el volumen de inyección deseado.

Se ha asumido un diámetro de taladro de 10 cm, coincidiendo aproximadamente con la dimensión utilizada en este tipo de tratamiento (diámetro de perforación de 7.5-10 cm).

Las condiciones de contorno a la derecha del modelo (opuesto al plano de simetría), se han colocado lo suficientemente alejada, para evitar que afecte a los resultados obtenidos.

En algunos de los casos, la capa indeformable se situó justo debajo del primer tramo de inyección, mientras que en otros casos, se ha colocado un terreno competente entre el primer tramo de inyección y la capa indeformable. Todo lo anterior, con el objetivo de reproducir algunos casos típicos encontrados en la realidad.

## **Análisis de los resultados obtenidos.**

Bajo las hipótesis señaladas en el apartado anterior, se realizó un análisis numérico para varios casos con modelos constitutivo tipo Morh-Coulomb y "Hardening Soil Model", así como, con distintos métodos de simular la inyección.

Con el objetivo de ilustrar (de manera resumida) los casos estudiados, se realizó una comparativa de los resultados obtenidos, para una misma fase de inyección, entre dos casos similares con diferentes modelos constitutivo, así como también, la misma fase con dos métodos diferentes de simular el incremento de volumen.

En las figuras presentadas en las salidas de PLAXIS adjuntas, se muestran los resultados del programa para un taladro de inyección de compactación de 10 m de profundidad, en cuyo extremo inferior se apoya en un estrato indeformable. Se ha considerado el método de ejecución ascendente y la fase concreta de estudio, es la correspondiente entre 2 y 3 m de profundidad.

Para la comparativa señalada, se ha utilizado el mismo fichero base de "PLAXIS" y solo se han cambiado las características correspondientes a cada caso (modelo constitutivo y método para inducir el incremento de volumen).

En dichas salidas se puede observar que los desplazamientos horizontales (sección A-A') son muy similares, en los casos en que la expansión de volumen fue utilizada para simular la inyección. No obstante, dichos desplazamientos han sido mayores en el caso en que el incremento de volumen fue inducido por el método de los desplazamientos equivalentes. Esta diferencia se atribuye, a que en el caso de la expansión de volumen, el programa lo estima a partir de un modelo en deformación plana, lo que representa una deficiencia del mismo, mientras que los desplazamientos equivalentes son aplicados

perpendicularmente a la superficie del cilindro que forma el modelo de simetría axial, simulando el contorno del taladro de perforación e inyección.

En cuanto a los desplazamientos verticales a lo largo de misma sección (A-A'), se pueden observar que los valores obtenidos en los tres casos son de mismo orden de magnitud, siendo de signo negativos (asientos). Este comportamiento no es coherente con la realidad (datos de campos de prueba y de obras), debido a que inyecciones de este tipo y a esa profundidad inducirían movimientos verticales en gran parte de su zona de influencia.

Con respecto a las tensiones horizontales (sección A-A'), las obtenidas mediante expansión volumétrica son muy parecidas, no siendo así con las obtenidas con el método de los desplazamientos equivalentes, cuyo valor máximo es 100 veces superior al obtenido mediante el otro método. Los valores alcanzados son muy bajos en el caso del método de expansión volumétrica y muy altos en el método de los desplazamientos equivalentes, no obstante, ninguno de los valores se asemeja a los valores de presiones registrados a esa profundidades, para las admisiones registradas en obras reales.

En superficie, en el área de influencia del taladro, se producen asientos. Siendo este comportamiento no coherente con la realidad por lo comentado en párrafos anteriores.

## **Conclusiones.**

Se realizó un análisis mediante el programa "PLAXIS", que es un código de elementos finitos especial para geotecnia y quizás el programa comercialmente más utilizado en España.

Los alcances y las aplicaciones de este programa, son muy similares a los demás programas bidimensionales de elementos finitos que existen actualmente en el mercado.

De acuerdo con los resultados obtenidos y las comparativas realizadas, se puede afirmar que el programa "PLAXIS", no constituye la herramienta idónea para el estudio de las inyecciones de compactación, por las razones expuestas a continuación:

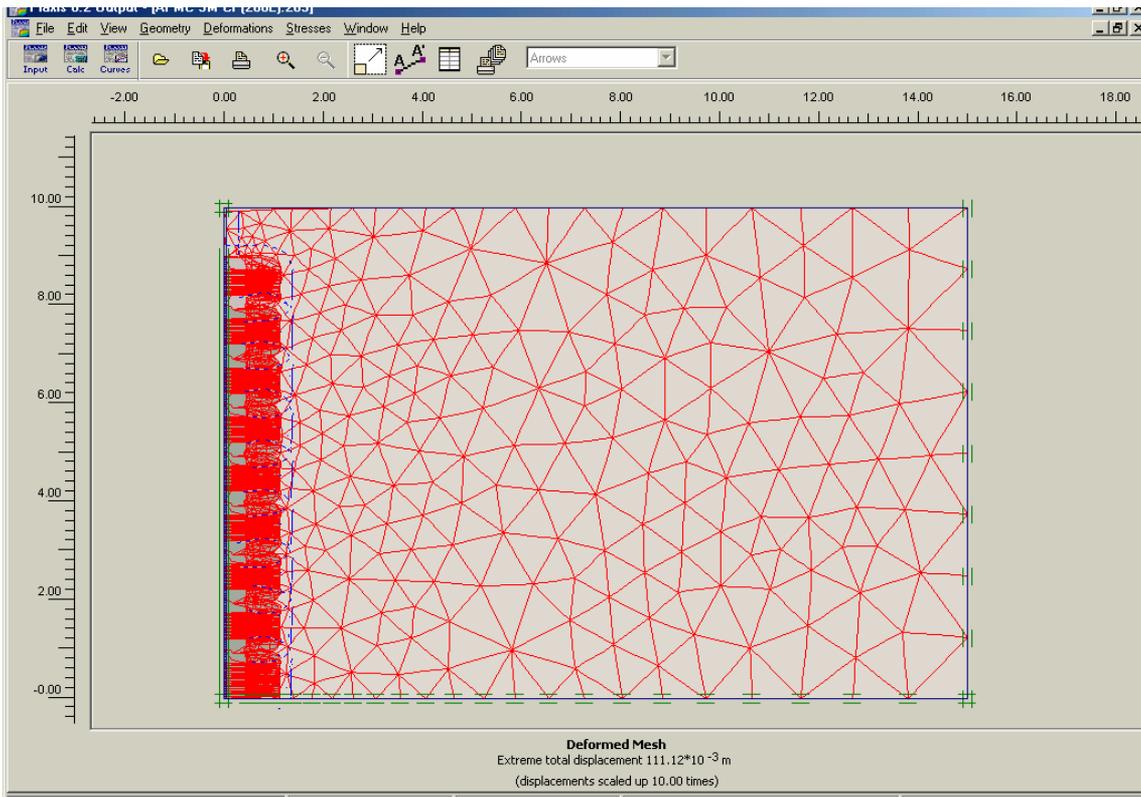
- Los modelos constitutivos en que basa este programa, están pensados para deformaciones moderadas, y al aplicar el mismo en la simulación de las inyecciones de compactación (en donde se presentan grandes deformaciones), los resultados obtenidos no son representativos.
- Para el estudio de los modelos con simetría axial, el PLAXIS aún no tiene desarrollado un método que simule los incrementos de volumen en coordenadas polares. Es decir, que a pesar de utilizar un modelo axial-simétrico, el programa calcula los incrementos de volumen como si fuera un caso de deformación plana.
- Una alternativa al método de incrementos de volumen podría ser el método de los desplazamientos equivalentes, pero con ellos han aparecido problemas de convergencia y los resultados obtenidos no han sido satisfactorios.
- Se ha observado muchos problemas con la malla generada por el programa. Al igual que los modelos constitutivos, la malla está pensada para deformaciones pequeñas, pero en los casos estudiados dichas deformaciones han llegado hasta el 500%, lo cual trae problemas de convergencias. Una alternativa a este problema sería utilizar una actualización continua de la malla (función denominada "updated mesh"), pero dado el número tan elevado de ecuaciones (unos 20000

puntos de cálculo por modelo), hace imposible correr el programa ni siquiera en los ordenadores de última generación.

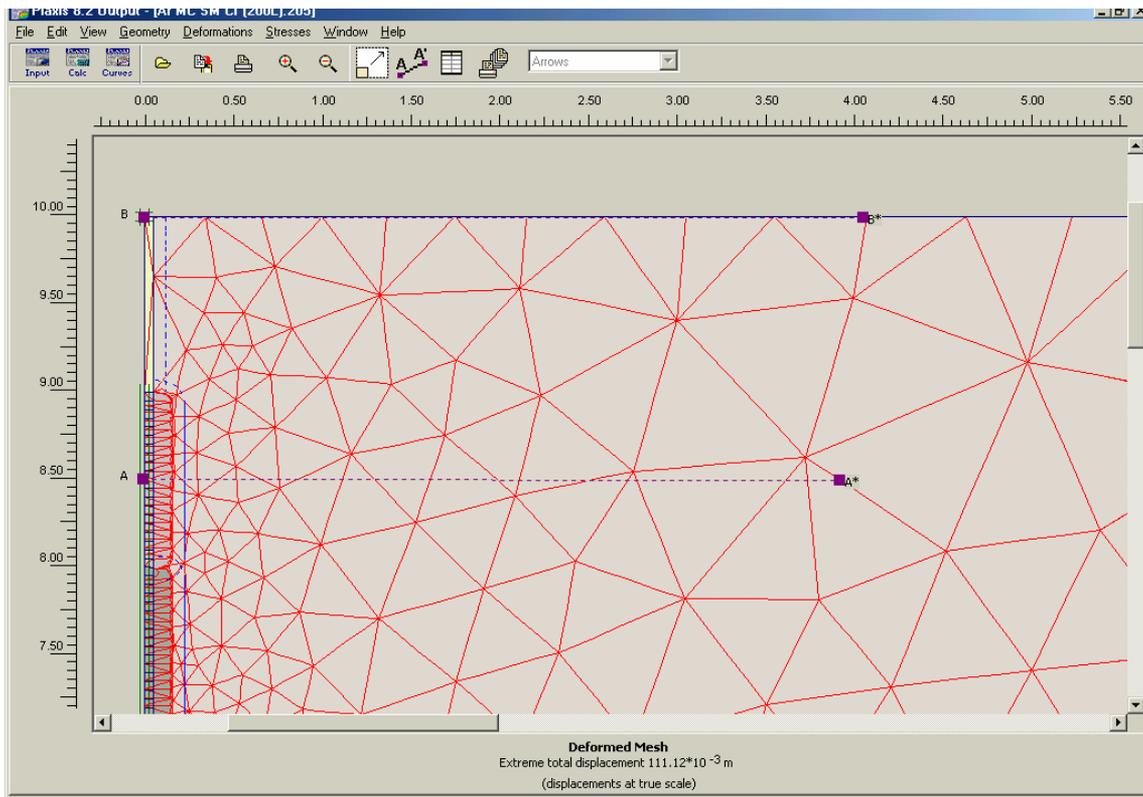
- Para el estudio de las inyecciones de compactación mediante elementos finitos es necesario el desarrollo de programas y/o modelos constitutivos especiales, que tengan en cuenta las grandes deformaciones que reproducen en el contorno del punto de inyección. Estos aspectos están fuera del alcance de esta investigación.

## **SALIDAS DEL PROGRAMA PLAXIS.**

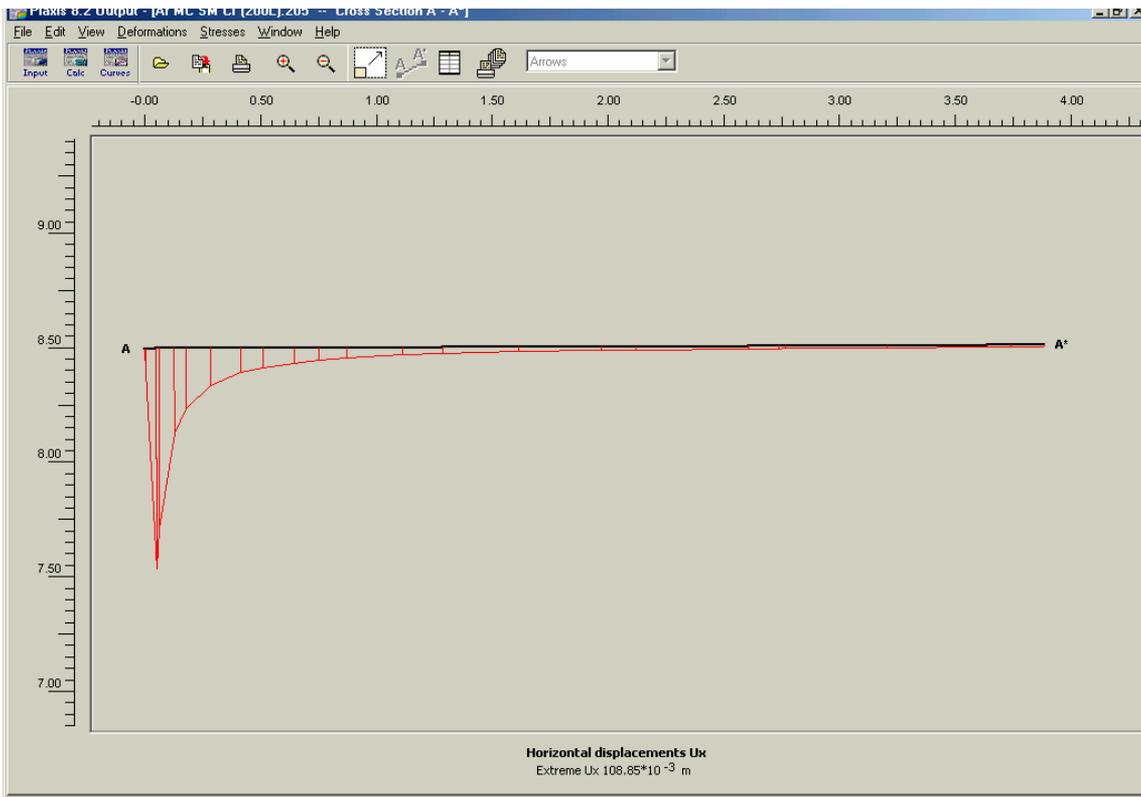
**Salidas programa Plaxis caso de expansión volumétrica y modelo constitutivo Morh-Coulomb.**



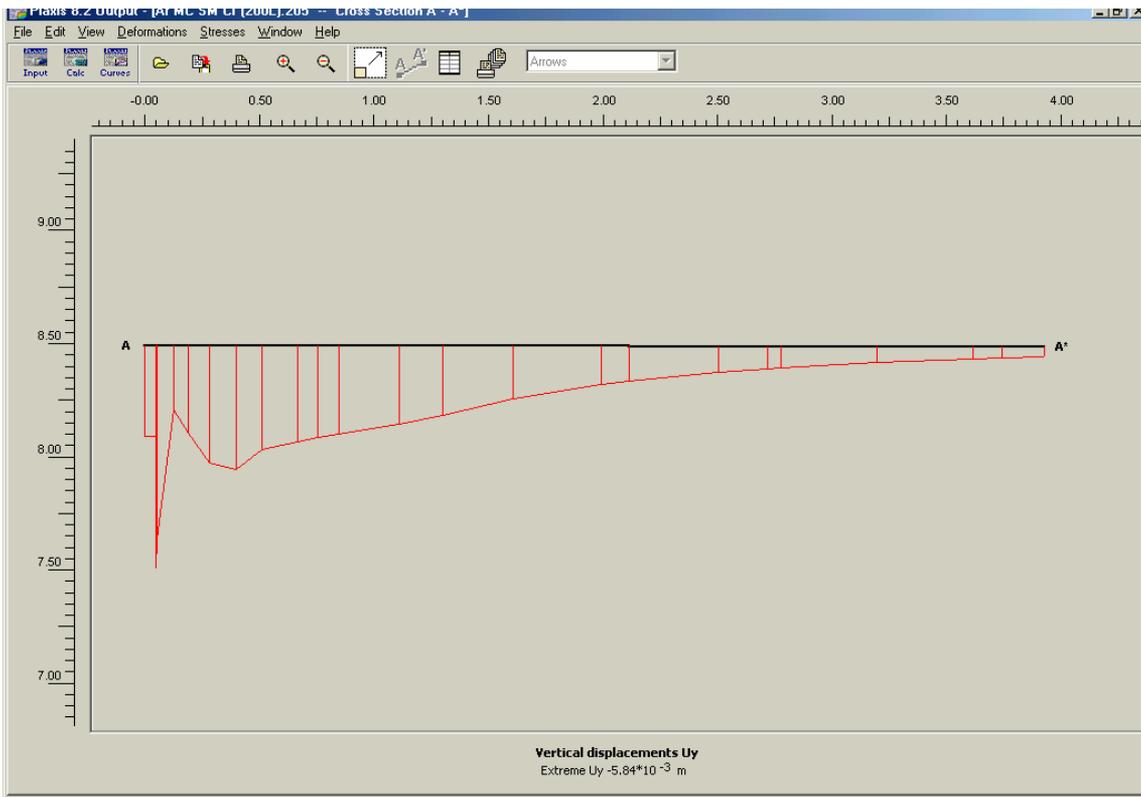
Malla deformada.



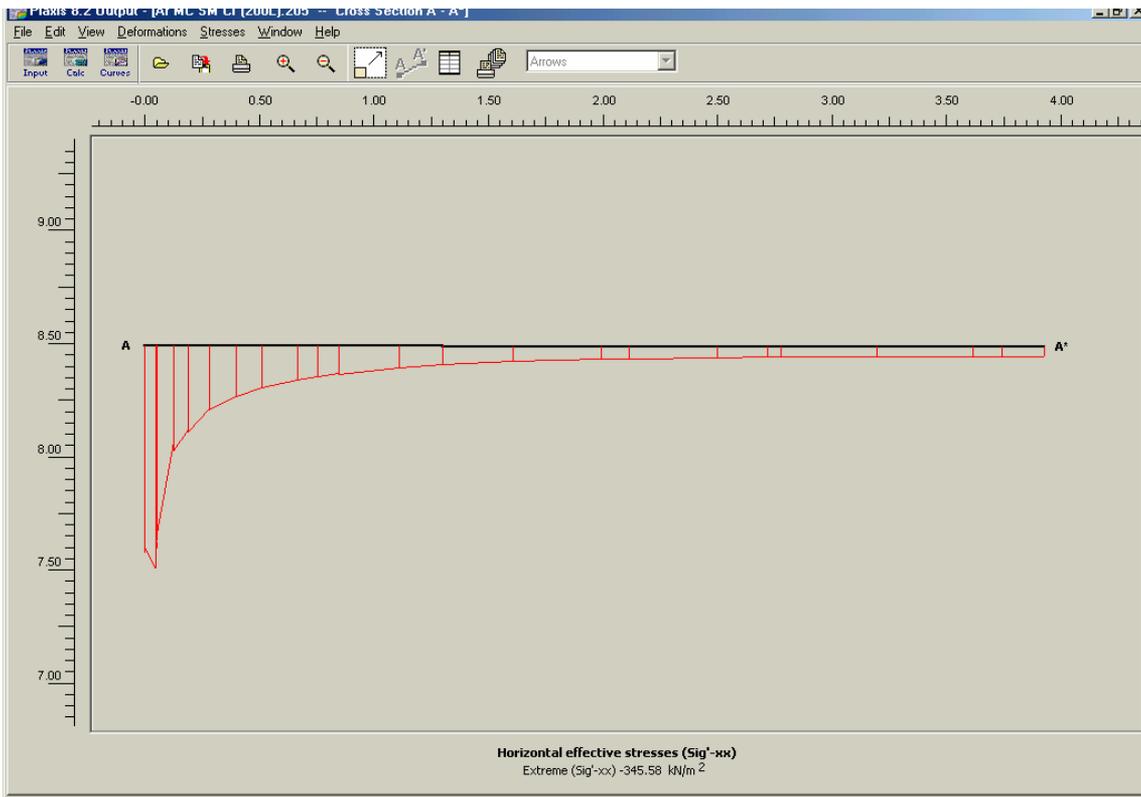
Secciones estudiadas.



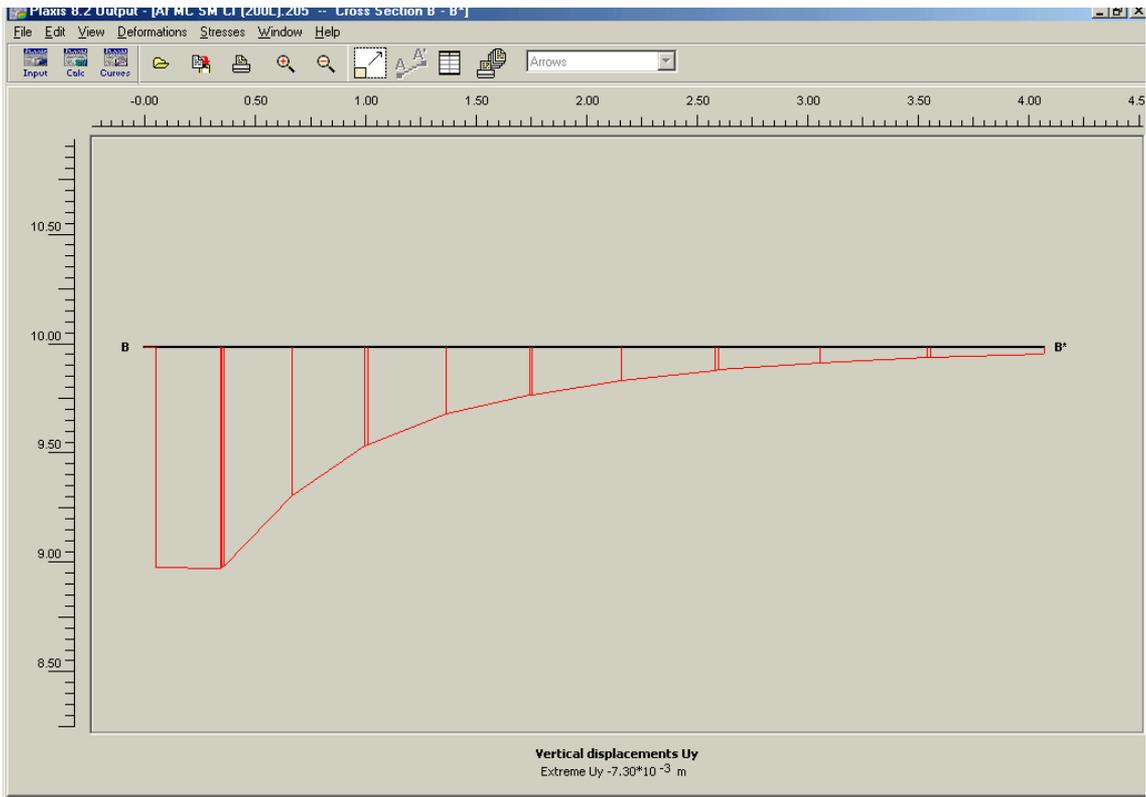
Deformación horizontal en sección A-A'.



Deformación vertical en sección A-A´.

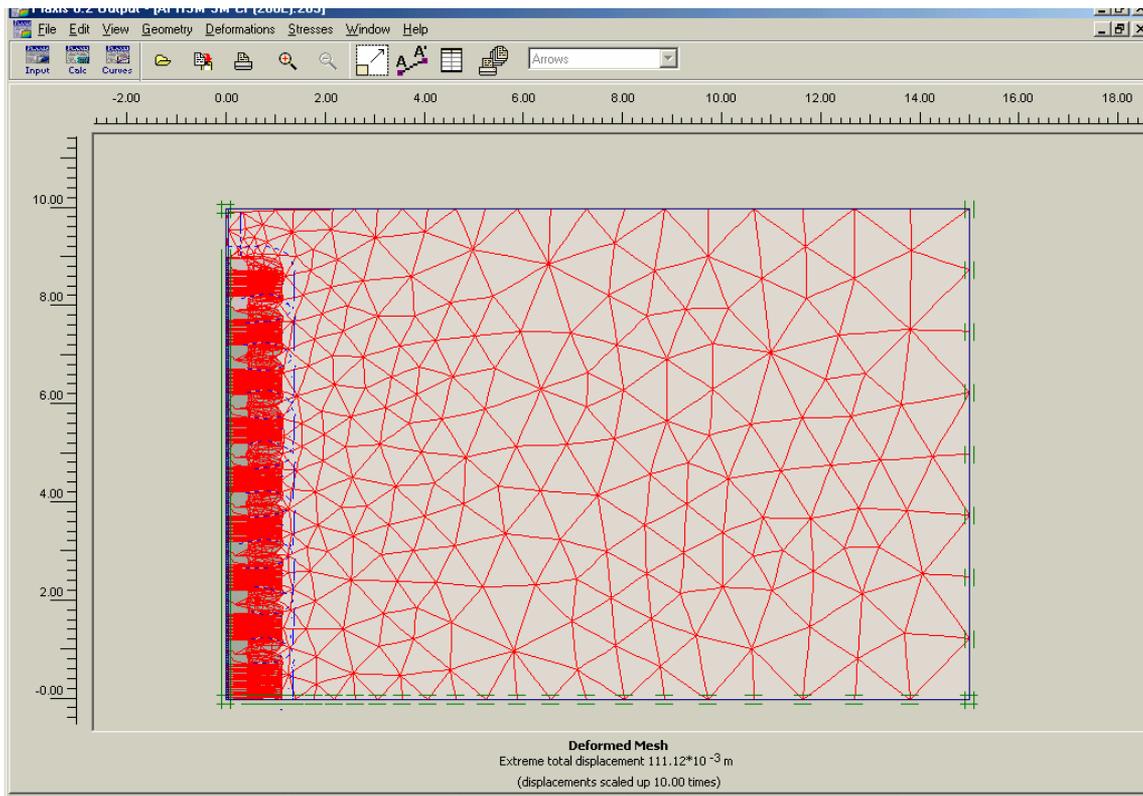


Tensión horizontal efectiva A-A'.

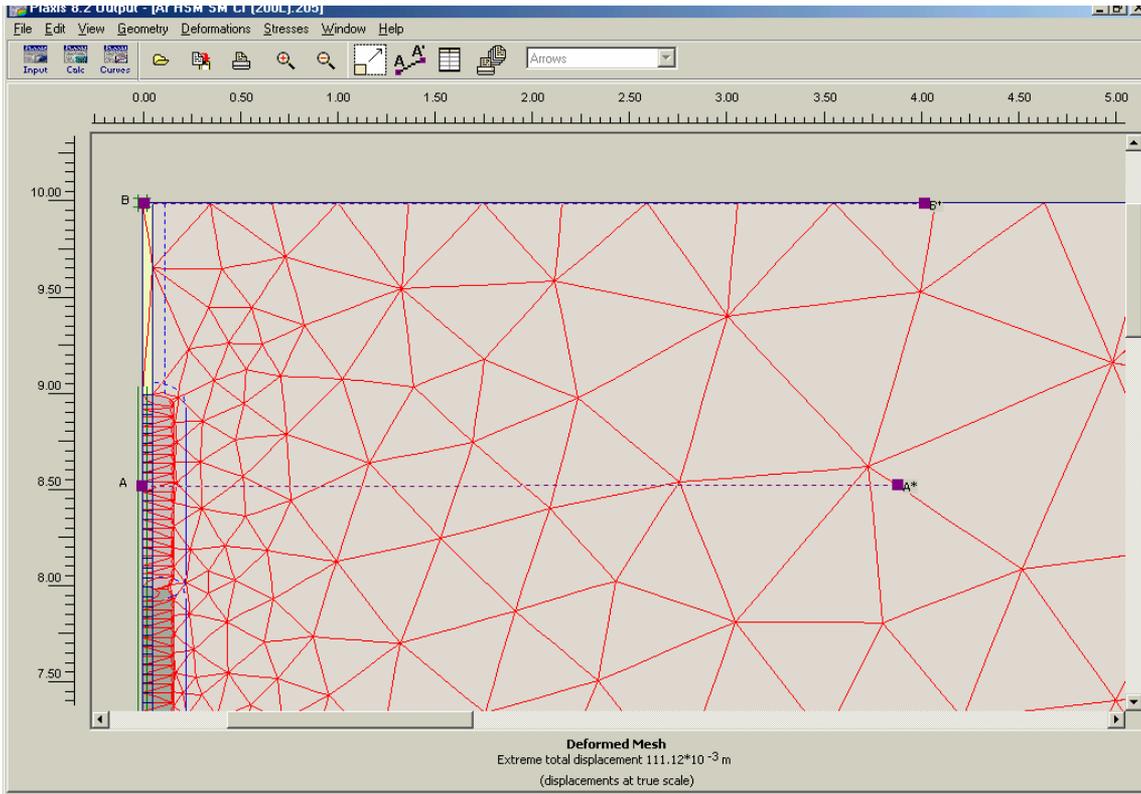


Asientos en superficie (sección B-B').

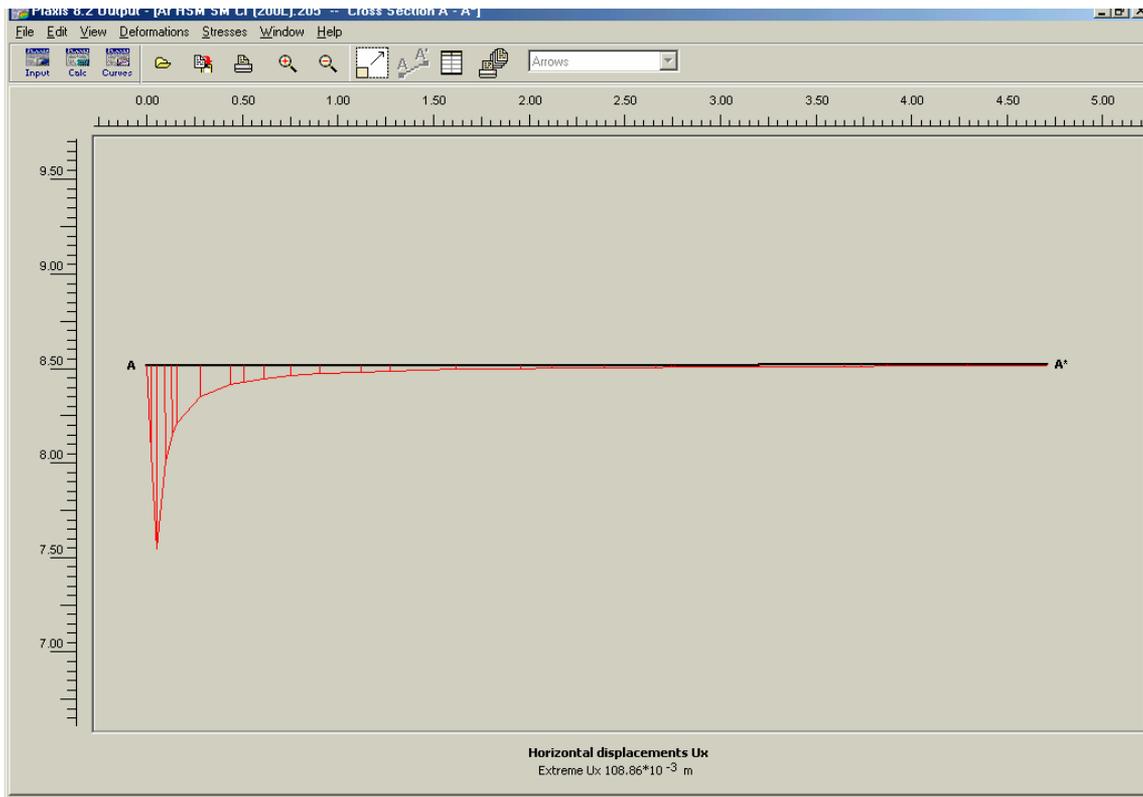
**Salidas programa Plaxis caso de expansión volumétrica y modelo constitutivo Hardening Soil Model.**



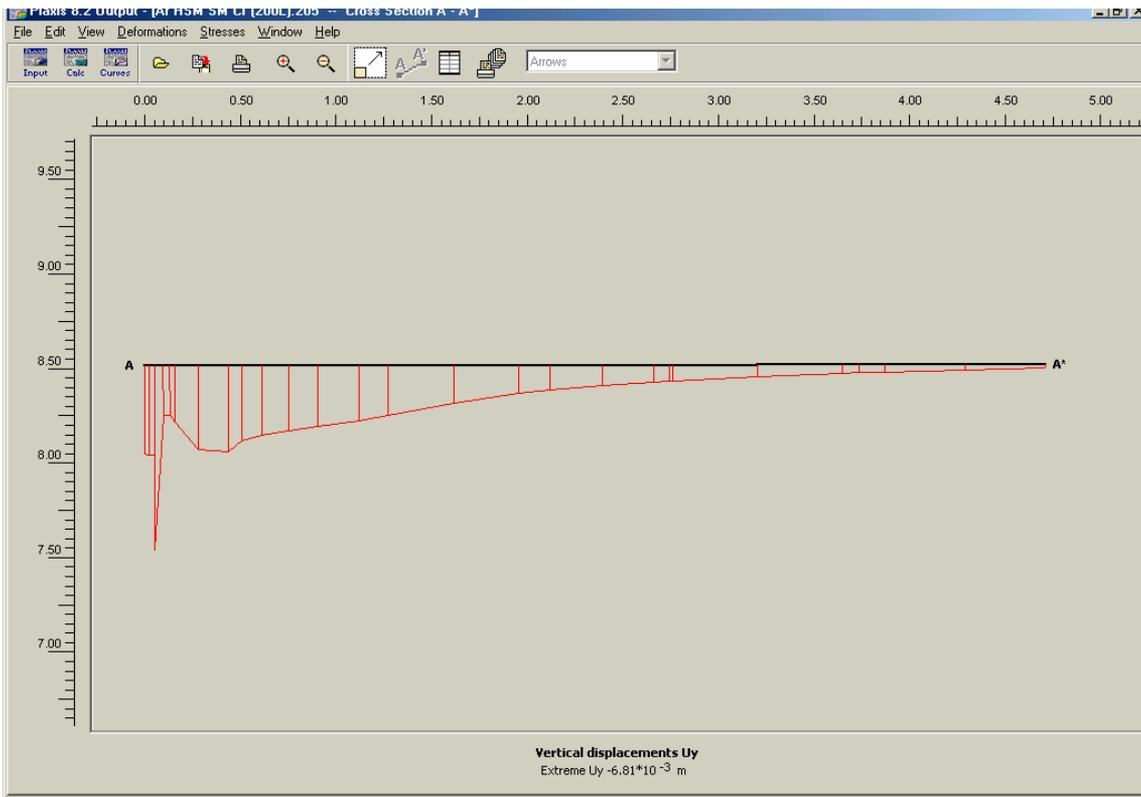
Malla deformada.



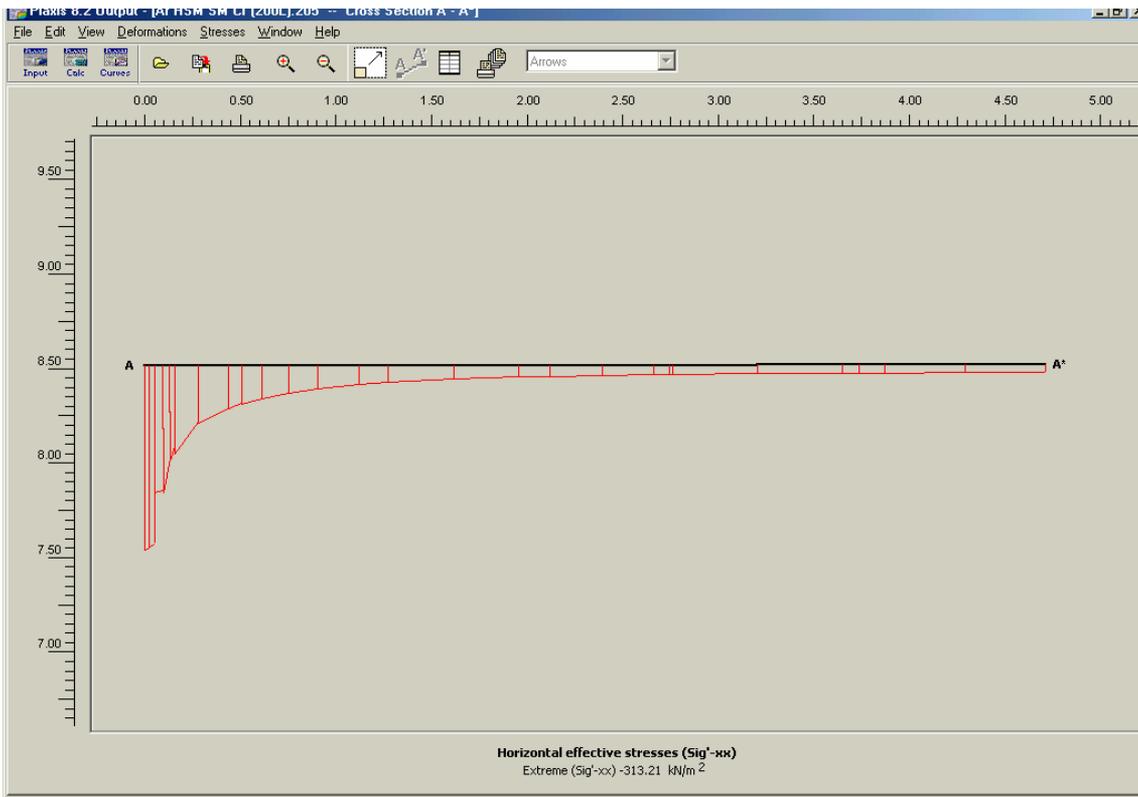
Secciones estudiadas.



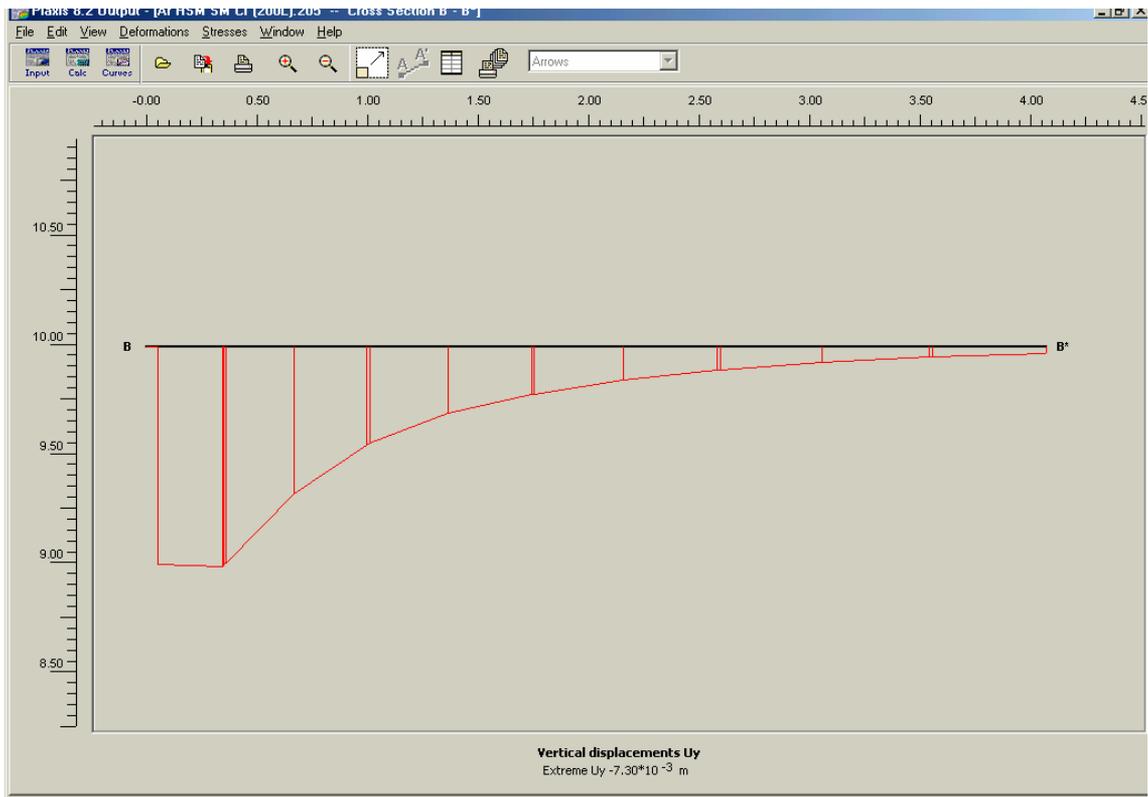
Deformación horizontal en sección A-A'.



Deformación vertical en sección A-A´.

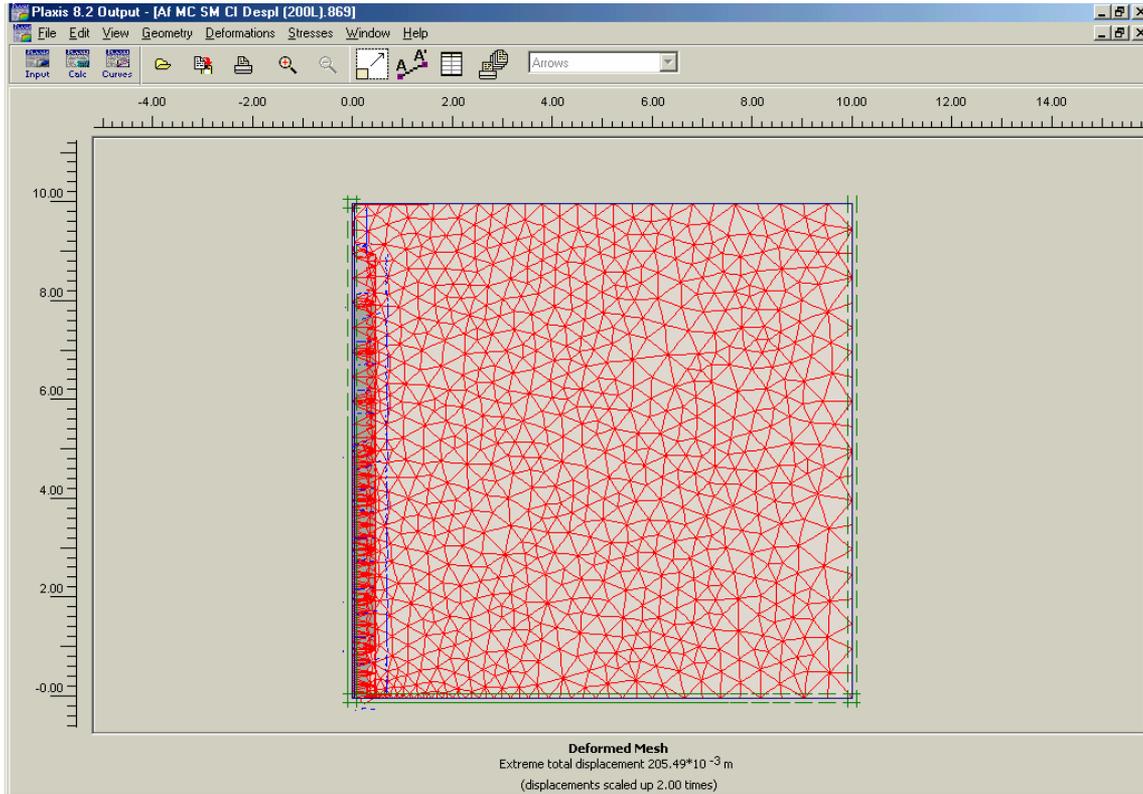


Tensión horizontal efectiva A-A'.

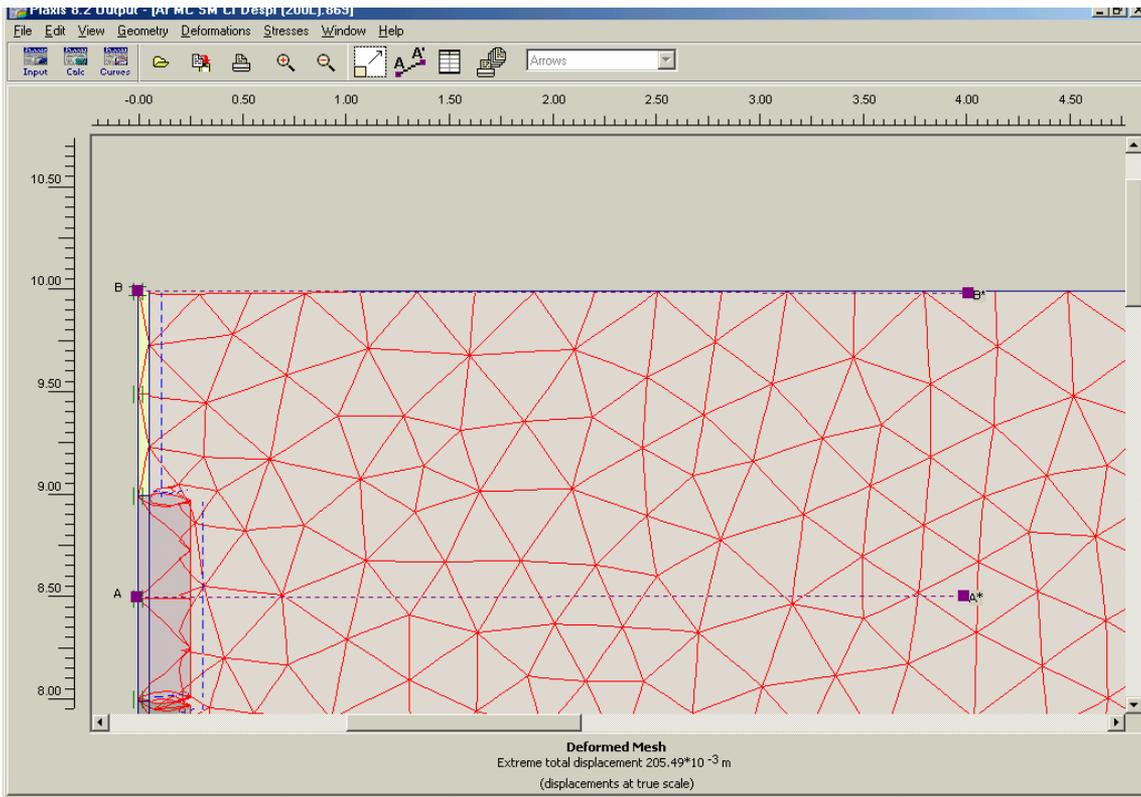


Asientos en superficie (sección B-B').

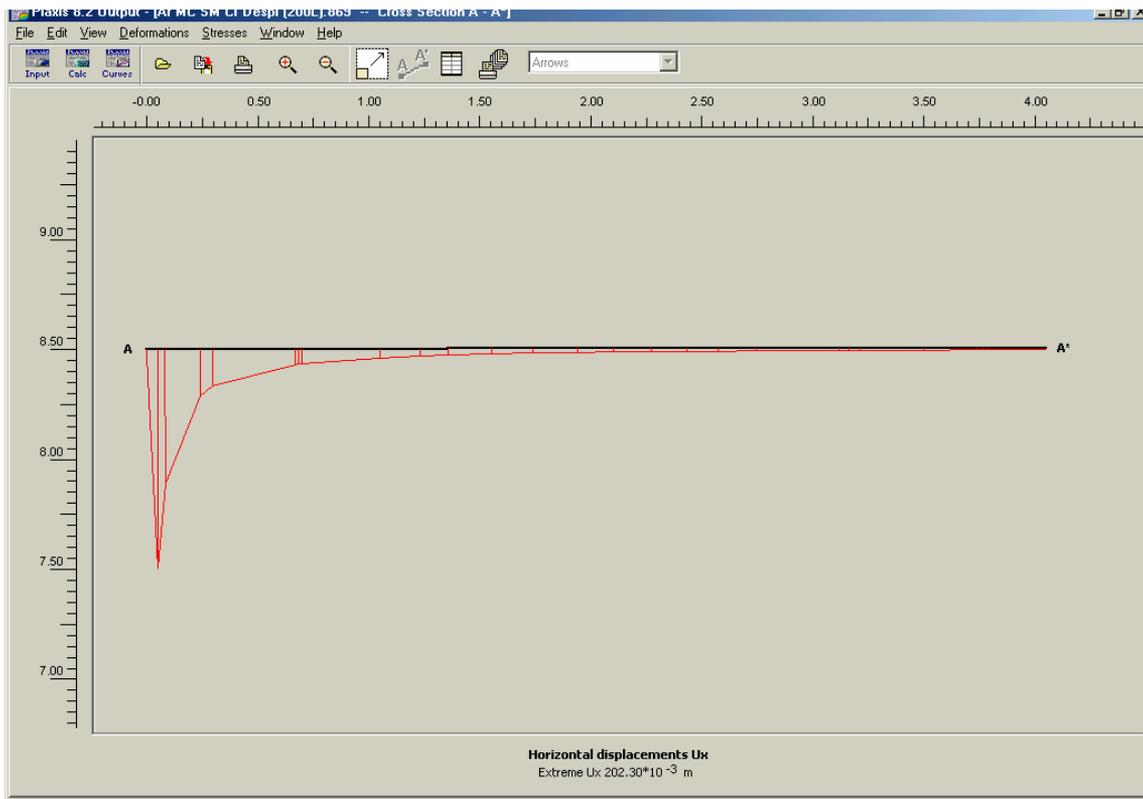
**Salidas programa Plaxis caso de desplazamientos prescritos y modelo constitutivo Morh-Coulomb.**



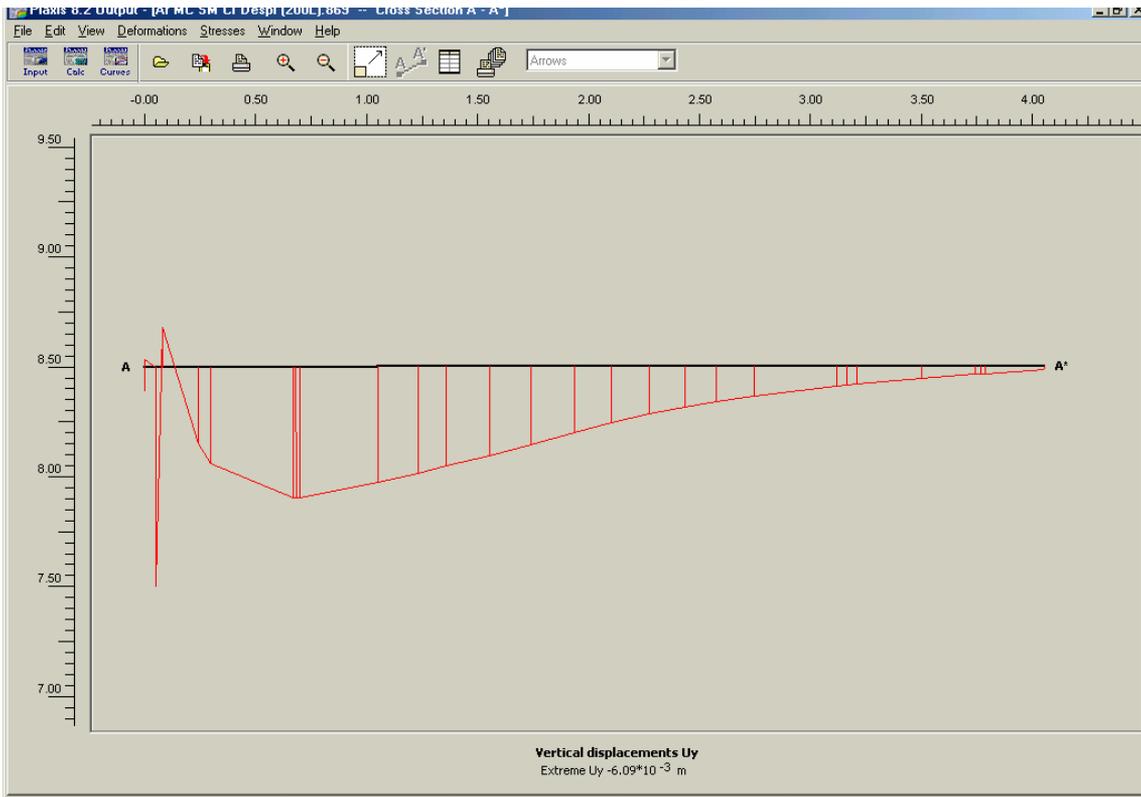
Malla deformada.



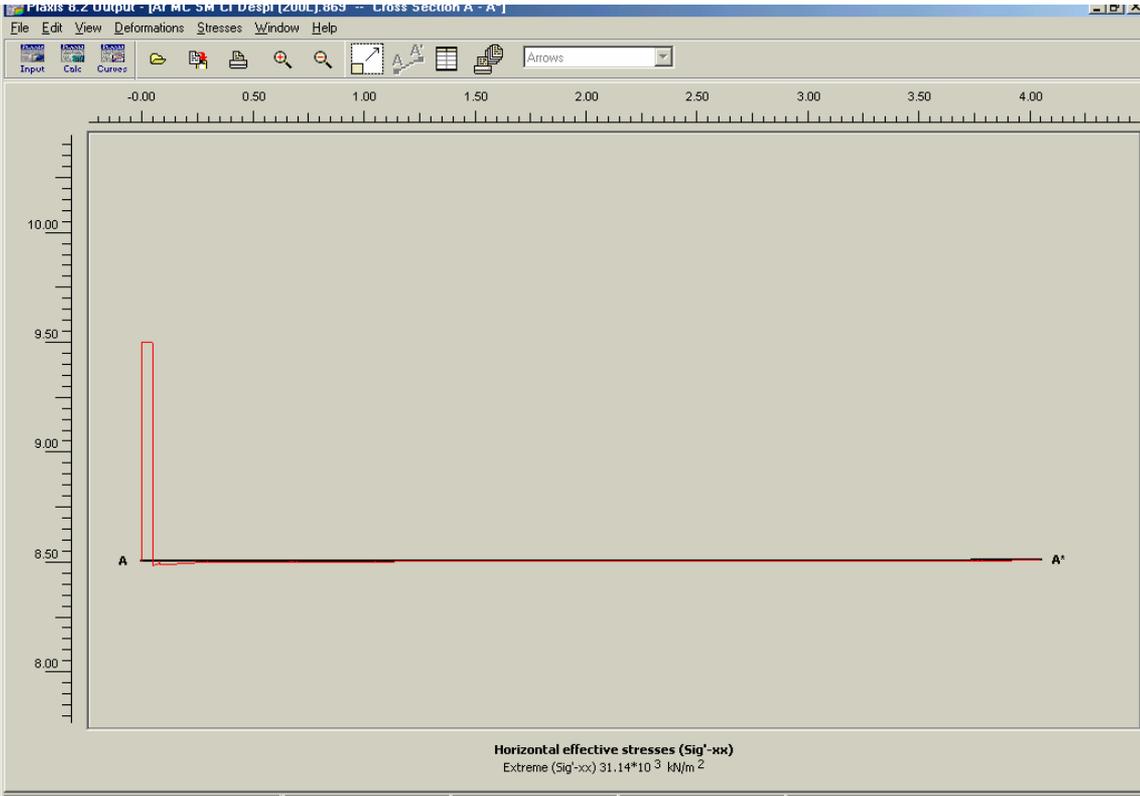
Secciones estudiadas.



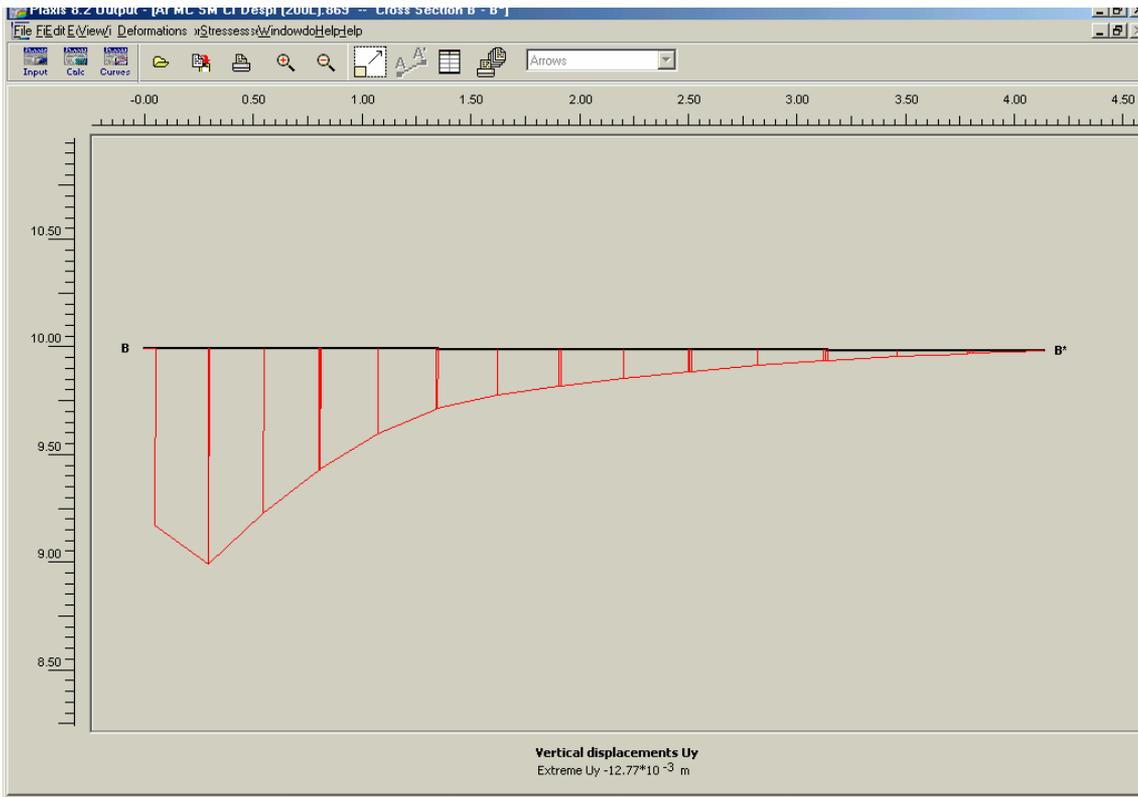
Deformación horizontal en sección A-A'.



Deformación vertical en sección B-B´.



Tensión horizontal efectiva A-A'.



Asientos en superficie (sección B-B').

## **Anejo V -2.**

## FORMULACIÓN DE LAS INYECCIONES DE COMPACTACIÓN MEDIANTE LA EXPANSIÓN DE UNA CAVIDAD ESFÉRICA

La inyección de compactación se estudió mediante la expansión de una cavidad esférica, en un medio continuo isotrópico y elasto-plástico. Se consideró que el terreno circundante al punto de inyección se comporta elásticamente hasta que alcanza su fluencia, la cual se determina mediante el criterio de rotura de Mohr-Coulomb.

Se estableció una condición ideal, en la cual la perforación de los taladros de inyección, no alteran el estado y las condiciones iniciales del terreno, además que durante el proceso de inyección, dichos taladros son auto-obturables.

Al inicio del proceso de inyección el radio de la cavidad coincide con el radio del taladro de perforación ( $R_i$ ) y el terreno tiene un esfuerzo efectivo medio ( $\bar{q}$ ).

Cuando la presión interna de la cavidad, uniformemente distribuida en la interfaz terreno-cavidad (pared de la cavidad), se incrementa hasta el valor de  $p$ , el radio de la cavidad comienza a expandirse en todas las direcciones (pasando de  $R_i$  a  $R$ ) y una zona alrededor de la cavidad (de radio  $R_p$ ) pasará a un estado de equilibrio plástico. El terreno fuera de dicha zona plástica se mantendrá en equilibrio elástico.

Se despreció cualquier variación en el estado tensional originado por las fuerzas inerciales, debido a que las mismas son de poca entidad al compararlas con las tensiones aplicadas.

Se estableció la condición de simetría esférica durante el proceso de expansión y su comportamiento se describió en función de las coordenadas polares ( $r, \omega, \theta$ ). Bajo condición de simetría esférica todas las componentes de las tensiones tangenciales

son nulas ( $\sigma_\omega = \sigma_\theta$ ) y la ecuación de equilibrio para un elemento diferencial (Figura 1) dentro de la zona plástica, a una distancia  $r$  del punto de inyección esta dada por:

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + 2 \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad \text{Ec. 1}$$

Siendo  $\sigma_r$  = Tensión radial = Tensión principal mayor.

$\sigma_\theta$  = Tensión circunferencial = Tensión principal menor

$U_p$  = DEFORMACION ELÁSTICA  
 $q'$  = ESFUERZO MEDIO EFECTIVO INICIAL  
 $R_i$  = RADIO INICIAL DE LA CAVIDAD  
 $R$  = RADIO CAVIDAD INYECTADA  
 $R_p$  = RADIO ZONA PLÁSTICA  
 $\sigma_r$  = TENSION RADIAL  
 $\sigma_\theta$  = TENSION CIRCUNFERENCIAL

$C$  = COHESIÓN  
 $\phi$  = ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO  
 $E$  = MÓDULO DE ELASTICIDAD  
 $R$  = RADIO CAVIDAD INYECTADA  
 $\nu$  = COEFICIENTE DE POISSON

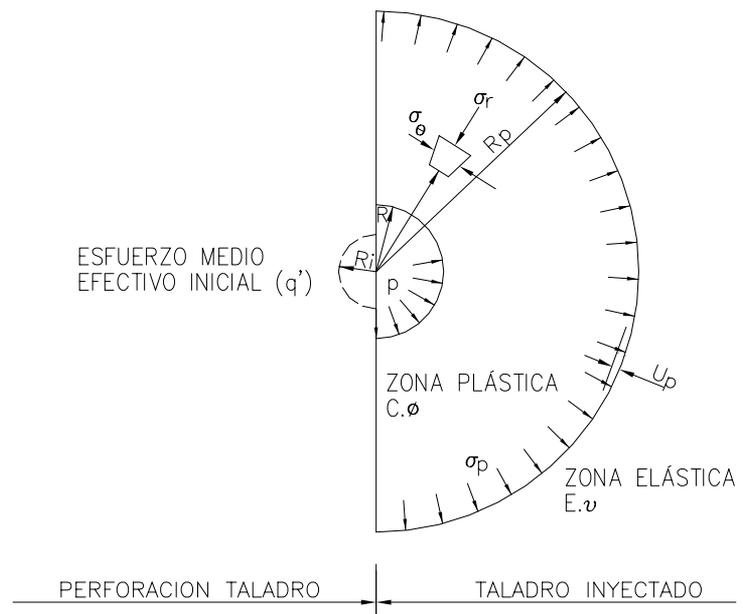
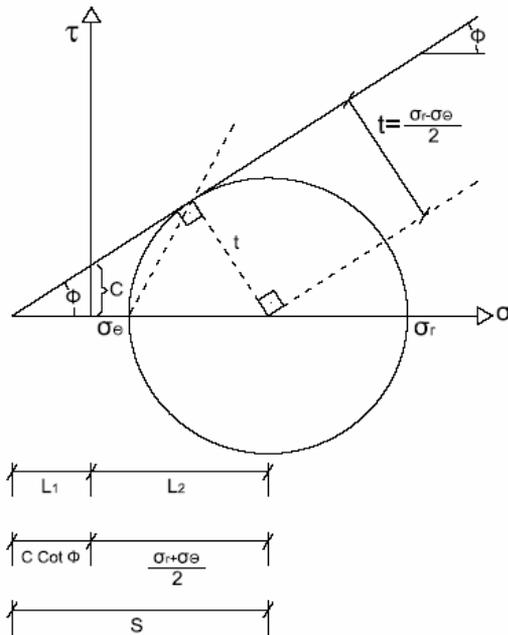


Figura 1.



$$\tan \phi = \frac{c}{L_1}$$

$$L_1 = \frac{c}{\tan \phi}$$

$$L_1 = \frac{c}{\frac{\text{sen } \phi}{\text{cos } \phi}}$$

$$L_1 = c \cdot \cot \phi$$

$$s = L_1 + L_2$$

$$s = c \cdot \cot \phi + \frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{2}$$

$$t = \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} \quad \text{Pero también}$$

$$\text{sen } \phi = \frac{t}{s}$$

$$t = s \cdot \text{sen } \phi$$

$$t = (c \cdot \cot \phi + \frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{2}) (\text{sen } \phi)$$

$$\text{Igualando al otro valor de } t = \left( \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} \right)$$

$$\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} = (c \cdot \cot \phi + \frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{2}) \cdot \text{sen } \phi$$

**Ec. 1-1**

$$\sigma_r - \sigma_\theta = 2 \left[ \left( c \cdot \frac{\text{cos } \phi}{\text{sen } \phi} + \frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{2} \right) \cdot \text{sen } \phi \right]$$

$$\sigma_r - \sigma_\theta = 2 \cdot c \cdot \cos \phi + (\sigma_r - \sigma_\theta) \cdot \text{sen} \phi$$

$$(\sigma_r - \sigma_\theta) = (\sigma_r + \sigma_\theta) \text{sen} \phi + 2 \cdot c \cdot \cos \phi \quad \text{Ec. 2}$$

Además, operando en la Ec 1-1 (Condición de Contorno en rotura) se tiene:

$$\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} = \left( c \cdot \cot \phi + \frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{2} \right) (\text{sen} \phi)$$

$$\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} = c \cdot \cot \phi \cdot \text{sen} \phi + \left( \frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{2} \right) \text{sen} \phi \quad \text{Multiplicando por 2}$$

$$\sigma_r - \sigma_\theta = 2 \cdot c \cdot \cot \phi \cdot \text{sen} \phi + \sigma_r \text{sen} \phi + \sigma_\theta \text{sen} \phi$$

$$\sigma_r - \sigma_r \cdot \text{sen} \phi = 2 \cdot c \cdot \cot \phi \cdot \text{sen} \phi + \sigma_\theta + \sigma_\theta \cdot \text{sen} \phi$$

$$\sigma_r (1 - \text{sen} \phi) = 2 \cdot c \cdot \cot \phi \cdot \text{sen} \phi + \sigma_\theta (1 + \text{sen} \phi)$$

Restando  $\rightarrow c \cdot \cot \phi \cdot \text{sen} \phi$  en ambos lados.

$$\sigma_r (1 - \text{sen} \phi) - c \cdot \cot \phi \cdot \text{sen} \phi = c \cdot \cot \phi \cdot \text{sen} \phi + \sigma_\theta (1 + \text{sen} \phi)$$

Sumando  $c \cdot \cot \phi \cdot$  a ambos lados y sacando factor común, se obtiene:

$$\sigma_r (1 - \text{sen} \phi) + c \cdot \cot \phi (1 - \text{sen} \phi) = c \cdot \cot \phi (1 + \text{sen} \phi) + \sigma_\theta (1 + \text{sen} \phi)$$

$$\frac{\sigma_r + c \cdot \cot \phi}{\sigma_\theta + c \cdot \cot \phi} = \frac{1 + \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi}$$

$$\frac{\sigma_\theta + c \cdot \cot \phi}{\sigma_r + c \cdot \cot \phi} = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} \quad \text{Ec. 3}$$

Resolviendo la Ec. Diferencial 1, tomando en cuenta las Ecs. 2 y 3, así como también  $\sigma_r = p$  y  $r = R$ , se obtiene:

$$\sigma_r = (p + c \cdot \cot \phi) \left( \frac{R}{r} \right)^{\frac{4 \operatorname{sen} \phi}{(1 + \operatorname{sen} \phi)}} - c \cdot \cot \phi \quad \text{Ec. 4}$$

Para la condición de contorno,  $\sigma_r = \sigma_p$  y  $r = R_p$ , se tiene

$$\sigma_p = (p + c \cdot \cot \phi) \left( \frac{R}{R_p} \right)^{\frac{4 \operatorname{sen} \phi}{(1 + \operatorname{sen} \phi)}} - c \cdot \cot \phi \quad \text{Ec. 5}$$

Por condición de equilibrio de tensiones cuando  $r = R_p$ , el estado tensional de la zona elástica es igual al estado tensional de la zona plástica.

$$(p + c \cdot \cot \phi) \left( \frac{R}{R_p} \right)^{\frac{4 \operatorname{sen} \phi}{(1 + \operatorname{sen} \phi)}} = \frac{3(q + c \cdot \cot \phi)(1 + \operatorname{sen} \phi)}{3 - \operatorname{sen} \phi} \quad \text{Ec. 6}$$

Por el principio de conservación de volumen, el cambio de volumen en la cavidad es igual a la variación volumétrica en la zona elástica más la variación volumétrica en la zona plástica (Vesíc).

$$R^3 - R_i^3 = R_p^3 - (R_p - u_p)^3 + (R_p^3 - R^3) \cdot \Delta \quad \text{Ec. 7}$$

Siendo  $\Delta$  la deformación volumétrica de zona plástica,  $u_p$  la deformación elástica en la límite de la zona plástica y  $R_i$  el radio de perforación.

$$u_p = \frac{1+\nu}{2E} \cdot R_p (\sigma_p - q) \quad \text{Ec. 8 (Solución de Lamé).}$$

Combinando las Ecs. 5 y 8, se obtiene la siguiente modificación de la Ec 7.

$$u_p = \frac{1+\nu}{2E} \cdot R_p \left[ (p + c \cdot \cot \phi) \left( \frac{R}{R_p} \right)^{\frac{4 \operatorname{sen} \phi}{(1+\operatorname{sen} \phi)}} - q - c \cdot \cot \phi \right] \quad \text{Ec. 9}$$

$$R^3 - R_i^3 = R_p^3 - (R_p - u_p)^3 + (R_p^3 - R^3) \cdot \Delta$$

Dividiendo por  $R^3$  y asumiendo como hipótesis adicional que se desprecia el valor inicial del radio de la cavidad  $R_i^3$  (al ser muy pequeño con relación al valor final del radio de la cavidad y del radio plástico).

$$1 = \frac{R_p^3}{R^3} - \frac{1}{R^3} (R_p - u_p)^3 + \frac{1}{R^3} (R_p^3 - R^3) \Delta$$

$$\frac{R_p^3}{R^3} - \frac{R_p^3}{R^3} \left( 1 - \frac{u_p}{R_p} \right)^3 + \frac{R_p^3}{R^3} \Delta = 1 + \Delta$$

$$\frac{R_p^3}{R^3} - \frac{R_p^3}{R^3} \left( 1^3 - 3 \cdot (1)^2 \cdot \frac{u_p}{R_p} + 3 \cdot (1) \cdot \left( \frac{u_p}{R_p} \right)^2 - u_p^3 \right) + \frac{R_p^3 \Delta}{R^3} = 1 + \Delta$$

Despreciando  $u_p^3$  por ser un valor muy pequeño.

$$\frac{3R_p^3}{R^3} \cdot \frac{u_p}{R_p} + \frac{R_p^3 \Delta}{R^3} = 1 + \Delta$$

Sustituyendo  $\frac{u_p}{R_p}$  a partir de la Ec. 9

$$\frac{3R_p^3}{R^3} \cdot \frac{1+\nu}{2E} \left[ (p + c \cdot \cot \phi) \left( \frac{R}{R_p} \right)^{\frac{4 \operatorname{sen} \phi}{(1+\operatorname{sen} \phi)}} - (q + c \cdot \cot \phi) \right] + \frac{R_p^3 \Delta}{R^3} = 1 + \Delta$$

Sustituyendo por la igualdad establecida en la Ec. 6, sacando factor común  $R_p^3$  y simplificando.

$$\frac{3R_p^3}{R^3} \cdot \frac{1+\nu}{2E} \left[ (p + c \cdot \cot \phi) \left( \frac{R}{R_p} \right)^{\frac{4 \operatorname{sen} \phi}{(1+\operatorname{sen} \phi)}} - (q + c \cdot \cot \phi) \right] + \frac{R_p^3}{R^3} \cdot \Delta = \Delta + 1$$

$$(p + c \cdot \cot \phi) \left( \frac{R}{R_p} \right)^{\frac{4 \operatorname{sen} \phi}{(1+\operatorname{sen} \phi)}} = \frac{3(q + c \cdot \cot \phi)(1 + \operatorname{sen} \phi)}{3 - \operatorname{sen} \phi}$$

$a$   
↓

$b$   
↓

$$\frac{3R_p^3}{R^3} \cdot \frac{1+\nu}{2E} \left[ \frac{3(q + c \cdot \cot \phi)(1 + \operatorname{sen} \phi)}{3 - \operatorname{sen} \phi} - (q + c \cdot \cot \phi) \right] + \frac{R_p^3}{R^3} \cdot \Delta = 1 + \Delta$$

Sumando  $a + b$

$$\frac{3(q + c \cdot \cot \phi)(1 + \operatorname{sen} \phi)}{3 - \operatorname{sen} \phi} - \frac{(q + c \cdot \cot \phi)}{1} = \frac{3(q + c \cdot \cot \phi)(1 + \operatorname{sen} \phi) - (3 - \operatorname{sen} \phi)(q + c \cdot \cot \phi)}{3 - \operatorname{sen} \phi}$$

$$\frac{(3q + 3c \cdot \cot \phi)(1 + \operatorname{sen} \phi) - (3q + 3c \cdot \cot \phi) + (q \cdot \operatorname{sen} \phi + c \cdot \cot \phi \cdot \operatorname{sen} \phi)}{3 - \operatorname{sen} \phi}$$

$$\frac{3q \cdot \operatorname{sen} \phi + 3c \cdot \cot \phi \cdot \operatorname{sen} \phi + q \cdot \operatorname{sen} \phi + c \cdot \cot \phi \cdot \operatorname{sen} \phi}{3 - \operatorname{sen} \phi}$$

$$\frac{4q \cdot \operatorname{sen} \phi + 4c \cdot \cot \phi \cdot \operatorname{sen} \phi}{3 - \operatorname{sen} \phi}$$

$$\begin{array}{c} c \\ \downarrow \\ \frac{3R_p^3}{R^3} \cdot \frac{1+\nu}{E} \left[ \frac{2\operatorname{sen} \phi (q + c \cdot \cot \phi)}{3 - \operatorname{sen} \phi} \right] + \frac{R_p^3}{R^3} \cdot \Delta = 1 + \Delta \end{array}$$

Simplificando expresión c

$$\tan \phi = \frac{\operatorname{sen} \phi}{\cos \phi} \qquad \cot \phi = \frac{\cos \phi}{\operatorname{sen} \phi}$$

$$q \cdot \operatorname{sen} \phi + c \frac{\cos \phi}{\operatorname{sen} \phi} \cdot \operatorname{sen} \phi \quad \rightarrow \quad q \cdot \operatorname{sen} \phi + c \cdot \cos \phi$$

$$(q \cdot \tan \phi + c) \cdot \cos \phi = q \cdot \operatorname{sen} \phi + c \cdot \cos \phi$$

$$\frac{3R_p^3}{R^3} \cdot \frac{1+\nu}{E} \left[ 2(q \cdot \tan \phi + c) \cos \phi \cdot \frac{1}{3 - \operatorname{sen} \phi} \right] + \frac{R_p^3}{R^3} \Delta = 1 + \Delta$$

$$\frac{R_p^3}{R^3} \left[ \frac{2(1+\nu)(c+q \cdot \tan \phi)}{E} \cdot \frac{3 \cos \phi}{3 - \operatorname{sen} \phi} + \Delta \right] = 1 + \Delta$$

Asumiendo  $\sqrt[3]{1+\Delta} \cong 1$  y  $\frac{(3 - \operatorname{sen} \phi)}{3 \cos \phi} \cong 1$  para  $\Delta < 0.15$  y  $0 < \phi < 45$  (valores en que se encuentran englobados la mayoría de los terrenos granulares), lo cual no introduce un error significativo.

$$\frac{R_p}{R} = \sqrt[3]{\frac{I_r}{1 + I_r \Delta}} \qquad I_r = \frac{E}{2(1+\nu)(c+q \cdot \tan \phi)} = \frac{G}{\tau}$$

$$\frac{R_p}{R} = \sqrt[3]{I_{rr}} \qquad \text{Ec. 10} \qquad \text{siendo } I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta} \qquad \text{Ec 10-1}$$

Despejando  $p$  de la Ec. 6

$$p = \frac{3(1 + \operatorname{sen} \phi)}{3 - \operatorname{sen} \phi} (q + c \cdot \cot \phi) \left( \frac{R_p}{R} \right)^{\frac{4 \operatorname{sen} \phi}{(1 + \operatorname{sen} \phi)}} - c \cdot \cot \phi$$

Sust.  $\frac{R_p}{R} = \sqrt[3]{I_{rr}}$

$$p = \frac{3(1 + \operatorname{sen} \phi)}{3 - \operatorname{sen} \phi} (q + c \cdot \cot \phi) (I_{rr})^{\frac{4 \operatorname{sen} \phi}{3(1 + \operatorname{sen} \phi)}} - c \cdot \cot \phi \qquad \text{Ec. 11}$$

Sustituyendo  $p$  (Ec. 11) y  $\frac{R_p}{R}$  (Ec. 10) en la Ec. 5

$$\sigma_p = \left[ \left( \frac{3(1 + \operatorname{sen}\phi)}{3 - \operatorname{sen}\phi} \cdot (q + c \cdot \cot\phi) \left( \frac{R_p}{R} \right)^{\frac{4\operatorname{sen}\phi}{3(1+\operatorname{sen}\phi)}} \right) \right] \left[ \left( \frac{R}{R_p} \right)^{\frac{4\operatorname{sen}\phi}{(1+\operatorname{sen}\phi)}} \right] - c \cdot \cot\phi$$

$$\sigma_p = \left[ \frac{3(1 + \operatorname{sen}\phi)}{3 - \operatorname{sen}\phi} \cdot (q + c \cdot \cot\phi) \left( \frac{R_p}{R} \right)^{\frac{4\operatorname{sen}\phi}{(1+\operatorname{sen}\phi)}} \right] \cdot \left[ \left( \frac{R}{R_p} \right)^{\frac{4\operatorname{sen}\phi}{(1+\operatorname{sen}\phi)}} \right] - c \cdot \cot\phi$$

$$\sigma_p = \frac{3(1 + \operatorname{sen}\phi)}{3 - \operatorname{sen}\phi} \cdot (q + c \cdot \cot\phi) - c \cdot \cot\phi \quad \text{Ec.12}$$

Insertando la expresión de  $\sigma_p$  dada por la Ec. 12 en la Ec. 8

$$u_p = \frac{1 + \nu}{2E} \cdot R_p \left[ \frac{3 \cdot (1 + \operatorname{sen}\phi)}{3 - \operatorname{sen}\phi} \cdot (q + c \cdot \cot\phi) - c \cdot \cot\phi - q \right]$$

$$\frac{u_p}{R_p} = \frac{1 + \nu}{2E} \left[ \frac{3(1 + \operatorname{sen}\phi)}{3 - \operatorname{sen}\phi} (q + c \cdot \cot\phi) - c \cdot \cot\phi - q \right]$$

Resolviendo la expresión dentro del corchete.

$$\begin{array}{ccc} \text{a} & & \text{b} & & \text{c} \\ \downarrow & & \downarrow & & \downarrow \\ \frac{3q + 3c \cdot \cot\phi}{3 - \operatorname{sen}\phi} + \frac{3\operatorname{sen}\phi \cdot q + 3\operatorname{sen}\phi \cdot c \cdot \cot\phi}{3 - \operatorname{sen}\phi} - (q + c \cdot \cot\phi) \end{array}$$

Sumando a y c

$$\frac{3q + 3c \cdot \cot\phi}{3 - \operatorname{sen}\phi} - \frac{(q + c \cdot \cot\phi)}{1} = \frac{3q + 3c \cdot \cot\phi - ((3 - \operatorname{sen}\phi)(q + c \cdot \cot\phi))}{3 - \operatorname{sen}\phi}$$

$$\frac{3c \cdot \cot \phi - 3c \cdot \cot \phi + q \cdot \operatorname{sen} \phi + c \cdot \cot \phi \cdot \operatorname{sen} \phi}{3 - \operatorname{sen} \phi} \rightarrow d$$

Sumando b y d

$$\frac{3 \cdot q \cdot \operatorname{sen} \phi + 3 \operatorname{sen} \phi \cdot c \cdot \cot \phi}{3 - \operatorname{sen} \phi} + \frac{q \cdot \operatorname{sen} \phi + c \cdot \cot \phi \cdot \operatorname{sen} \phi}{3 - \operatorname{sen} \phi} = \frac{4q \cdot \operatorname{sen} \phi + 4c \cdot \cot \phi \cdot \operatorname{sen} \phi}{3 - \operatorname{sen} \phi}$$

$$= \frac{4 \operatorname{sen} \phi \cdot (q + c \cdot \cot \phi)}{3 - \operatorname{sen} \phi}$$

$$\frac{u_p}{R_p} = \frac{1 + \nu}{2E} \cdot \left( \frac{4 \cdot \operatorname{sen} \phi}{3 - \operatorname{sen} \phi} \right) (q + c \cdot \cot \phi) \quad \text{Ec. 13}$$

Dejando  $\Delta$  de la Ec. 10-1

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \Delta \cdot I_r}$$

$$I_{rr} (1 + I_r \cdot \Delta) = I_r \quad \rightarrow \quad I_{rr} + I_r \cdot I_{rr} \cdot \Delta = I_r$$

$$I_r \cdot I_{rr} \cdot \Delta = I_r - I_{rr} \quad \rightarrow \quad \Delta = \frac{I_r - I_{rr}}{I_r \cdot I_{rr}}$$

$$\Delta = \frac{1}{I_{rr}} - \frac{1}{I_r} \quad \text{Ec. 14}$$

Conociendo la expresión que define el cambio de volumen  $\Delta$ , se puede conocer la relación existente entre la presión de inyección  $p$  y el radio de la cavidad expandida  $R$ .

Dividiendo la Ec. 7 por  $R^3$

$$R^3 - R_i^3 = R_p^3 - (R_p - u_p)^3 + (R_p^3 - R^3) \cdot \Delta \quad \text{Dividiendo por } R^3$$

$$\frac{R^3}{R^3} - \frac{R_i^3}{R^3} = \frac{R_p^3}{R^3} - \frac{1}{R^3} (R_p - u_p)^3 + \left( \frac{R_p^3}{R^3} - \frac{R^3}{R^3} \right) \cdot \Delta$$

$$1 - \frac{R_i^3}{R^3} = \frac{R_p^3}{R^3} - \left( \frac{R_p}{R} - \frac{u_p}{R} \right)^3 + \left( \frac{R_p^3}{R^3} - 1 \right) \Delta$$

$$1 - \frac{R_i^3}{R^3} = \frac{R_p^3}{R^3} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{u_p}{R_p} \right)^3 + \left( 1 - \frac{R^3}{R_p^3} \right) \cdot \Delta \right] \quad \text{Multiplicando por -1 y despejando } \frac{R_i^3}{R^3}$$

$$\frac{R_i^3}{R^3} = \frac{R_p^3}{R^3} \left[ -1 + \left( 1 - \frac{u_p}{R_p} \right)^3 - \left( 1 - \frac{R^3}{R_p^3} \right) \cdot \Delta \right] + 1 \quad \text{Ec. 15}$$

Insertando  $\frac{R_p}{R} = \sqrt[3]{I_{rr}}$ ,  $\frac{u_p}{R}$  obtenido de la Ec. 13 y  $\Delta$  definido en la Ec. 14, se tiene:

$$\left( \frac{R_i}{R} \right)^3 = I_{rr} \left[ -1 + \left( 1 - \left( \frac{1+\nu}{2E} \cdot \frac{4 \operatorname{sen} \phi}{3 - \operatorname{sen} \phi} (q + c \cdot \cot \phi) \right) \right)^3 - \left( 1 - \frac{1}{I_{rr}} \right) \left( \frac{1}{I_{rr}} - \frac{1}{I_r} \right) \right] + 1$$

$$\left(\frac{R_i}{R}\right)^3 = I_{rr} \left[ -1 + \left( 1 - \left( \frac{1+\nu}{2E} \cdot \frac{4\text{sen}\phi}{3-\text{sen}\phi} (q + c \cdot \cot\phi) \right) \right)^3 - \left( \frac{1}{I_{rr}} - \frac{1}{I_r} - \frac{1}{I_{rr}^2} + \frac{1}{I_{rr} \cdot I_r} \right) \right] + 1$$

$$\left(\frac{R_i}{R}\right)^3 = I_{rr} \left[ -1 + \left( 1 - \frac{1+\nu}{2E} \cdot \frac{4\text{sen}\phi}{3-\text{sen}\phi} \cdot (q + c \cdot \cot\phi) \right)^3 \right] - I_{rr} \left( \frac{1}{I_{rr}} - \frac{1}{I_r} - \frac{1}{I_{rr}^2} + \frac{1}{I_{rr} \cdot I_r} \right) + 1$$

$$\left(\frac{R_i}{R}\right)^3 = I_{rr} \left[ -1 + \left( 1 - \frac{1+\nu}{2E} \cdot \frac{4\text{sen}\phi}{3-\text{sen}\phi} \cdot (q + c \cdot \cot\phi) \right)^3 \right] - \left[ 1 - \frac{I_{rr}}{I_r} - \frac{1}{I_{rr}} + \frac{1}{I_r} \right] + 1$$

$$\left(\frac{R_i}{R}\right)^3 = I_{rr} \left[ -1 + \left( 1 - \frac{1+\nu}{2E} \cdot \frac{4\text{sen}\phi}{3-\text{sen}\phi} \cdot (q + c \cdot \cot\phi) \right)^3 \right] + \frac{I_{rr}}{I_r} + \frac{1}{I_{rr}} - \frac{1}{I_r} \quad \text{Ec. 16}$$

De la Ec. 11,  $I_{rr}$  se puede expresar en función de  $P$ .

$$I_{rr} = \left( \frac{P + c \cdot \cot\phi}{\frac{3(1+\text{sen}\phi)}{3-\text{sen}\phi} \cdot (q + c \cdot \cot\phi)} \right)^{\frac{3(1+\text{sen}\phi)}{4\text{sen}\phi}} \quad \text{Ec. 17}$$

Llamando  $A_1 = I_{rr} \left[ -1 + \left( 1 - \frac{1+\nu}{2E} \cdot \frac{4\text{sen}\phi}{3-\text{sen}\phi} \cdot (q + c \cdot \cot\phi) \right)^3 \right] + \frac{I_{rr}}{I_r}$

Sacando factor común  $I_{rr}$  y sustituyendo este último por su equivalente (Ec.17), se obtiene:

$$A_1 = \left( \frac{1}{I_r} - 1 + \left[ 1 - \frac{1+\nu}{2.E} \cdot \frac{4.\text{sen}\phi}{3-\text{sen}\phi} \cdot (q + c.\text{cot}\phi) \right]^3 \right)^{\frac{3.(1+\text{sen}\phi)}{4.\text{sen}\phi}} \left( \frac{p + c.\text{cot}\phi}{\frac{3.(1+\text{sen}\phi)}{3-\text{sen}\phi} \cdot (q + c.\text{cot}\phi)} \right)$$

Denominando:

$$B_1 = \frac{1}{I_{rr}}$$

Sustituyendo  $I_{rr}$  por su equivalencia (Ec. 17), se obtiene:

$$B_1 = \frac{1}{\left( \frac{p + c.\text{cot}\phi}{\frac{3.(1+\text{sen}\phi)}{3-\text{sen}\phi} \cdot (q + c.\text{cot}\phi)} \right)^{\frac{3.(1+\text{sen}\phi)}{4.\text{sen}\phi}}}$$

Finalmente, denominando  $C_1 = \frac{1}{I_r}$  y combinando las ecuaciones 16 y 17, se llega a la siguiente expresión:

$$\left( \frac{R_i}{R} \right)^3 = A_1 + B_1 - C_1$$

$$\text{De donde } R = \frac{R_i}{[A_1 + B_1 - C_1]^{\frac{1}{3}}}$$

## **Anejo V -3.**

## FORMULACIÓN DE LAS INYECCIONES DE COMPACTACIÓN MEDIANTE LA EXPANSIÓN DE UNA CAVIDAD CILINDRICA

La inyección de compactación se estudió mediante la expansión de una cavidad cilíndrica, en un medio continuo isotrópico y elasto-plástico. Se consideró que el terreno circundante al punto de inyección se comporta elásticamente hasta que alcanza su fluencia, la cual se determinó mediante el criterio de rotura de Morh-Coulomb.

Se estableció una condición ideal, en la cual la perforación de los taladros de inyección, no alteran el estado y las condiciones iniciales del terreno, además que durante el proceso de inyección, dichos taladros son auto-obturables.

Al inicio del proceso de inyección el radio de la cavidad coincide con el radio del taladro de perforación ( $R_i$ ) y el terreno tiene un esfuerzo efectivo medio ( $q$ ).

Cuando la presión interna de la cavidad, uniformemente distribuida en la interfaz terreno-cavidad (pared de la cavidad), se incrementa hasta el valor de  $p$ , el radio de la cavidad comienza a expandirse en todas las direcciones (pasando de  $R_i$  a  $R$ ) y una zona alrededor de la cavidad (de radio  $R_p$ ) pasará a un estado de equilibrio plástico. El terreno fuera de dicha zona plástica, se mantendrá en equilibrio elástico.

Se despreciaron cualquier variación en el estado tensional originado por las fuerzas inerciales, debido a que las mismas son de poca entidad al compararlas con las tensiones aplicadas.

Se estableció la condición de simetría cilíndrica durante el proceso de expansión y su comportamiento se describió en función de las coordenadas radiales ( $r$  y  $\theta$ ). Bajo condición de simetría cilíndrica todas las componentes de las tensiones tangenciales son nulas y la ecuación de equilibrio para un elemento diferencial (Figura 1) dentro de la zona plástica, a una distancia  $r$  del punto de inyección esta dada por:

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad \text{Ec. 1}$$

Siendo  $\sigma_r$  = Tensión radial = Tensión principal mayor.

$\sigma_\theta$  = Tensión circunferencial = Tensión principal menor

$U_p$  = DEFORMACION ELÁSTICA  
 $q'$  = ESFUERZO MEDIO EFECTIVO INICIAL  
 $R_i$  = RADIO INICIAL DE LA CAVIDAD  
 $R$  = RADIO CAVIDAD INYECTADA  
 $R_p$  = RADIO ZONA PLÁSTICA  
 $\sigma_r$  = TENSION RADIAL  
 $\sigma_\theta$  = TENSION CIRCUNFERENCIAL

$C$  = COHESIÓN  
 $\phi$  = ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO  
 $E$  = MÓDULO DE ELASTICIDAD  
 $R$  = RADIO CAVIDAD INYECTADA  
 $\nu$  = COEFICIENTE DE POISSON

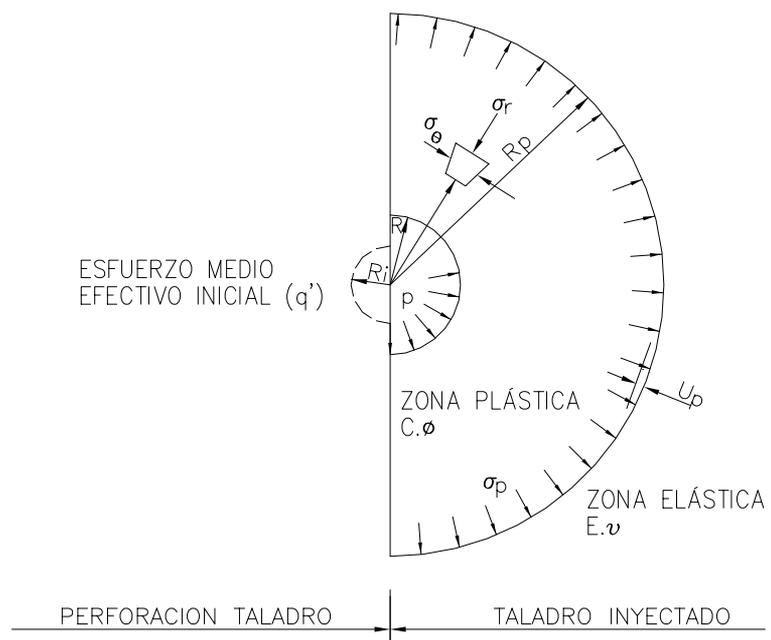


Figura 1.

La condición de rotura, utilizada en el caso de la cavidad esférica, sigue siendo válida

$$(\sigma_r - \sigma_\theta) = (\sigma_r + \sigma_\theta) \text{sen} \phi + 2c \cdot \text{cos} \phi$$

Tomando en cuenta que la Condición de contorno se encuentra en equilibrio límite

$$\frac{\sigma_{\theta} + c \cdot \cot \phi}{\sigma_r + c \cdot \cot \phi} = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi}$$

La solución de la ecuación diferencial es:

$$\sigma_r = (p + c \cdot \cot \phi) \left( \frac{R}{r} \right)^{\frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi}} - c \cdot \cot \phi \quad \text{Ec. 2}$$

La condición de conservación de volumen es:

$$R^2 - R_i^2 = [R_p^2 - (R_p - u_p)^2] + (R_p^2 - R^2) \cdot \Delta$$

$$R^2 - R_i^2 = -[(R_p - u_p)^2 - R_p^2] + (R_p^2 - R^2) \cdot \Delta \quad \text{Ec. 3}$$

$$u_p = \frac{1 + \nu}{E} \cdot R_p (\sigma_p - q) \quad \text{Ec. 4}$$

Para  $r = R_p$  se tiene

$$\sigma_p = (p + c \cdot \cot \phi) \left( \frac{R}{R_p} \right)^{\frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi}} - c \cdot \cot \phi \quad \text{Ec. 5}$$

Combinando Ecs 4 y 5 dentro de la Ec. 3

$$\frac{2R_p^2}{R^2} \cdot \frac{1 + \nu}{E} \left[ (p + c \cdot \cot \phi) \left( \frac{R}{R_p} \right)^{\frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi}} - (q + c \cdot \cot \phi) \right] + \frac{R_p^2}{R^2} \cdot \Delta = 1 + \Delta \quad \text{Ec. 6}$$

Por condición de equilibrio de tensiones cuando  $r = R_p$ , el estado tensional de la zona elástica es igual al estado tensional de la zona plástica.

$$\left( p + c \cdot \cot \phi \right) \left( \frac{R}{R_p} \right)^{\frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi}} = (q + c \cdot \cot \phi)(1 + \operatorname{sen} \phi) \quad \text{Ec.7}$$

Sust. Ec. 7 dentro de la Ec. 6

$$\frac{2R_p^2}{R^2} \cdot \frac{1 + \nu}{E} \left[ \underset{\substack{\uparrow \\ a}}{(q + c \cdot \cot \phi)(1 + \operatorname{sen} \phi)} - \underset{\substack{\uparrow \\ b}}{(q + c \cdot \cot \phi)} \right] + \frac{R_p^2}{R^2} \cdot \Delta = 1 + \Delta$$

Sumando  $a + b$

$$(q + c \cdot \cot \phi)(1 + \operatorname{sen} \phi) - (q + c \cdot \cot \phi)$$

$$q \cdot \operatorname{sen} \phi + c \cdot \cot \phi \cdot \operatorname{sen} \phi$$

$$q \cdot \operatorname{sen} \phi + c \cdot \cot \phi \cdot \operatorname{sen} \phi = (q + c \cdot \cot \phi) \operatorname{sen} \phi$$

$$\frac{2R_p^2}{R} \cdot \frac{1 + \nu}{E} \left[ (q + c \cdot \cot \phi) \cdot \operatorname{sen} \phi \right] + \frac{R_p^2}{R} \cdot \Delta = 1 + \Delta$$

$$\frac{R_p^2}{R} \left[ \frac{2(1 + \nu)}{E} \cdot (q + c \cdot \cot \phi) \cdot \operatorname{sen} \phi + \Delta \right] = 1 + \Delta$$

Simplificando:

$$\frac{R_p}{R} = \sqrt{I_{rr}' \cdot \sec \phi} \quad \text{Ec. 8} \rightarrow \text{de donde } I_{rr}' = \frac{I_r}{1 + I_r \cdot \Delta \cdot \sec \phi} \quad \text{Ec. 9}$$

Donde:

$$I_r = \frac{E}{2(1+\nu)(c + q \cdot \tan \phi)} = \frac{G}{\tau}$$

$$p = (1 + \text{sen} \phi) \cdot (q + c \cdot \cot \phi) \cdot (I_{rr}' \cdot \sec \phi)^{\frac{\text{sen} \phi}{1 + (\text{sen} \phi)}} - c \cdot \cot \phi \quad \text{Ec. 10}$$

$$p = (1 + \text{sen} \phi) \cdot (q + c \cdot \cot \phi) \cdot \left( \frac{R_p}{R} \right)^{\frac{2 \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi}} - c \cdot \cot \phi \quad \text{Ec. 11}$$

Sust.  $p$  (Ec. 11) y  $\frac{R_p}{R}$  (Ec. 8) en Ec. 5

$$\sigma_p = \left[ (1 + \text{sen} \phi) \cdot (q + c \cdot \cot \phi) \cdot \left( \frac{R_p}{R} \right)^{\frac{2 \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi}} \right] \cdot \left( \frac{R}{R_p} \right)^{\frac{2 \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi}} - c \cdot \cot \phi$$

$$\sigma_p = [(1 + \text{sen} \phi) \cdot (q + c \cdot \cot \phi)] - c \cdot \cot \phi \quad \text{Ec. 12}$$

Insertando  $\sigma_p$  (Ec. 12) dentro Ec. 4

$$u_p = \frac{1+\nu}{E} \cdot R_p [(1 + \text{sen} \phi)(q + c \cdot \cot \phi) - c \cdot \cot \phi - q]$$

$$\frac{u_p}{R_p} = \frac{1+\nu}{E} [(q + c \cdot \cot \phi) \cdot \text{sen} \phi] \quad \text{Ec. 13}$$

Despejando  $\Delta$  de la Ec. 9

$$\text{Ec. 13.1} \quad I'_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \cdot \Delta \cdot \sec \phi} \quad \rightarrow \quad I'_{rr}(1 + I_r \cdot \Delta \cdot \sec \phi) = I_r$$

$$I'_{rr} + I'_{rr} \cdot I_r \cdot \Delta \cdot \sec \phi = I_r \quad \rightarrow \quad I'_{rr} \cdot I_r \cdot \Delta \cdot \sec \phi = I_r - I'_{rr}$$

$$\Delta = \frac{I_r}{I'_{rr} \cdot I_r \cdot \sec \phi} - \frac{I'_{rr}}{I'_{rr} \cdot I_r \cdot \sec \phi} \quad \rightarrow \quad \Delta = \frac{1}{I'_{rr} \cdot \sec \phi} - \frac{1}{I_r \cdot \sec \phi} \quad \text{Ec. 14}$$

Dividiendo la Ec. 3 por  $R^2$

$$R^2 - R_i^2 = [R_p^2 - (R_p - u_p)^2] + (R_p^2 - R^2)\Delta \quad \text{Ec. 3}$$

$$\frac{R^2}{R^2} - \frac{R_i^2}{R^2} = \left[ \frac{R_p^2}{R^2} - \left( \frac{R_p}{R} - \frac{u_p}{R} \right)^2 + \left( \frac{R_p^2}{R^2} - \frac{R^2}{R^2} \right) \Delta \right]$$

$$1 - \frac{R_i^2}{R^2} = \frac{R_p^2}{R^2} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{u_p}{R_p} \right)^2 + \left( 1 - \frac{R_p^2}{R^2} \right) \cdot \Delta \right]$$

$$\frac{R_i^2}{R^2} = \frac{R_p^2}{R^2} \left[ -1 + \left( 1 - \frac{u_p}{R_p} \right)^2 - \left( 1 - \frac{R_p^2}{R^2} \right) \cdot \Delta \right] + 1$$

$$\text{Insertando} \quad \frac{R_p}{R} = \sqrt{I'_{rr} \cdot \sec \phi} \quad \text{Ec. 13.1}$$

$$\frac{u_p}{R_p} = \frac{1 + \nu}{E} [(q + c \cdot \cot \phi) \cdot \text{sen} \phi] \quad \text{Ec.13}$$

$$\Delta = \frac{1}{I'_{rr} \cdot \sec \phi} - \frac{1}{I_r \cdot \sec \phi}$$

$$\frac{R_i^2}{R^2} = (I'_{rr} \cdot \sec \phi) \left[ -1 + \left( 1 - \frac{1+\nu}{E} (q + c \cdot \cot \phi) \text{sen} \phi \right)^2 - \left( 1 - \frac{1}{I'_{rr} \cdot \sec \phi} \right) \left( \frac{1}{I'_{rr} \cdot \sec \phi} - \frac{1}{I_r \cdot \sec \phi} \right) \right] + 1$$

$$\frac{R_i^2}{R^2} = (I'_{rr} \cdot \sec \phi) \left[ -1 + \left( 1 - \frac{1+\nu}{E} (q + c \cdot \cot \phi) \text{sen} \phi \right)^2 - \frac{1}{I'_{rr} \cdot \sec \phi} + \frac{1}{I_r \cdot \sec \phi} + \frac{1}{(I'_{rr} \cdot \sec \phi)^2} - \frac{1}{I'_{rr} \cdot \sec \phi \cdot I_r \cdot \sec \phi} \right] + 1$$

$$\frac{R_i^2}{R^2} = (I'_{rr} \cdot \sec \phi) \left[ -1 + \left( 1 - \frac{1+\nu}{E} (q + c \cdot \cot \phi) \text{sen} \phi \right)^2 \right] +$$

$$I'_{rr} \cdot \sec \phi \left[ \frac{1}{I'_{rr} \cdot \sec \phi} + \frac{1}{I_r \cdot \sec \phi} + \frac{1}{(I'_{rr} \cdot \sec \phi)^2} - \frac{1}{I'_{rr} \cdot \sec \phi \cdot I_r \cdot \sec \phi} \right] + 1$$

Sacando factor común  $I'_{rr} \cdot \sec \phi$

$$\frac{R_i^2}{R^2} = (I'_{rr} \cdot \sec \phi) \left[ -1 + \left( 1 - \frac{1+\nu}{E} (q + c \cdot \cot \phi) \text{sen} \phi \right)^2 \right] + \frac{I'_{rr}}{I_r} + \frac{1}{I'_{rr} \cdot \sec \phi} - \frac{1}{I_r \cdot \sec \phi} \quad \text{Ec. 14}$$

De la Ec. 10,  $I'_{rr}$  se puede expresar en función de  $p$

$$I'_{rr} = \left( \frac{p + c \cdot \cot \phi}{(1 + \text{sen} \phi)(q + c \cdot \cot \phi)} \right)^{\frac{(1+\text{sen} \phi)}{\text{sen} \phi}} \cdot \left[ \frac{1}{\sec \phi} \right] \quad \text{EC. 15}$$

$$\text{Llamando } A_2 = (I'_{rr} \cdot \sec \phi) \left[ -1 + \left( 1 - \frac{1+\nu}{E} (q + c \cdot \cot \phi) \text{sen} \phi \right)^2 \right] + \frac{I'_{rr}}{I_r}$$

Sacando factor común  $I'_{rr}$  y sustituyendo este último por su equivalente (Ec.15), se obtiene:

$$A_2 = \left( \frac{1}{I_r} - \left[ \sec \phi \left[ -1 \cdot \left( 1 - \frac{1+\nu}{E} \cdot (q + c \cdot \cot \phi) \right) \right]^2 \right] \right) \left[ \frac{p + c \cdot \cot \phi}{(1 + \operatorname{sen} \phi) \cdot (q + c \cdot \cot \phi)} \right]^{\frac{(1+\operatorname{sen} \phi)}{\operatorname{sen} \phi}} \cdot \left( \frac{1}{\sec \phi} \right)$$

Denominando:

$$B_2 = \frac{1}{I'_{rr} \cdot \sec \phi}$$

Sustituyendo  $I'_{rr}$  por su equivalencia (Ec. 15), se obtiene:

$$B_2 = \frac{1}{\left[ \frac{p + c \cdot \cot \phi}{(1 + \operatorname{sen} \phi) \cdot (q + c \cdot \cot \phi)} \right]^{\frac{(1+\operatorname{sen} \phi)}{\operatorname{sen} \phi}}}$$

Finalmente, denominando  $C_2 = \frac{1}{I_r \cdot \sec \phi}$  y combinando las ecuaciones 14 y 15, se llega

a la siguiente expresión:

$$\left( \frac{R_i}{R} \right)^2 = A_2 + B_2 - C_2$$

De donde

$$R = \frac{R_i}{\left[ A_2 + B_2 - C_2 \right]^{\frac{1}{2}}} \quad \text{Ec. 16}$$

## **Anejo V-5.**

## **Anejo V-5-1.**

**Determinación de la tensión tangencial actuante en las columnas de mortero inyectado y el terreno que le circunda, en función de la tensión tangencial media actuante, el factor de reemplazo y la relación de rigidez entre la columna y el mortero circundante.**

$$\frac{\tau_s}{G_s} = \frac{\tau_{ic}}{G_{ic}} \quad \text{Ec. 1}$$

$$\tau \cdot A = \tau_s \cdot A_s + \tau_{ic} \cdot A_{ic} \quad \text{Ec. 2}$$

$$A = A_s + A_{ic} \quad \text{Ec. 3}$$

$$A_r = \frac{A_{ic}}{A} \quad \text{Ec. 4}$$

$$G_r = \frac{G_{ic}}{G_s} \quad \text{Ec. 5}$$

**De la Ec. 1, despejando a  $\tau_s$  se tiene:**

$$\tau_s = \tau_{ic} \cdot \frac{G_s}{G_{ic}} \quad \text{Ec. A}$$

**De la Ec. 2, despejando a  $\tau_{ic}$  se tiene:**

$$\tau_{ic} = \frac{\tau \cdot A - \tau_s \cdot A_s}{A_{ic}} \quad \text{Ec. B}$$

**Insertando la equivalencia de  $\tau_s$  en la Ec. B, se obtiene:**

$$\tau_{ic} = \frac{\tau \cdot A - \tau_{ic} \frac{G_s}{G_{ic}} \cdot A_s}{A_{ic}}$$

Como  $G_r = \frac{G_{ic}}{G_s}$ , sustituyendo en la ecuación se tiene:

$$\tau_{ic} \left( A_{ic} + \frac{1}{G_r} \cdot A_s \right) = \tau \cdot A$$

$$\tau_{ic} = \frac{\tau \cdot A}{\left( A_{ic} + \frac{1}{G_r} \cdot A_s \right)}$$

Como  $A_r = \frac{A_{ic}}{A}$ , de donde  $\frac{A}{A_{ic}} = \frac{1}{A_r}$  y  $\frac{A}{A_s} = \frac{1}{(1 - A_r)}$ . Sustituyendo en la ecuación anterior se tiene:

$$\tau_{ic} = \frac{\tau}{\left[ A_r + \frac{1}{G_r} \cdot (1 - A_r) \right]} \quad \text{Ec. D}$$

Tomando la Ec. A y sustituyendo  $\frac{G_s}{G_{ic}} = \frac{1}{G_r}$ , se obtiene:

$$\tau_s = \tau_{ic} \cdot \frac{1}{G_r} \quad \text{Ec. E}$$

Con la ecuación D y E, se pueden obtener  $\tau_{ic}$  y  $\tau_s$  a partir de la tensión tangencial media actuante, el factor de reemplazo y la relación de rigidez entre la columna de mortero inyectado y el terreno circundante.

## **Anejo V -5-2.**

**Determinación del espesor de la capa de terreno licuable que sería capaz de soportar a flexión la columna de mortero inyectado.**

Las hipótesis de partida son:

- La columna de mortero se considera como elemento continuo, con diámetro  $D$  y longitud  $H$ , dispuestas en una malla triangular o cuadrada con una separación  $S$ .
- El estrato potencialmente licuable se encuentra confinado verticalmente entre dos estratos sin riesgo a sufrir licuación.
- La carga lateral, soportada por cada una de las columnas, viene definida por la tensión tangencial media inducida por el sismo, determinada a partir de la fórmula simplificada de Seed e Idriss (1971), multiplicada por el factor  $(1-\beta)$ , definido en el apartado V-10 (Capítulo V), y posteriormente por la separación entre taladros ( $S$ ).
- La resistencia a flexión se determina mediante la teoría de resistencia de materiales (elemento de mortero sometido a flexión simple), despreciando el efecto de confinamiento que ofrecen las capas arenas flojas, no mejoradas durante el proceso de inyección.
- La columna se considera apoyada – apoyada en los estratos de terreno que confinan verticalmente el estrato potencialmente licuable.
- Con el objetivo de tomar en cuenta el efecto desfavorable de la continuidad de la columna de mortero, debido la superposición de los bulbos inyectados durante las distintas fases de inyección, los espesores obtenidos han sido dividido por un factor de seguridad de 2.

- El procedimiento seguido para la determinación del espesor máximo de la capa de terreno licuable para que la columna pueda trabajar con refuerzo del terreno es el siguiente:

- 1- Determinación de la tensión tangencial sísmica media total, utilizando la formula simplificada de Seed e Idriss (1971).

$$\tau = 0.65 \cdot \frac{a_{\max}}{g} \cdot \sigma_{vo} \cdot r_d$$

Siendo:

$a_{\max}$  = Aceleración máxima producida por la acción dinámica en g's.

$\sigma_v$  = Tensión vertical total.

$r_d$  = Factor de que toma en cuenta la deformabilidad de la columna de suelo con la profundidad.

- 2- Determinación de la tensión tangencial sísmica tomada por las columnas de mortero.

$$w = \tau \cdot S \cdot (1 - \beta)$$

Donde:

$\tau$  = Tensión tangencial media calculada de acuerdo al punto 1.

S= Separación entre columnas.

$\beta$  = Factor de reducción de la tensión tangencial media sísmica en el terreno por el efecto de refuerzo inducido por las columnas de mortero inyectado.

- 3- Determinación de la tensión actuante en las fibras extremas de la sección circular sometida a flexión simple.

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{M}{\frac{I}{y}} = \frac{M}{\frac{\Pi.D^4}{64.y}}$$

Siendo:

M = Momento actuante.

W = Módulo resistente.

I = Momento de inercia.

y = Distancia desde el centro de gravedad de la sección circular a la fibras extremas.

Si  $y = \frac{D}{2}$ , entonces la expresión se convierte en:

$$\sigma = \frac{32.M}{\Pi.D^3} \quad \text{Ec. A}$$

- 4- En una viga simplemente apoyada el momento máximo actuante es:

$$M = \frac{w.l^2}{8} \quad \text{Ec. B}$$

Donde:

l = longitud de la columna de mortero inyectado.

- 5- Sustituyendo la Ec. B en la Ec. A, se tiene:

$$\sigma = \frac{4.w.l^2}{\Pi.D^3}$$

- 6- En un elemento de mortero sometido a flexión simple, la falla se producirá en la fibra más traccionada, por lo que  $\sigma = f'c_{dt}$ , siendo  $f'c_{dt}$  la resistencia a tracción del mortero.
- 7- Si la longitud de la columna ( $l$ ) es igual al espesor de la capa de terreno licuable ( $h$ ), el espesor máximo de dicha capa para que la columna no falle por flexión se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$h = \sqrt{\frac{f'c_{dt} \cdot \Pi.D^3}{4.w}}$$

# **ANEJOS CAPÍTULO VI**

**ANEJO VI-1**  
**Análisis de licuación previo al tratamiento**

# SONDEO S-1

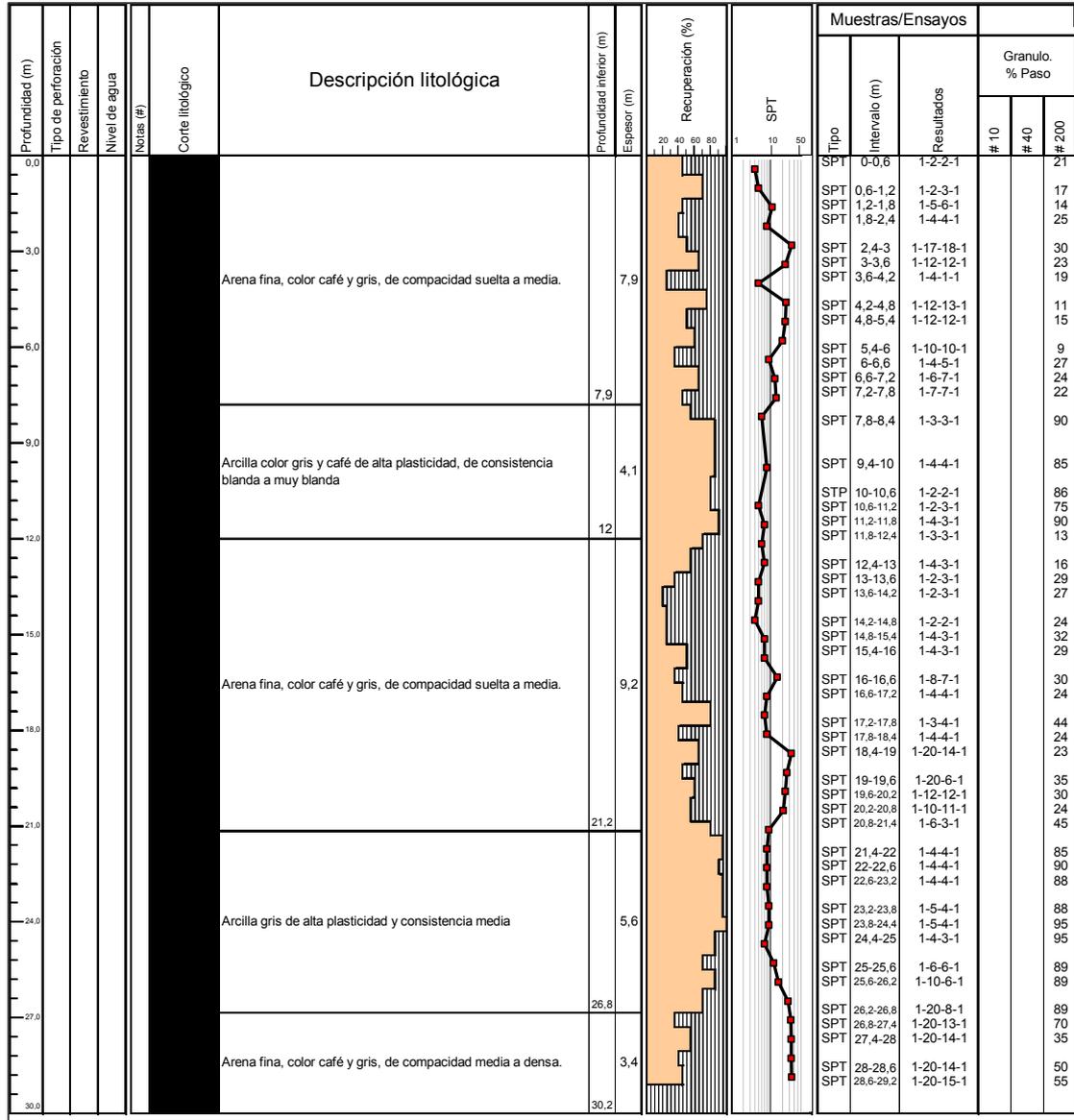


Figura A6-1 Registro sondeo S-1.

Peligro de Licuación S-1.

Ensayo	A max. g	Densidad ton/m <sup>3</sup>	Profundidad m	Profundidad corregida m	Prof. nivel freático m	Tensión total ton/m <sup>2</sup>	Tensión efectiva ton/m <sup>2</sup>	rd	CSR	(N1)60 Golpes	Cn	(N1)60	Dr %	M	MSF	CF %	CRR	FS	Comentario
S-1	0.3	1.71	12.2	12.2		20.862	10.492	0.85	0.34	2	0.99	2	23	6.5	1.44	13	0.09	0.27	Liquación
S-1	0.3	1.71	12.8	12.8		21.888	10.588	0.83	0.34	4	0.97	4	32	6.5	1.44	16	0.12	0.37	Liquación
S-1	0.3	1.71	13.4	13.4		22.914	11.014	0.81	0.33	7	0.95	7	41	6.5	1.44	29	0.20	0.61	Liquación
S-1	0.3	1.71	14	14		23.94	11.444	0.79	0.32	7	0.94	7	41	6.5	1.44	27	0.19	0.58	Liquación
S-1	0.3	1.71	14.6	14.6		24.966	11.866	0.77	0.32	15	0.92	14	59	6.5	1.44	24	0.30	0.95	Liquación
S-1	0.3	1.71	15.2	15.2		25.992	12.292	0.75	0.31	8	0.91	7	43	6.5	1.44	32	0.21	0.68	Liquación
S-1	0.3	1.71	15.8	15.8		27.018	12.718	0.73	0.30	7	0.89	6	40	6.5	1.44	29	0.19	0.61	Liquación
S-1	0.3	1.71	16.4	16.4		28.044	13.144	0.71	0.30	34	0.87	30	87	6.5	1.44	30	0.12	0.42	Liquación
S-1	0.3	1.71	17	17		29.07	13.57	0.70	0.29	8	0.86	7	42	6.5	1.44	24	0.19	0.64	Liquación
S-1	0.3	1.71	17.6	17.6		30.096	13.996	0.68	0.28	15	0.85	13	57	6.5	1.44	44	0.31	1.11	No Licuación
S-1	0.3	1.71	18.2	18.2		31.122	14.422	0.66	0.28	8	0.83	7	41	6.5	1.44	24	0.18	0.66	Liquación
S-1	0.3	1.71	18.8	18.8		32.148	14.848	0.65	0.27	34	0.82	28	84	6.5	1.44	23	0.15	0.67	No Licuación
S-1	0.3	1.71	19.4	19.4		33.174	15.274	0.63	0.27	26	0.81	21	73	6.5	1.44	35	0.08	2.35	No Licuación

No licuación cuando (N1)60 >30, cuando C.F. < 5%  
 No licuación cuando (N1)60 = 28, cuando C.F. = 15%  
 No licuación cuando (N1)60 22, cuando C.F. = 35%

No licuación cuando C.F. >40%

No licuación cuando Dr >70%

No licuación cuando la profundidad de inyección > 20m

No licuación FS> 1.30

Donde:

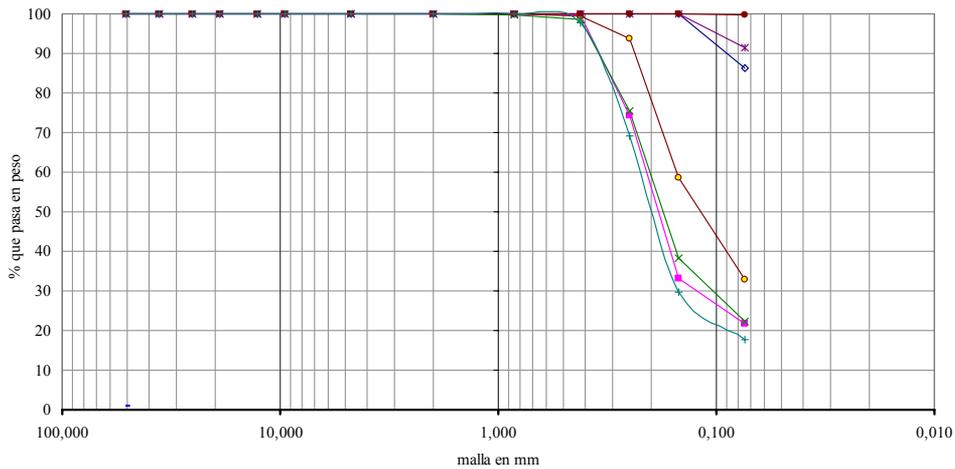
rd= Parametro adimensional que toma en cuenta la reducción de las tensiones tangenciales cíclicas por la deformabilidad del terreno  
 CSR= Tensión tangencial cíclica normalizada inducida por el sismo.  
 (N)60= Golpeo del SPT para el 60% de la energía teórica.  
 Cn= Parametro adimensional para normalizar el golpeo a una presión vertical efectiva de 1 Kg/cm<sup>2</sup>.  
 (N1)60= (N)60 Cn  
 M= Magnitud del sismo.  
 MSF= Factor adimensional que toma en cuenta la magnitud del sismo.  
 CF = Contenido de finos.  
 α = Factor adimensional que toma en cuenta el contenido de finos en el cálculo de la resistencia a la licuación.  
 β = Factor adimensional que toma en cuenta el contenido de finos en el cálculo de la resistencia a la licuación.  
 FS= Factor de seguridad = CRR / CSR.

CF %	(N1)60	α	β	(N1)60 cs	CRR 7.5	MSF	CRR
13	2	1.88941838	1.03687217	4	0.065	1.44	0.093
16	4	2.76713503	1.054	7	0.087	1.44	0.125
20	7	4.47886201	1.13029612	13	0.141	1.44	0.203
27	7	4.17927981	1.1075551	12	0.130	1.44	0.188
24	14	4.17927981	1.1075551	19	0.209	1.44	0.301
32	7	5	1.2	14	0.147	1.44	0.212
29	6	4.85705042	1.14618978	12	0.128	1.44	0.186
30	30	4.70023512	1.15431617	39	0.086	1.44	0.124
24	19	4.17927981	1.1075551	22	0.129	1.44	0.186
24	7	4.17927981	1.1075551	12	0.129	1.44	0.186
23	28	4.05657437	1.1030413	35	0.127	1.44	0.183
35	21	4.97251868	1.15076279	30	0.4735	1.44	0.662

## RESUMEN DE GRANULOMETRIAS S-1

Malla No.	Abertura mm	Porcentaje que pasa 14.70 m	Porcentaje que pasa 15.90 m	Porcentaje que pasa 18.30 m	Porcentaje que pasa 23.10 m	Porcentaje que pasa 23.70 m	Porcentaje que pasa 24.90 m	Porcentaje que pasa 28.50 m
2"	50,800	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
1 1/2"	36,100	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
1"	25,400	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
3/4"	19,050	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
1/2"	12,700	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
3/8"	9,520	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
No. 4	4,750	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
10	2,000	100,00	100,00	100,00	99,92	100,00	100,00	100,00
20	0,840	100,00	100,00	99,90	99,82	100,00	100,00	99,90
40	0,420	100,00	99,70	99,40	98,52	100,00	100,00	97,80
60	0,250	100,00	74,40	93,70	75,42	100,00	100,00	69,10
100	0,149	100,00	33,10	58,70	38,32	100,00	100,00	29,70
200	0,074	86,30	21,60	32,90	22,32	91,50	99,70	17,80

GRUESA	MEDIA	FINA	GRUESA	MEDIA	FINA	
GRAVA			ARENA			LIMO



○ 14.70 m	■ 15.90 m	△ 18.30 m	× 23.10 m	* 23.70 m	● 24.90 m	+ 28.50 m
-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------

**ANEJO VI-2**  
**Diseño del tratamiento basado en los**  
**ábacos de diseño propuesto en esta**  
**investigación.**

**DISEÑO DEL TRATAMIENTO CON INYECCIONES DE COMPACTACIÓN ENTRE 12 Y 18m DE PROFUNDIDAD, UTILIZANDO LOS ÁBACOS DE DISEÑO PROPUESTO EN ESTA INVESTIGACIÓN.**

1. - Propiedades del iniciales del terreno (tomadas del *Informe de Mecánica de Suelos para la “Reconfiguración y Modernización de la Refinería Gral. Lázaro Cárdenas del Río, en Minatitlán Ver., México. Unidad Hidrodesulfuradora de Diesel (HDD)”*. 2005.

$$\gamma = 17.7 \text{ kN/m}^3.$$

$$C = 0 \text{ kN/m}^2.$$

$$\phi = 33^\circ$$

$$E = 15000 \text{ kN/m}^2.$$

$$\nu = 0.3$$

$$NF = 2m$$

**- Esfuerzo medio efectivo inicial “q’”**

Para una profundidad (h) = 12 m.

$$\sigma'_1 = (\gamma \cdot h) - (\gamma_w \cdot h_{\text{nivel freático}})$$

$$\sigma'_1 = (17.7 \text{ kN/m}^3 \times 12\text{m}) - (10 \text{ kN/m}^3 \times 10\text{m})$$

$$\sigma'_1 = 112.4 \text{ kN/m}^2$$

$$K_0 = 1 - \text{sen} \phi$$

$$K_0 = 1 - \text{sen } 33^\circ$$

$$K_0 = 0.45$$

$$\sigma'_2 = \sigma'_3 = \sigma_1 K_0$$

$$\sigma'_2 = \sigma'_3 = 0.45 \times 112.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_2 = \sigma'_3 = 50.4 \text{ kN/m}^2$$

$$q' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}$$

$$q' = \frac{112.4 + 50.4 + 50.4}{3}$$

$$q' = 71.06 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Para una profundidad (h) = 18 m.

$$\sigma'_1 = (\gamma \cdot h) - (\gamma_w \cdot h_{\text{nivel freático}})$$

$$\sigma'_1 = (17.7 \text{ kN/m}^3 \times 18\text{m}) - (10 \text{ kN/m}^3 \times 16\text{m})$$

$$\sigma'_1 = 158.6 \text{ kN/m}^2$$

$$K_0 = 1 - \text{sen} \phi$$

$$K_0 = 1 - \text{sen } 33^\circ$$

$$K_0 = 0.45$$

$$\sigma'_2 = \sigma'_3 = \sigma'_1 K_0$$

$$\sigma'_2 = \sigma'_3 = 0.45 \times 158.6 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_2 = \sigma'_3 = 71.4 \text{ kN/m}^2$$

$$q' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}$$

$$q' = \frac{158.6 + 71.4 + 71.4}{3}$$

$$q' = 100.47 \text{ kN} / \text{m}^2$$

**- Determinación del radio máximo de la cavidad inyectada.**

Entrando en la Figura A6-2, se obtiene un radio máximo para la cavidad inyectada entre 23 y 24cm, para unas profundidades de 12 y 18m respectivamente. Para el diseño se ha tomado un radio medio de 23.5 cm.

Lo anterior implica un diámetro medio de 47 cm y un volumen por cada cavidad esférica de:

$$V = \frac{4}{3} \cdot \Pi \cdot r^3$$

Sustituyendo  $r = 23.5$  cm, se obtiene un volumen de aproximadamente 54 litros por cada bulbo inyectado de 47 cm de diámetro medio.

En un metro de taladro el volumen sería de aproximadamente 116 litros. Tomando un factor de eficacia de 1.6, el volumen final a inyectar medido en el equipo de bombeo sería de unos 186 litros. Finalmente se optó por inyectar 200 litros por metro.

**- Determinación de la presión máxima para inyectar el volumen establecido en el apartado anterior.**

Entrando en la Figura A6-3, se obtiene una presión máxima en la interfaz bulbo de mortero – terreno entre 12.5 y 16 bares aproximadamente, para unas profundidades entre 12 y 18m respectivamente. En el diseño se decidió por fijar una presión máxima de inyección para este tramo, en la interfaz mortero-terreno, de 15 bares.

Con los coeficientes de fricción, establecidos a partir de las pruebas de campo comentadas en el Capítulo 6, se estimaron las pérdidas de carga por fricción en la tubería y las mismas se han utilizado para fijar el criterio de cese de inyección por presión (controlada en el equipo de bombeo), la cual es dependiente de la distancia entre el equipo de bombeo (donde se controlaron las presiones en el tratamiento) y el punto de inyección.

**- Determinación de la separación máxima entre taladros.**

A partir del radio máximo estimado para el bulbo inyectado (23.5 cm) y la curva de I Figura A6-4, para el nivel freático de 2m, se determinó que la separación máxima entre taladros debía ser 1.88 cm. Finalmente en el diseño

final se decidió por colocar los taladros en una malla triangular de 1.80 m de lado.

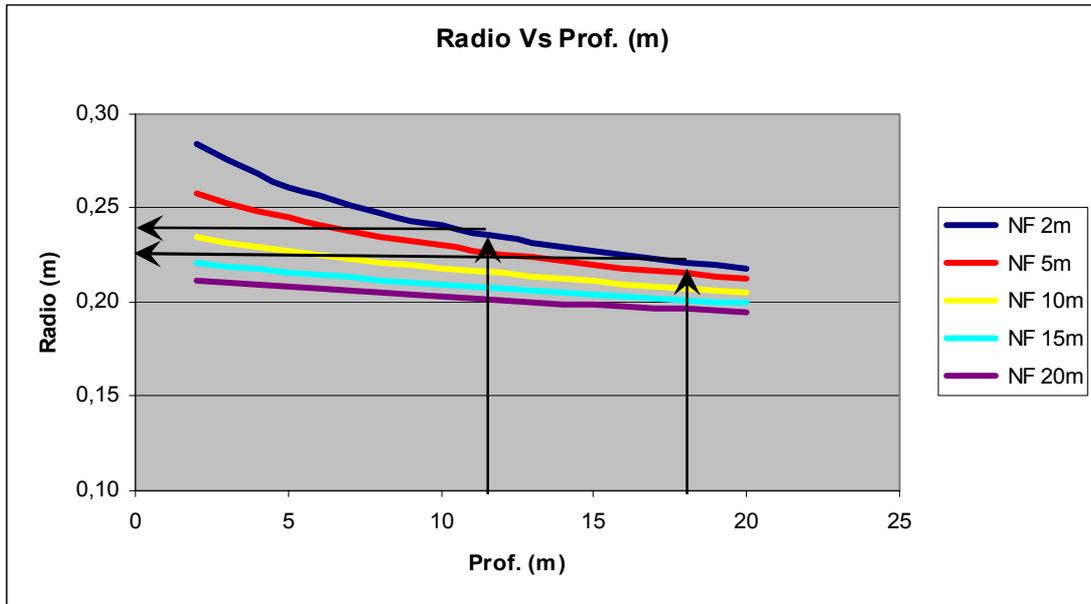


Figura A6-2 Radio máximo que se podría alcanzar en la cavidad expandida (bulbo de mortero) en función de la profundidad (NF=2m).

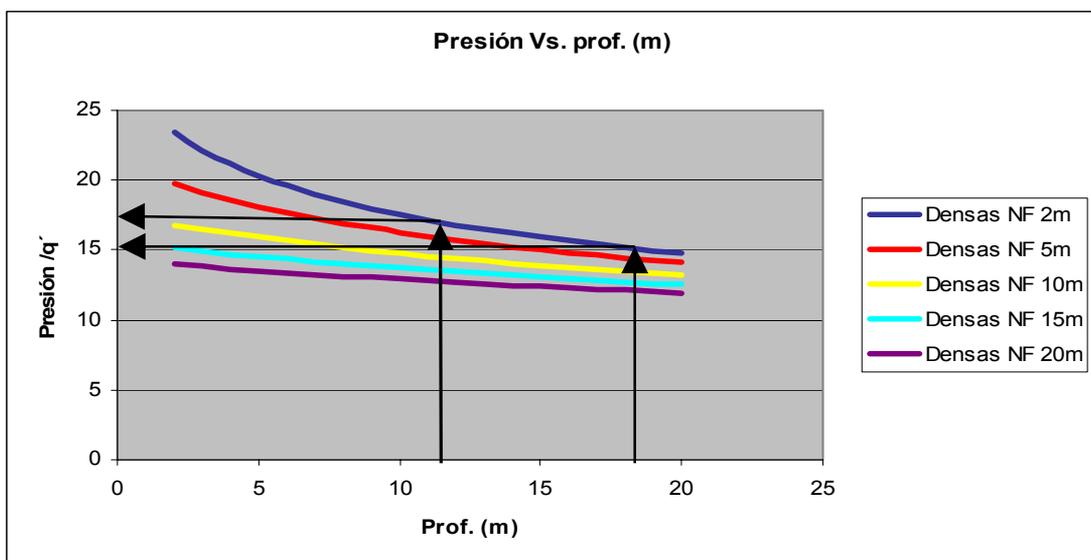


Figura A6-3 Presión máxima que se podría alcanzar en la cavidad expandida (bulbo de mortero) en función de la profundidad (NF= 2m).

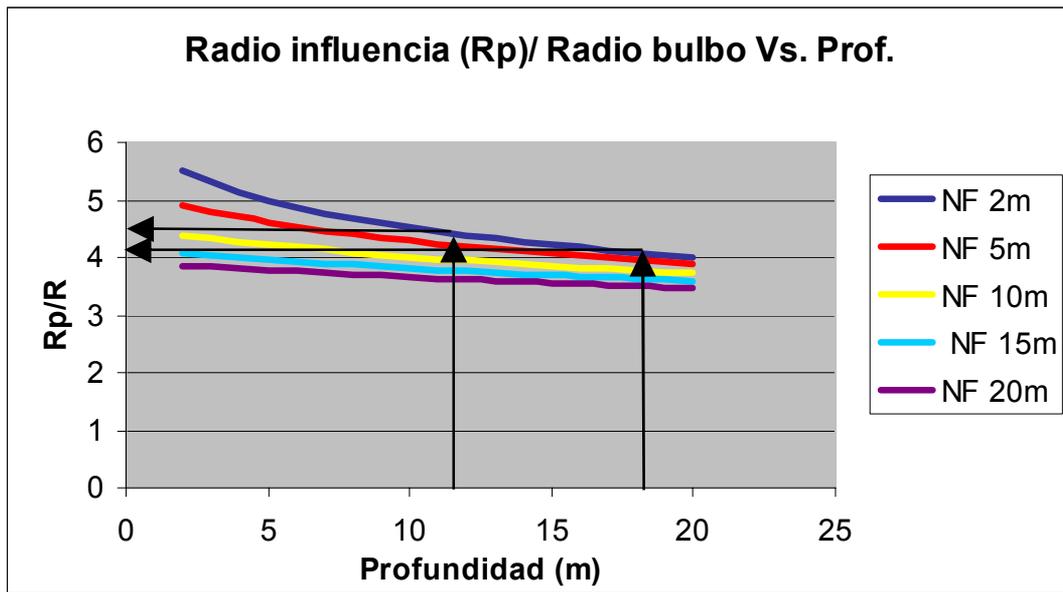


Figura A6-3 Variación con la profundidad del radio de influencia (radio plástico) normalizado con relación al radio de la cavidad expandida (bulbo de mortero).

# **ANEJO VI-3**

## **Análisis de licuación posterior al tratamiento**

## **Sondeo de verificación 1**

## SONDEO DE VERIFICACIÓN SV-1 (Coordenadas X= W 55.40, Y= N 536.96, Z= 105.5)

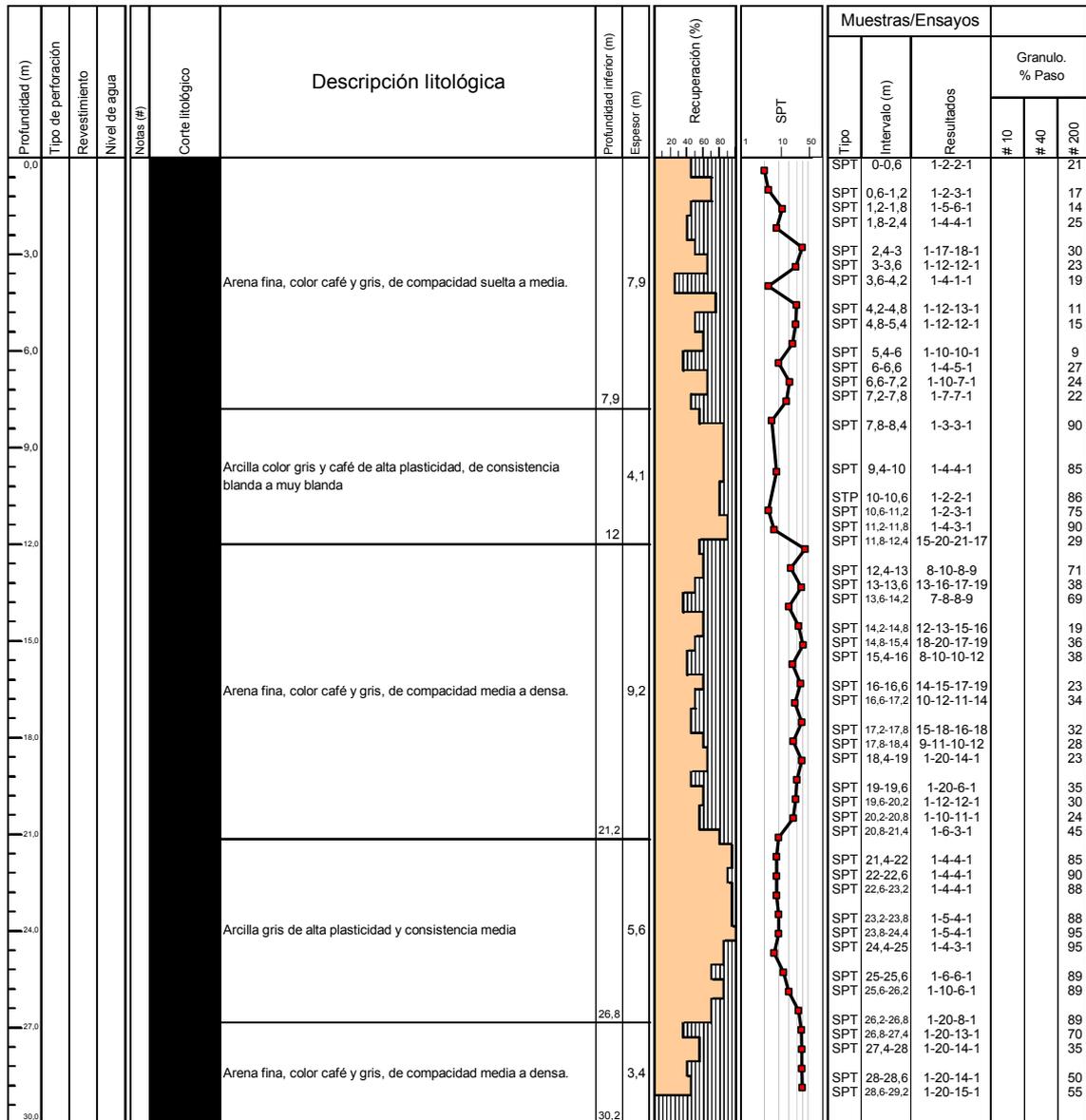


Figura A6-2 Registro sondeo de verificación 1.

Peligro de licuación SPT-V1

Ensayo	A max. g	Densidad ton/m <sup>3</sup>	Profundidad m	Profundidad corregida m	Prof nivel freático m	Tensión total ton/m <sup>2</sup>	Tensión efectiva ton/m <sup>2</sup>	$\frac{1}{1}$	$\frac{1}{1}$	rd	CSR	N160 Górgens	Cn	(N1)60	Dr %	M	MSF	C.F. %	CRR	FS	Comentario
SPT-V1	0.3	1.71	12.1	12.1	1.5	20.661	10.091	0.13336364	0.158225457	0.85	0.34	41	1.00	41	>60	6.5	1.44	29	0.46	1.35	NO Licuación
SPT-V1	0.3	1.71	12.7	12.7	1.5	21.717	10.517	0.12916060	0.15335143	0.84	0.34	18	0.98	18	67	6.5	1.44	71	0.45	1.35	NO Licuación
SPT-V1	0.3	1.71	13.3	13.3	1.5	22.763	10.943	0.12396725	0.14709821	0.82	0.33	33	0.96	32	90	6.5	1.44	38	0.29	0.88	NO Licuación
SPT-V1	0.3	1.71	13.9	13.9	1.5	23.799	11.369	0.11967964	0.14126109	0.80	0.32	16	0.94	15	62	6.5	1.44	69	0.37	1.14	NO Licuación
SPT-V1	0.3	1.71	14.5	14.5	1.5	24.795	11.795	0.115442025	0.13548214	0.79	0.32	28	0.92	26	84	6.5	1.44	19	0.84	2.64	NO Licuación
SPT-V1	0.3	1.71	15.1	15.1	1.5	25.823	12.221	0.1112643193	0.13072726	0.78	0.31	39	0.91	34	93	6.5	1.44	38	0.36	1.12	NO Licuación
SPT-V1	0.3	1.71	15.7	15.7	1.5	26.847	12.647	0.116642122	0.13602051	0.77	0.31	20	0.90	18	69	6.5	1.44	71	0.27	1.52	NO Licuación
SPT-V1	0.3	1.71	16.3	16.3	1.5	27.873	13.073	0.112526024	0.13130761	0.72	0.30	32	0.88	28	85	6.5	1.44	23	-1.15	-3.84	NO Licuación
SPT-V1	0.3	1.71	16.9	16.9	1.5	28.899	13.499	0.1184941845	0.1371518931	0.70	0.29	23	0.86	20	71	6.5	1.44	34	0.56	1.92	NO Licuación
SPT-V1	0.3	1.71	17.5	17.5	1.5	29.925	13.925	0.1143681845	0.132445406	0.68	0.28	34	0.85	29	86	6.5	1.44	32	0.09	0.33	NO Licuación
SPT-V1	0.3	1.71	18.1	18.1	1.5	30.951	14.351	0.110262817	0.127744506	0.66	0.28	21	0.83	18	67	6.5	1.44	28	0.41	1.48	NO Licuación

     No licuación cuando (N1)60 >30, cuando C.F. < 5%  
     No licuación cuando (N1)60 = 28, cuando C.F. = 15%  
     No licuación cuando (N1)60 22, cuando C.F. = 35%

     No licuación cuando C.F. >40%  
     No licuación cuando Dr >70%  
     No licuación cuando la profundidad de inyección > 20m  
     No licuación FS > 1.30

**Donde:**  
 rd= Parámetro adimensional que toma en cuenta la reducción de las tensiones tangenciales cíclicas por la deformabilidad del terreno  
 CSR= Tensión tangencial cíclica normalizada inducida por el sismo.  
 Cn= Grupo del SPT para el 60% de la energía teórica.  
 (N1)60= Parámetro adimensional para normalizar el golpe a una presión vertical efectiva de 1 Kg/cm<sup>2</sup>.  
 D= Densidad relativa = 16. /N1  
 M= Magnitud del sismo.  
 MSF= Factor adimensional que toma en cuenta la magnitud del sismo.  
 C.F. = Contenido de finos.  
 u = Factor adimensional que toma en cuenta el contenido de finos en el cálculo de la resistencia a la licuación.  
 fi = Factor adimensional que toma en cuenta el contenido de finos en el cálculo de la resistencia a la licuación.  
 FS= Factor de seguridad = CRR / CSR

CF %	(N1)60	α	β	(N1)60 cs	CRR 7.5	MSF	CRR
29	41	4.83795442	1.44819373	51	0.318	1.44	0.459
38	14	5	1.2	43	0.202	1.44	0.281
69	16	5	1.2	23	0.258	1.44	0.372
19	26	3.43395731	1.07281908	31	0.585	1.44	0.842
36	34	5	1.2	45	0.243	1.44	0.349
38	18	5	1.2	26	0.223	1.44	0.465
23	28	4.9587432	1.10030413	35	0.736	1.44	-1.145
34	20	4.93149489	1.18925295	29	0.389	1.44	0.350
19	18	4.52167024	1.13162627	25	0.283	1.44	0.462
26	18	4.52167024	1.13162627	25	0.283	1.44	0.462

## **Sondeo de verificación 2**

## SONDEO DE VERIFICACIÓN SV-2 (Coordenadas X= W 56.30, Y= N 535.39, Z= 105.5)

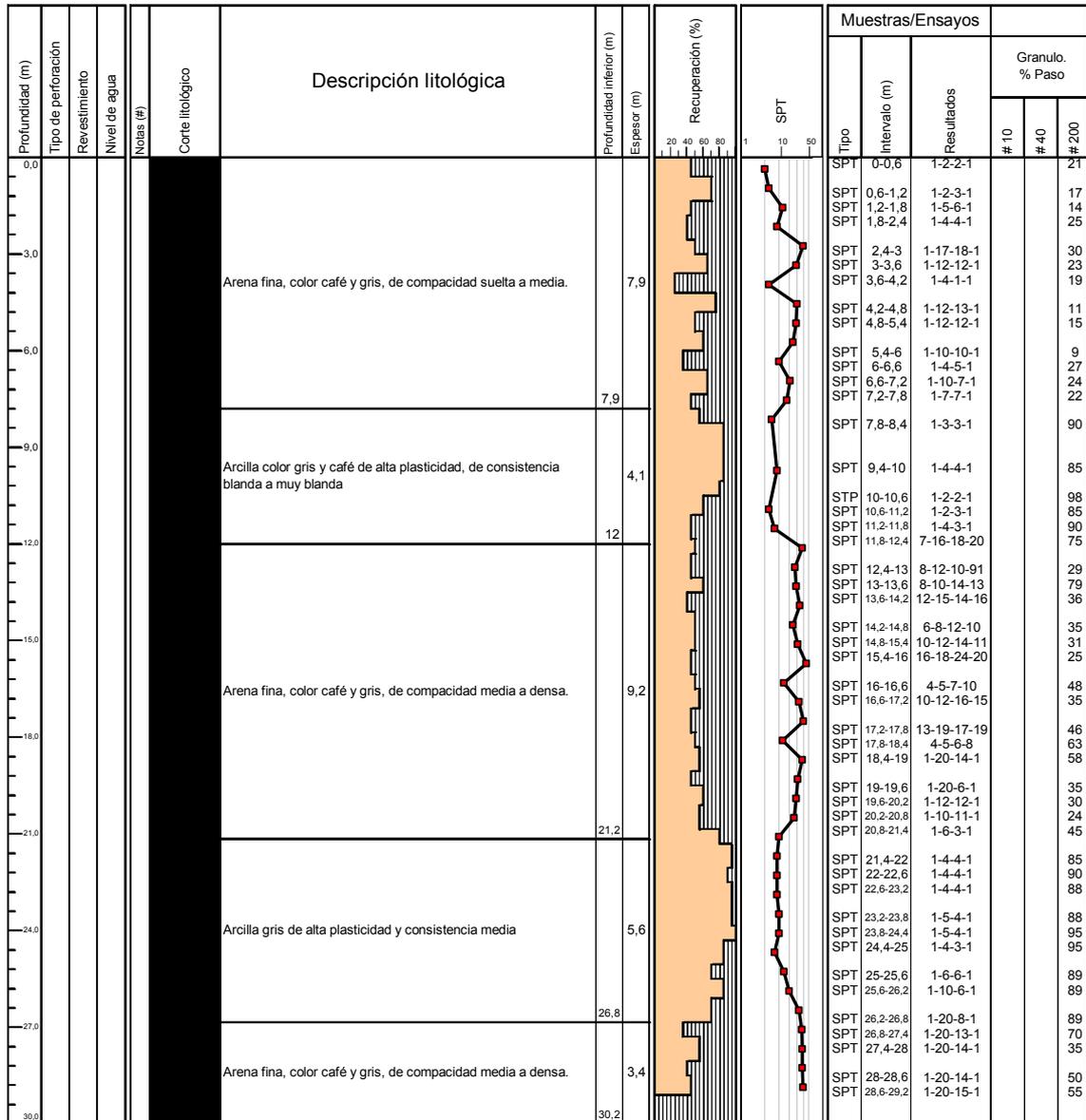


Figura A6-3 Registro sondeo de verificación 2.

Peligro de licuación SPTV-2

Ensayo	A max. g	Densidad ton/m3	Profundidad m	Profundidad corregida m	Prof nivel friccio m	Tension total ton/m2	Tension efectiva ton/m2	rd	CSR	(N)60 Golpes	Cn	(N)60	Dr %	M	MSF	C.F. %	CRR	FS	Comentario
SPT-V2	0.3	1.71	12.1	12.1	1.5	20.691	10.091	0.85	0.34	34	1.00	34	93	6.5	1.44	75	0.36	1.04	NO Licuación
SPT-V2	0.3	1.71	12.7	12.7	1.5	21.717	10.517	0.84	0.34	22	0.98	21	74	6.5	1.44	29	0.51	1.81	NO Licuación
SPT-V2	0.3	1.71	13.3	13.3	1.5	22.743	10.943	0.82	0.33	24	0.96	23	77	6.5	1.44	29	0.51	1.81	NO Licuación
SPT-V2	0.3	1.71	13.9	13.9	1.5	23.769	11.369	0.80	0.33	29	0.94	27	84	6.2	1.44	36	0.51	1.94	NO Licuación
SPT-V2	0.3	1.71	14.5	14.5	1.5	24.795	11.795	0.78	0.32	20	0.92	18	69	6.5	1.44	35	0.59	1.94	NO Licuación
SPT-V2	0.3	1.71	15.1	15.1	1.5	25.821	12.221	0.76	0.31	26	0.91	24	78	6.5	1.44	31	1.15	3.68	NO Licuación
SPT-V2	0.3	1.71	15.7	15.7	1.5	26.847	12.647	0.74	0.31	42	0.89	37	98	6.5	1.44	25	0.37	1.20	NO Licuación
SPT-V2	0.3	1.71	16.3	16.3	1.5	27.873	13.073	0.72	0.30	12	0.88	11	52	6.5	1.44	48	0.27	0.91	NO Licuación
SPT-V2	0.3	1.71	16.9	16.9	1.5	28.899	13.499	0.70	0.29	28	0.86	24	79	6.5	1.44	35	14.17	48.55	NO Licuación
SPT-V2	0.3	1.71	17.5	17.5	1.5	29.925	13.925	0.68	0.29	36	0.85	31	88	6.5	1.44	46	0.25	0.87	NO Licuación
SPT-V2	0.3	1.71	18.1	18.1	1.5	30.951	14.351	0.66	0.28	11	0.83	9	48	6.5	1.44	63	0.25	0.88	NO Licuación

No licuación cuando (N)60 >30, cuando C.F. < 5%  
 No licuación cuando (N)60 = 28, cuando C.F. = 15%  
 No licuación cuando (N)60 22, cuando C.F. =35%

No licuación cuando C.F. >40%

No licuación cuando Dr >70%

No licuación cuando la profundidad de inyección > 20m

No licuación FS- 1.30

Donde:  
 rde= Parametro adimensional que toma en cuenta la reducción de las tensiones tangenciales cíclicas por la deformabilidad del terreno  
 Cn= Parametro tangencial de carga normalizada inducida por el sismo.  
 (N)60 = Golpes del SPT para el 60% de la energía teórica.  
 Cn= Parametro adimensional para normalizar el golpe a una presión vertical efectiva de 1 Kg/cm2.  
 (N)60= (N)60 Cn  
 D= Densidad relativa= 16. √N1  
 M= Magnitud del sismo.  
 MSF= Factor adimensional que toma en cuenta la magnitud del sismo.  
 C.F. = Coeficiente de fricción  
 α = Factor adimensional que toma en cuenta el contenido de finos en el cálculo de la resistencia a la licuación.  
 β = Factor adimensional que toma en cuenta el contenido de finos en el cálculo de la resistencia a la licuación.  
 FS= Factor de seguridad = CRR/ CSR.

CF %	(N)60	α	β	(N)60 cs	CRR 7.5	MSF	CRR
75	34	5	1.2	46	0.247	1.44	0.356
29	21	4.63795942	1.14619978	39	0.245	1.44	0.610
48	23	5	1.2	33	0.260	1.44	1.352
36	28	4.97725168	1.15976279	32	0.242	1.44	0.462
37	29	4.78972907	1.159207	32	0.268	1.44	1.148
26	37	4.2887709	1.1115	46	0.254	1.44	0.566
48	11	5	1.2	18	0.188	1.44	0.270
35	24	4.97725168	1.15976279	34	0.173	1.44	14.170
46	31	5	1.2	16	0.170	1.44	0.250
63	9	5	1.2	16	0.170	1.44	0.245

## **Ensayo de Cono de verificación 1 (SC-1)**

# CAMPO DE PRUEBA

K= 2.39 kg/u  
Área 10,18 cm<sup>2</sup>

**LOCALIZACIÓN:** REF. GRAL. LAZARO CARDENAS, MINATITLÁN, VER.

**POZO:** STIC SC-1 HDD **PERFORADORA:** Longyear 34

**FECHA:** 11-mar-06 **FECHA DE INICIO:** 11-mar-06

**OBRA:** Verificación campo de prueba para inyecciones de compactación

**HRS:** 11:30 **FECHA DE TERMINACIÓN:** 13-mar-06 **HRS:** 15:50

Prof. (m)	Lectura	Prof. (m)	Lectura	Prof. (m)	Lectura	Prof. (m)	Lectura	Prof. (m)	Lectura	Prof. (m)	Lectura	Prof. (m)	Lectura	Prof. (m)	Lectura	Prof. (m)	Lectura
0.10	30.05108	2.50	125.135	4.90	67.38016	7.30	7.747544	9.70	22.77308	12.10	97.19646	14.50	66.25049	16.90	56.111		
0.20	43.66798	2.60	130.065	5.00	41.08546	7.40	6.808448	9.80	9.860511	12.20	67.84971	14.60	72.85069	17.00	61.08546		
0.30	49.7721	2.70	134.760	5.10	17.37328	7.50	5.399804	9.90	10.79961	12.30	46.25049	14.70	68.61591	17.10	65.82515		
0.40	91.09234	2.80	146.264	5.20	18.54715	7.60	6.808448	10.00	37.79862	12.40	51.88507	14.80	74.19057	17.20	61.08546		
0.50	127.4823	2.90	140.864	5.30	17.13851	7.70	6.808448	10.10	15.96464	12.50	58.69352	14.90	84.19745	17.30	76.111		
0.60	141.5688	3.00	131.708	5.40	10.56483	7.80	7.043222	10.20	11.50393	12.60	66.44106	15.00	79.81532	17.40	70.14637		
0.70	137.5776	3.10	130.534	5.50	11.7387	7.90	7.277996	10.30	10.09528	12.70	59.16306	15.10	64.79764	17.50	67.46857		
0.80	113.6306	3.20	127.952	5.60	16.90373	8.00	8.68664	10.40	8.68664	12.80	63.62377	15.20	69.96267	17.60	65.3556		
0.90	73.48428	3.30	139.691	5.70	10.79961	8.10	8.921415	10.50	9.156189	12.90	88.04028	15.30	65.47642	17.70	82.68468		
1.00	37.0943	3.40	126.308	5.80	9.625737	8.20	9.860511	10.60	9.156189	13.00	57.75442	15.40	62.25933	17.80	79.44204		
1.10	43.66798	3.50	119.735	5.90	8.68664	8.30	10.09528	10.70	37.79862	13.10	24.65128	15.50	57.51965	17.90	62.16405		
1.20	116.2132	3.60	114.570	6.00	9.860511	8.40	9.860511	10.80	25.3556	13.20	47.42436	15.60	70.87623	18.00	60.7554		
1.30	163.6375	3.70	98.136	6.10	11.03438	8.50	11.7387	10.90	12.20825	13.30	69.06778	15.70	75.03242	18.10	54.70236		
1.40	165.7505	3.80	114.335	6.20	9.625737	8.60	9.860511	11.00	9.390963	13.40	61.04126	15.80	61.98035	18.20	95.78782		
1.50	143.6817	3.90	127.013	6.30	11.7387	8.70	8.921415	11.10	9.625737	13.50	64.74656	15.90	77.71022	18.30	106.8222		
1.60	138.5167	4.00	120.204	6.40	8.921415	8.80	8.921415	11.20	10.79961	13.60	64.27701	16.00	71.18075	18.40	99.07466		
1.70	143.9165	4.10	123.961	6.50	10.33006	8.90	9.390963	11.30	96.25737	13.70	63.00786	16.10	54.60707	18.50	49.06778		
1.80	161.9941	4.20	130.534	6.60	11.97348	9.00	8.451866	11.40	50.00688	13.80	60.42534	16.20	64.93713	18.60	57.0501		
1.90	133.8212	4.30	137.108	6.70	7.51277	9.10	8.451866	11.50	66.44106	13.90	50.19057	16.30	72.58939	18.70	33.57269		
2.00	119.7348	4.40	157.299	6.80	7.043222	9.20	8.451866	11.60	64.56287	14.00	45.26031	16.40	67.0501	18.80	18.31238		
2.10	98.13556	4.50	145.325	6.90	8.921415	9.30	9.625737	11.70	52.82417	14.10	55.96464	16.50	80.29273	18.90	65.50196		
2.20	80.76228	4.60	135.230	7.00	8.217092	9.40	11.97348	11.80	60.10216	14.20	58.31238	16.60	74.93713	19.00	52.82417		
2.30	50.7112	4.70	111.752	7.10	8.68664	9.50	11.50393	11.90	64.56287	14.30	51.6945	16.70	96.01572				
2.40	111.9872	4.80	88.040	7.20	7.747544	9.60	12.44303	12.00	67.61493	14.40	60.47642	16.80	91.08546				

NIVEL FREÁTICO: 1.5m TURNO DE: 8:00 A 18:00 HORAS

OBSERVACIONES: CONSOLA Y CONO ELÉCTRICO MARCA DIGITAL G

PROFUNDIDAD DE PROYECTO: 22.00 m

PROFUNDIDAD REAL: 22.20 m

REVISO EN EL CAMPO: \_\_\_\_\_

REVISO EN LABORATORIO: \_\_\_\_\_

FECHA: 11-mar-06

ADEMÉ ( ) \_\_\_\_\_ m



Peligro de licuación Cono SW/C-C1

Ensayo	A max. g	Densidad ton/m <sup>3</sup>	Profundidad m	Profundidad corregida m	Prof nivel freático m	Tension total ton/m <sup>2</sup>	Tension efectiva ton/m <sup>2</sup>	rd	CSR	(N)60 Golpes	Cn	(N)160	Dr %	M	MSF	C.F. %	CRR	FS
SW/C-C1	0.3	1.71	12.1	12.1	1.5	20.691	10.091	0.85	0.34	22	1.00	22	75	6.5	1.44	29	0.65	1.90
SW/C-C1	0.3	1.71	12.7	12.7	1.5	21.717	10.517	0.84	0.34	19	0.98	19	69	6.5	1.44	71	0.35	1.03
SW/C-C1	0.3	1.71	13.3	13.3	1.5	22.743	10.943	0.82	0.33	21	0.96	20	72	6.5	1.44	38	0.60	1.82
SW/C-C1	0.3	1.71	13.9	13.9	1.5	23.769	11.369	0.80	0.33	18	0.94	17	66	6.5	1.44	69	0.43	1.32
SW/C-C1	0.3	1.71	14.5	14.5	1.5	24.795	11.795	0.78	0.32	25	0.92	23	77	6.5	1.44	19	0.54	1.71
SW/C-C1	0.3	1.71	15.1	15.1	1.5	25.821	12.221	0.76	0.31	22	0.91	20	72	6.5	1.44	36	0.59	1.89
SW/C-C1	0.3	1.71	15.7	15.7	1.5	26.847	12.647	0.74	0.31	23	0.89	21	72	6.5	1.44	38	0.64	2.09
SW/C-C1	0.3	1.71	16.3	16.3	1.5	27.873	13.073	0.72	0.30	27	0.88	24	78	6.5	1.44	23	0.69	2.30
SW/C-C1	0.3	1.71	16.9	16.9	1.5	28.899	13.499	0.70	0.29	22	0.86	19	70	6.5	1.44	34	0.51	1.74
SW/C-C1	0.3	1.71	17.5	17.5	1.5	29.925	13.925	0.68	0.29	23	0.85	20	71	6.5	1.44	32	0.52	1.81
SW/C-C1	0.3	1.71	18.1	18.1	1.5	30.951	14.351	0.66	0.28	26	0.83	22	75	6.5	1.44	28	0.61	2.18

No licuación cuando (N)160 >30, cuando C.F. < 5%

No licuación cuando (N)160 = 28, cuando C.F. = 15%

No licuación cuando (N)160 22, cuando C.F. = 35%

No licuación cuando C.F. >40%

No licuación cuando Dr >70%

No licuación cuando la profundidad de inyección > 20m

No licuación FS > 1.30

Donde:

rd= Parametro adimensional que toma en cuenta la reducción de las tensiones tangenciales cíclicas por la deformabilidad del terreno

CSR= Tensión tangencial cíclica normalizada inducida por el sismo.

(N)60= Grupo del SPT para el 60% de la energía teórica.

Cn= Parametro adimensional para normalizar el golpe a una presión vertical efectiva de 1 kg/cm<sup>2</sup>.

(N)160= (N)60 Cn

Dr= Densidad relativa= 16. NH1

M= Magnitud del sismo.

MSF= Factor adimensional que toma en cuenta la magnitud del sismo.

C.F. = Contenido de finos.

β = Factor adimensional que toma en cuenta el contenido de finos en el cálculo de la resistencia a la licuación.

β = Factor adimensional que toma en cuenta el contenido de finos en el cálculo de la resistencia a la licuación.

FS= Factor de seguridad = CRR/ CSR.

GF %	(N)60	α	β	(N)160cs	CRR 7.5	MSF	CRR
29	22	4.63705042	1.14616978	30	0.451	1.44	0.649
71	19	5	1.2	27	0.35	1	0.35
38	20	5	1.2	29	0.418	1.44	0.602
69	17	5	1.2	25	0.289	1.44	0.430
19	23	3.43386731	1.07281908	28	0.378	1.44	0.544
38	20	5	1.2	29	0.409	1.44	0.589
38	21	5	1.2	30	0.444	1.44	0.639
23	24	4.05957432	1.10030413	30	0.477	1.44	0.686
34	19	4.93148489	1.18825236	27	0.353	1.44	0.508
32	20	4.82310053	1.17101934	28	0.359	1.44	0.517
28	22	4.56150704	1.13816207	29	0.424	1.44	0.610

**Caso 1**

Estudio de las "Inyecciones de compactación" mediante la teoría de expansión de cavidades sin influencia del nivel freático y para una Dr de partida del 50%.

**Hoja de cálculo 1**

**20 m de profundidad**

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
Caso	Densidad kN/m <sup>2</sup>	C kN/m <sup>2</sup>	↓ grados	E kN/m <sup>2</sup>	v	G kN/m <sup>2</sup>	Prof. m	Ri m	P kN/m <sup>2</sup>	q kN/m <sup>2</sup>	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	20	0.05	100	225.484921	52.5362443	0.01791373
P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	20	0.05	2200	225.484921	52.5362443	0.40417403
0.9 P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	20	0.05	1980	225.484921	52.5362443	0.23279259
0.8 P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	20	0.05	1780	225.484921	52.5362443	0.178514

**10 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m <sup>2</sup>	C kN/m <sup>2</sup>	↓ grados	E kN/m <sup>2</sup>	v	G kN/m <sup>2</sup>	Prof. m	Ri m	P kN/m <sup>2</sup>	q kN/m <sup>2</sup>	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	10	0.05	100	112.732461	105.072489	0.02929363
P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	10	0.05	1345	112.732461	105.072489	3.86994574
0.9 P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	10	0.05	1210.5	112.732461	105.072489	3.26090291
0.8 P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	10	0.05	1076	112.732461	105.072489	2.16879782

**9 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m <sup>2</sup>	C kN/m <sup>2</sup>	↓ grados	E kN/m <sup>2</sup>	v	G kN/m <sup>2</sup>	Prof. m	Ri m	P kN/m <sup>2</sup>	q kN/m <sup>2</sup>	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	9	0.05	100	101.459215	116.74721	0.03156833
P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	9	0.05	1247	101.459215	116.74721	2.11503411
0.9 P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	9	0.05	1122.3	101.459215	116.74721	1.26030341
0.8 P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	9	0.05	997.8	101.459215	116.74721	0.2023715

**8 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m <sup>2</sup>	C kN/m <sup>2</sup>	↓ grados	E kN/m <sup>2</sup>	v	G kN/m <sup>2</sup>	Prof. m	Ri m	P kN/m <sup>2</sup>	q kN/m <sup>2</sup>	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	8	0.05	100	90.185985	131.340611	0.03432139
P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	8	0.05	1146	90.185985	131.340611	2.78989427
0.9 P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	8	0.05	1031.4	90.185985	131.340611	0.27871414
0.8 P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	8	0.05	916.8	90.185985	131.340611	0.20955442

**7 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m <sup>2</sup>	C kN/m <sup>2</sup>	↓ grados	E kN/m <sup>2</sup>	v	G kN/m <sup>2</sup>	Prof. m	Ri m	P kN/m <sup>2</sup>	q kN/m <sup>2</sup>	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	7	0.05	100	78.9127224	150.103555	0.03773476
P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	7	0.05	1041	78.9127224	150.103555	3.72738392
0.9 P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	7	0.05	936.9	78.9127224	150.103555	3.27891358
0.8 P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	7	0.05	832.8	78.9127224	150.103555	2.21137443

**6 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m <sup>2</sup>	C kN/m <sup>2</sup>	↓ grados	E kN/m <sup>2</sup>	v	G kN/m <sup>2</sup>	Prof. m	Ri m	P kN/m <sup>2</sup>	q kN/m <sup>2</sup>	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	6	0.05	100	67.6394763	175.120814	0.04210971
P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	6	0.05	931	67.6394763	175.120814	3.86129741
0.9 P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	6	0.05	837.9	67.6394763	175.120814	2.28376531
0.8 P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	6	0.05	744.8	67.6394763	175.120814	0.21692443

**5 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m <sup>2</sup>	C kN/m <sup>2</sup>	↓ grados	E kN/m <sup>2</sup>	v	G kN/m <sup>2</sup>	Prof. m	Ri m	P kN/m <sup>2</sup>	q kN/m <sup>2</sup>	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	5	0.05	100	56.3662303	210.144977	0.04762351
P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	5	0.05	816	56.3662303	210.144977	3.032985
0.9 P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	5	0.05	734.4	56.3662303	210.144977	0.25283838
0.8 P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7892.30789	5	0.05	652.8	56.3662303	210.144977	0.22283863

**En tramos de inyección de 1m.**

N	O	P	R	S	T	U	V
Ruit (gráfica) m	Puit (gráfica) kN/m <sup>2</sup>	lr	lrr	Rp m	op kN/m <sup>2</sup>	up m	ΔV m <sup>3</sup>
0.24	1980	52.5362443	26.3237371	0.7	437.51	0.00482404	0.02463806

W	X	Y	z	AA	AB	AC	AD
Disminución vol / fase 1m m <sup>3</sup>	Vol de inyección / fase 1 m m <sup>3</sup>	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0.051	0.121	0.505	0.33554817	0.29982531	0.4117	0.2368	89.8612812

**En tramos de inyección de 1m.**

Ruit (gráfica) m	Puit (gráfica) kN/m <sup>2</sup>	lr	lrr	Rp m	op kN/m <sup>2</sup>	up m	ΔV m <sup>3</sup>
0.26	1210	105.072489	40.3388024	0.8	247.84	0.00351538	0.04138888

Disminución vol / fase 1m m <sup>3</sup>	Vol de inyección / fase 1 m m <sup>3</sup>	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0.080	0.142	0.505	0.33554817	0.29845473	0.4117	0.2368	70.3873632

**En tramos de inyección de 1m.**

Ruit (gráfica) m	Puit (gráfica) kN/m <sup>2</sup>	lr	lrr	Rp m	op kN/m <sup>2</sup>	up m	ΔV m <sup>3</sup>
0.265	1122	116.74721	42.9831342	0.82	228.08	0.00337456	0.04539269

Disminución vol / fase 1m m <sup>3</sup>	Vol de inyección / fase 1 m m <sup>3</sup>	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0.088	0.147	0.505	0.33554817	0.29846483	0.4117	0.2368	70.3716765

**En tramos de inyección de 1m.**

Ruit (gráfica) m	Puit (gráfica) kN/m <sup>2</sup>	lr	lrr	Rp m	op kN/m <sup>2</sup>	up m	ΔV m <sup>3</sup>
0.27	1031	131.340611	46.1282179	0.84	207.99	0.00321616	0.04879886

Disminución vol / fase 1m m <sup>3</sup>	Vol de inyección / fase 1 m m <sup>3</sup>	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0.092	0.153	0.505	0.33554817	0.29840336	0.4117	0.2368	70.4037074

**En tramos de inyección de 1m.**

Ruit (gráfica) m	Puit (gráfica) kN/m <sup>2</sup>	lr	lrr	Rp m	op kN/m <sup>2</sup>	up m	ΔV m <sup>3</sup>
0.276	937	150.103555	50.0040751	0.86	188.62	0.00306624	0.05533587

Disminución vol / fase 1m m <sup>3</sup>	Vol de inyección / fase 1 m m <sup>3</sup>	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0.100	0.160	0.505	0.33554817	0.29792284	0.4117	0.2368	70.654025

**En tramos de inyección de 1m.**

Ruit (gráfica) m	Puit (gráfica) kN/m <sup>2</sup>	lr	lrr	Rp m	op kN/m <sup>2</sup>	up m	ΔV m <sup>3</sup>
0.28	838	175.120814	54.7333977	0.88	168.65	0.00283183	0.08008513

Disminución vol / fase 1m m <sup>3</sup>	Vol de inyección / fase 1 m m <sup>3</sup>	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0.107	0.164	0.505	0.33554817	0.29796085	0.4117	0.2368	70.6341373

**En tramos de inyección de 1m.**

Ruit (gráfica) m	Puit (gráfica) kN/m <sup>2</sup>	lr	lrr	Rp m	op kN/m <sup>2</sup>	up m	ΔV m <sup>3</sup>
0.29	734	210.144977	60.850953	0.92	144.08	0.00262197	0.08979695

Disminución vol / fase 1m m <sup>3</sup>	Vol de inyección / fase 1 m m <sup>3</sup>	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0.120	0.176	0.505	0.33554817	0.29865421	0.4117	0.2368	70.2729547

4 m de profundidad

Caso	Densidad kN/m <sup>3</sup>	C kN/m <sup>2</sup>	φ grados	E kN/m <sup>2</sup>	v	G kN/m <sup>2</sup>	Prof. m	Ri m	P kN/m <sup>2</sup>	q kN/m <sup>2</sup>	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17.7	0	33	20000	0.3	7692.30789	4	0.05	100	45.0929842	282.681222	0.05616253
P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7692.30789	4	0.05	693	45.0929842	282.681222	1.59830795
0.9 P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7692.30789	4	0.05	623.7	45.0929842	282.681222	0.32098951
0.8 Pmax.	17.7	0	33	20000	0.3	7692.30789	4	0.05	554.4	45.0929842	282.681222	0.23228592

Rult (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m <sup>2</sup>	lr	lrr	Rp m	op kN/m <sup>2</sup>	up m	ΔV m <sup>3</sup>
0.3	623	282.681222	69.0139646	0.96	120.79	0.00236169	0.08110124

En tramos de inyección de 1m.

Disminución vol / fase 1m m <sup>3</sup>	Vol de inyección / fase 1 m m <sup>3</sup>	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0.135	0.188	0.505	0.33554817	0.29907505	0.4117	0.2366	70.0533792

3 m de profundidad

Caso	Densidad kN/m <sup>3</sup>	C kN/m <sup>2</sup>	φ grados	E kN/m <sup>2</sup>	v	G kN/m <sup>2</sup>	Prof. m	Ri m	P kN/m <sup>2</sup>	q kN/m <sup>2</sup>	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17.7	0	33	20000	0.3	7692.30789	3	0.05	100	33.8197382	350.241629	0.06892406
P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7692.30789	3	0.05	562	33.8197382	350.241629	2.21412115
0.9 P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7692.30789	3	0.05	505.8	33.8197382	350.241629	0.31876965
0.8 Pmax.	17.7	0	33	20000	0.3	7692.30789	3	0.05	449.6	33.8197382	350.241629	0.24434611

Rult (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m <sup>2</sup>	lr	lrr	Rp m	op kN/m <sup>2</sup>	up m	ΔV m <sup>3</sup>
0.32	506	350.241629	81.7590207	1.02	98.65	0.00214903	0.19419464

En tramos de inyección de 1m.

Disminución vol / fase 1m m <sup>3</sup>	Vol de inyección / fase 1 m m <sup>3</sup>	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0.163	0.214	0.505	0.33554817	0.29892337	0.4117	0.2366	70.1325485

2 m de profundidad

Caso	Densidad kN/m <sup>3</sup>	C kN/m <sup>2</sup>	φ grados	E kN/m <sup>2</sup>	v	G kN/m <sup>2</sup>	Prof. m	Ri m	P kN/m <sup>2</sup>	q kN/m <sup>2</sup>	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17.7	0	33	20000	0.3	7692.30789	2	0.05	100	22.5484921	525.362443	0.02025315
P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7692.30789	2	0.05	417	22.5484921	525.362443	1.86041599
0.9 P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7692.30789	2	0.05	375.3	22.5484921	525.362443	0.34100842
0.8 P max.	17.7	0	33	20000	0.3	7692.30789	2	0.05	333.6	22.5484921	525.362443	0.26176219

Rult (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m <sup>2</sup>	lr	lrr	Rp m	op kN/m <sup>2</sup>	up m	ΔV m <sup>3</sup>
0.34	375	525.362443	102.404896	1.08	73.47	0.00178729	0.13314216

En tramos de inyección de 1m.

Disminución vol / fase 1m m <sup>3</sup>	Vol de inyección / fase 1 m m <sup>3</sup>	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0.196	0.242	0.505	0.33554817	0.29844203	0.4117	0.2366	70.3835574

**Caso 2**

Estudio de las "Inyecciones de compactación" mediante la teoría de expansión de cavidades sin influencia del nivel freático y para una Dr de partida del 40%.

**Hoja de cálculo 1**

**20 m de profundidad**

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	φ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	q kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	20	0,05	100	216,691385	44,3099521	0,01816805
P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	20	0,05	1738	216,691385	44,3099521	3,55223984
0.9 P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	20	0,05	1564,2	216,691385	44,3099521	0,21099954
0.8 P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	20	0,05	1390,4	216,691385	44,3099521	0,15999394

**10 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	φ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	q kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	10	0,05	100	108,345692	88,6199041	0,03026168
P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	10	0,05	1052	108,345692	88,6199041	1,38648897
0.9 P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	10	0,05	946,8	108,345692	88,6199041	0,23612493
0.8 P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	10	0,05	841,6	108,345692	88,6199041	0,18004459

**9 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	φ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	q kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	9	0,05	100	97,5111232	98,4665602	0,03270343
P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	9	0,05	974	97,5111232	98,4665602	1,2837851
0.9 P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	9	0,05	876,6	97,5111232	98,4665602	0,24016339
0.8 P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	9	0,05	779,2	97,5111232	98,4665602	0,18328267

**8 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	φ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	q kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	8	0,05	100	86,676554	110,77488	0,03566773
P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	8	0,05	894	86,676554	110,77488	1,72485877
0.9 P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	8	0,05	804,6	86,676554	110,77488	0,24525789
0.8 P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	8	0,05	715,2	86,676554	110,77488	0,18716362

**7 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	φ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	q kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	7	0,05	100	75,8419847	126,599863	0,03935582
P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	7	0,05	810	75,8419847	126,599863	1,15557844
0.9 P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	7	0,05	729	75,8419847	126,599863	0,25012903
0.8 P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	7	0,05	648	75,8419847	126,599863	0,19125183

**6 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	φ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	q kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	6	0,05	100	65,0074155	147,69984	0,0440922
P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	6	0,05	724	65,0074155	147,69984	2,94107996
0.9 P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	6	0,05	651,6	65,0074155	147,69984	0,25754909
0.8 P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	6	0,05	579,2	65,0074155	147,69984	0,19673441

**5 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	φ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	q kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	5	0,05	100	54,1728462	177,239808	0,05043944
P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	5	0,05	632	54,1728462	177,239808	1,99205926
0.9 P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	5	0,05	568,8	54,1728462	177,239808	0,26424606
0.8 P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	5	0,05	505,6	54,1728462	177,239808	0,20248599

N	O	P	R	S	T	U	V
Ruit (gráfica) m	Puit (gráfica) kN/m2	lr	lrr	Rp m	σp kN/m2	up m	ΔV m3
0,210999543	1564,2	44,3099521	20,6724394	0,65	338,73	0,00343731	0,01788127

Ruit (gráfica) m	Puit (gráfica) kN/m2	lr	lrr	Rp m	σp kN/m2	up m	ΔV m3
0,236124934	946,8	88,6199041	31,5135564	0,76	193,16	0,00279332	0,03123663

Ruit (gráfica) m	Puit (gráfica) kN/m2	lr	lrr	Rp m	σp kN/m2	up m	ΔV m3
0,240163389	876,6	98,4665602	33,5455749	0,77	179,79	0,00274533	0,03387027

Ruit (gráfica) m	Puit (gráfica) kN/m2	lr	lrr	Rp m	σp kN/m2	up m	ΔV m3
0,245257895	804,6	110,77488	36,0055953	0,78	166,85	0,00270974	0,03729806

Ruit (gráfica) m	Puit (gráfica) kN/m2	lr	lrr	Rp m	σp kN/m2	up m	ΔV m3
0,250129027	729	126,599863	38,883974	0,8	150,01	0,00257124	0,04100956

Ruit (gráfica) m	Puit (gráfica) kN/m2	lr	lrr	Rp m	σp kN/m2	up m	ΔV m3
0,257549087	651,6	147,69984	42,6505097	0,84	130,57	0,00238635	0,04641498

Ruit (gráfica) m	Puit (gráfica) kN/m2	lr	lrr	Rp m	σp kN/m2	up m	ΔV m3
0,264246058	568,8	177,239808	47,2498771	0,86	114,31	0,00224101	0,05236384

**En tramos de inyección de 1m.**

W	X	Y	z	AA	AB	AC	AD
Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,042	0,093	0,505	0,33554817	0,29871347	0,4117	0,2366	70,2420521

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,066	0,117	0,505	0,33554817	0,29957639	0,4117	0,2366	69,7914634

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,071	0,121	0,505	0,33554817	0,29867418	0,4117	0,2366	70,2625385

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,076	0,126	0,505	0,33554817	0,29729567	0,4117	0,2366	70,9799756

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,082	0,131	0,505	0,33554817	0,29732459	0,4117	0,2366	70,9649542

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,090	0,139	0,505	0,33554817	0,29925368	0,4117	0,2366	69,9601003

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,099	0,146	0,505	0,33554817	0,29835973	0,4117	0,2366	70,4264407

4 m de profundidad

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	φ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	q kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	4	0,05	100	43,338277	221,54976	0,05947439
P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	4	0,05	536	43,338277	221,54976	1,22948287
0,9 P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	4	0,05	482,4	43,338277	221,54976	0,2746301
0,8 Pmax	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	4	0,05	428,8	43,338277	221,54976	0,21050866

3 m de profundidad

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	φ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	q kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	3	0,05	100	32,5037077	295,39968	0,07358189
P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	3	0,05	433	32,5037077	295,39968	1,44602123
0,9 P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	3	0,05	389,7	32,5037077	295,39968	0,28855521
0,8 Pmax	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	3	0,05	346,4	32,5037077	295,39968	0,22127139

2 m de profundidad

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	φ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	q kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	2	0,05	100	21,6691385	443,099521	0,09948638
P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	2	0,05	320	21,6691385	443,099521	1,96752064
0,9 P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	2	0,05	288	21,6691385	443,099521	0,30933978
0,8 P max.	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	2	0,05	256	21,6691385	443,099521	0,23731416

Ruit (gráfica) m	Puit (gráfica) kN/m2	lr	lrr	Rp m	σp kN/m2	up m	ΔV m3
0,274630098	482,4	221,54976	53,7458448	0,89	97,51	0,00208909	0,06170325

Ruit (gráfica) m	Puit (gráfica) kN/m2	lr	lrr	Rp m	σp kN/m2	up m	ΔV m3
0,288555208	389,7	295,39968	63,3170935	0,95	77,10	0,00183577	0,07532915

Ruit (gráfica) m	Puit (gráfica) kN/m2	lr	lrr	Rp m	σp kN/m2	up m	ΔV m3
0,30933978	288	443,099521	79,4796215	1	58,41	0,00159209	0,09915882

En tramos de inyección de 1m.

Disminución vol / fase 1 m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,112	0,158	0,505	0,33554817	0,29750556	0,4117	0,2366	70,8709189

En tramos de inyección de 1m.

Disminución vol / fase 1 m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,131	0,174	0,505	0,33554817	0,29920326	0,4117	0,2366	69,9864379

En tramos de inyección de 1m.

Disminución vol / fase 1 m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,160	0,200	0,505	0,33554817	0,29728544	0,4117	0,2366	70,9852864

**Caso 3**  
**Estudio de las "inyecciones de compactación" mediante la teoría de expansión de cavidades con la influencia del nivel freático (Zm) y para una Df de partida del 50%.**  
**Hoja de cálculo 1.**

20 m de profundidad

Caso	Densidad	C	φ	E	V	G	Prof.	Ri	ρ	NR	q'	R. Sobrio
Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	m	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º
Df 50%	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	20	0.06	100	2	110.821741	103.824632
F. Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	20	0.06	110	2	110.821741	103.824632
0.8 F.Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	20	0.06	118.92	2	110.821741	103.824632
0.6 F.Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	20	0.06	118.92	2	110.821741	103.824632
0.8 F.Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	20	0.06	108.92	2	110.821741	103.824632

10 m de profundidad

Caso	Densidad	C	φ	E	V	G	Prof.	Ri	ρ	NR	q'	R. Sobrio
Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	m	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º
Df 50%	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	10	0.06	100	2	43.725982	43.725982
F. Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	10	0.06	87.7	2	43.725982	43.725982
0.8 F.Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	10	0.06	87.7	2	43.725982	43.725982
0.6 F.Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	10	0.06	87.7	2	43.725982	43.725982
0.8 F.Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	10	0.06	78.0	2	43.725982	43.725982

9 m de profundidad

Caso	Densidad	C	φ	E	V	G	Prof.	Ri	ρ	NR	q'	R. Sobrio
Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	m	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º
Df 50%	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	9	0.06	100	2	51.717157	227.244883
F. Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	9	0.06	82.1	2	51.717157	227.244883
0.8 F.Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	9	0.06	82.1	2	51.717157	227.244883
0.6 F.Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	9	0.06	78.0	2	51.717157	227.244883
0.8 F.Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	9	0.06	78.0	2	50.919759	229.262736

8 m de profundidad

Caso	Densidad	C	φ	E	V	G	Prof.	Ri	ρ	NR	q'	R. Sobrio
Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	m	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º
Df 50%	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	8	0.06	100	2	51.717157	227.244883
F. Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	8	0.06	78.0	2	51.717157	227.244883
0.8 F.Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	8	0.06	78.0	2	51.717157	227.244883
0.6 F.Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	8	0.06	78.0	2	51.717157	227.244883
0.8 F.Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	8	0.06	78.0	2	51.717157	227.244883

7 m de profundidad

Caso	Densidad	C	φ	E	V	G	Prof.	Ri	ρ	NR	q'	R. Sobrio
Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	m	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º
Df 50%	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	7	0.06	100	2	42.624282	225.826152
F. Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	7	0.06	74.5	2	42.624282	225.826152
0.8 F.Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	7	0.06	74.5	2	42.624282	225.826152
0.6 F.Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	7	0.06	74.5	2	42.624282	225.826152
0.8 F.Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	7	0.06	74.5	2	42.624282	225.826152

5 m de profundidad

Caso	Densidad	C	φ	E	V	G	Prof.	Ri	ρ	NR	q'	R. Sobrio
Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	m	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º
Df 50%	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	5	0.06	100	2	24.103214	220.939822
F. Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	5	0.06	100	2	24.103214	220.939822
0.8 F.Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	5	0.06	100	2	24.103214	220.939822
0.6 F.Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	5	0.06	100	2	24.103214	220.939822
0.8 F.Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	5	0.06	100	2	24.103214	220.939822

5 m de profundidad

Caso	Densidad	C	φ	E	V	G	Prof.	Ri	ρ	NR	q'	R. Sobrio
Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	m	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º
Df 50%	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	5	0.06	100	2	37.226023	317.218322
F. Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	5	0.06	60.1	2	37.226023	317.218322
0.8 F.Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	5	0.06	60.1	2	37.226023	317.218322
0.6 F.Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	5	0.06	60.1	2	37.226023	317.218322
0.8 F.Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	5	0.06	60.1	2	37.226023	317.218322

4 m de profundidad

Caso	Densidad	C	φ	E	V	G	Prof.	Ri	ρ	NR	q'	R. Sobrio
Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	m	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º
Df 50%	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	4	0.06	100	2	43.725982	43.725982
F. Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	4	0.06	44.4	2	43.725982	43.725982
0.8 F.Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	4	0.06	44.4	2	43.725982	43.725982
0.6 F.Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	4	0.06	44.4	2	43.725982	43.725982
0.8 F.Hm.	177	0	33	20000	0.3	7992.30789	4	0.06	44.4	2	43.725982	43.725982

Road (grafica)	Part (grafica)	Ir	Ir	Rp	qp	AV
Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º
0.28	79	203.627316	61.853702	0.92	146.26	0.0272713

Road (grafica)	Part (grafica)	Ir	Ir	Rp	qp	AV
Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º
0.28	78	131.233115	57.8025158	0.8	146.26	0.0274738

Road (grafica)	Part (grafica)	Ir	Ir	Rp	qp	AV
Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º
0.28	79	203.627316	61.853702	0.92	146.26	0.0272713

Road (grafica)	Part (grafica)	Ir	Ir	Rp	qp	AV
Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º
0.28	68	227.143818	61.807118	0.93	137.88	0.0252925

Road (grafica)	Part (grafica)	Ir	Ir	Rp	qp	AV
Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º
0.3	64	251.027176	67.3813038	0.95	128.92	0.0253119

Road (grafica)	Part (grafica)	Ir	Ir	Rp	qp	AV
Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º
0.35	60	280.333952	71.0382746	0.97	116.21	0.0225092

Road (grafica)	Part (grafica)	Ir	Ir	Rp	qp	AV
Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º
0.313	64	317.118222	77.3142828	1	105.82	0.0221832

Road (grafica)	Part (grafica)	Ir	Ir	Rp	qp	AV
Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º
0.32	40	380.090238	83.8933317	1.02	96.37	0.0212135

En tema de inyección de in.

Densidad	Vel. de inyección	Area	e inicial	σ inicial	σ final	n max	n min	D%
Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º
0.91	0.143	0.93	0.33554817	0.2973927	0.417	0.298	70.72981	

En tema de inyección de in.

Densidad	Vel. de inyección	Area	e inicial	σ inicial	σ final	n max	n min	D%
Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º
0.18	0.13	0.93	0.33554817	0.2973927	0.417	0.298	70.72981	

En tema de inyección de in.

Densidad	Vel. de inyección	Area	e inicial	σ inicial	σ final	n max	n min	D%
Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º
0.22	0.179	0.93	0.33554817	0.2973927	0.417	0.298	70.72981	

En tema de inyección de in.

Densidad	Vel. de inyección	Area	e inicial	σ inicial	σ final	n max	n min	D%
Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º
0.28	0.19	0.93	0.33554817	0.2973927	0.417	0.298	70.72981	

En tema de inyección de in.

Densidad	Vel. de inyección	Area	e inicial	σ inicial	σ final	n max	n min	D%
Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º	Núm.º
0.34	0.198	0.93	0.33554817	0.29				

3 m de profundidad

Caso	Densidad	C	Δ	E	G	Prof.	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10
	Núm/2	Núm/2	g/cm3	Núm/2	Núm/2	m	m	Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2
0.02.020	177	0	30	20000	0.3	1769.230789	2	0.06	100	2	222464821	426.38243	102028113	133292424	133292424	133292424
F.000	177	0	30	20000	0.3	1769.230789	3	0.06	489	2	272460728	431.561875	139121053	139121053	139121053	139121053
0.02.F000	177	0	30	20000	0.3	1769.230789	3	0.06	490	2	272460728	431.561875	139121053	139121053	139121053	139121053
0.02.F000	177	0	30	20000	0.3	1769.230789	3	0.06	490	2	272460728	431.561875	139121053	139121053	139121053	139121053

2 m de profundidad

Caso	Densidad	C	Δ	E	G	Prof.	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10
	Núm/2	Núm/2	g/cm3	Núm/2	Núm/2	m	m	Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2
0.02.020	177	0	30	20000	0.3	1769.230789	2	0.06	100	2	222464821	426.38243	102028113	133292424	133292424	133292424
F.000	177	0	30	20000	0.3	1769.230789	2	0.06	417	2	222464821	426.38243	102028113	133292424	133292424	133292424
0.02.F000	177	0	30	20000	0.3	1769.230789	2	0.06	398	2	222464821	426.38243	102028113	133292424	133292424	133292424
0.02.F000	177	0	30	20000	0.3	1769.230789	2	0.06	398	2	222464821	426.38243	102028113	133292424	133292424	133292424

Raíz cuadrada	Profundidad	Ir	Ir'	R0	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10
m	Núm/2			Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2
0.30	438	431.561875	31.702429	104	69.98	0.007078151	0.11857193							

Raíz cuadrada	Profundidad	Ir	Ir'	R0	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10
m	Núm/2			Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2	Núm/2
0.34	376	626.38243	103.243898	110	73.47	0.00717228	0.1312154							

En tramo de inyección de 1m.

Densidad del caso	Vel de inyección / caso 1 m	ε inicial	n inicial	n final	n max	n min	D <sub>50</sub>
Núm/2	m						
0.190	0.28	0.305	0.35554811	0.2913853	0.417	0.208	70.90729

En tramo de inyección de 1m.

Densidad del caso	Vel de inyección / caso 1 m	ε inicial	n inicial	n final	n max	n min	D <sub>50</sub>
Núm/2	m						
0.190	0.28	0.305	0.35554811	0.2913853	0.417	0.208	70.90729

**Caso 4**

Estudio de las "Inyecciones de compactación" mediante la teoría de expansión de cavidades con la influencia del nivel freático (4m) y para una Dr de partida del 50%.

**Hoja de cálculo 1.**

**20 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	φ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	20	0,05	100	4	123,559672	95,86510558	0,02744774
P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	20	0,05	1436	4	123,559672	95,86510558	2,46706221
0.9 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	20	0,05	1292,4	4	123,559672	95,86510558	0,25669368
0.95 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	20	0,05	1148,8	4	123,559672	95,86510558	0,19565967

**10 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	φ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	10	0,05	100	4	74,5180672	158,9558161	0,03930197
P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	10	0,05	998	4	74,5180672	158,9558161	1,38191325
0.9 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	10	0,05	898,2	4	74,5180672	158,9558161	0,27875227
0.95 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	10	0,05	798,4	4	74,5180672	158,9558161	0,21316387

**9 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	φ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	9	0,05	100	4	69,6138867	170,1539843	0,041249
P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	9	0,05	950	4	69,6138867	170,1539843	1,35443081
0.9 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	9	0,05	855	4	69,6138867	170,1539843	0,28184326
0.95 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	9	0,05	760	4	69,6138867	170,1539843	0,21563493

**8 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	φ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	8	0,05	100	4	64,7097062	183,0495126	0,0434461
P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	8	0,05	901	4	64,7097062	183,0495126	1,32662114
0.9 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	8	0,05	810,9	4	64,7097062	183,0495126	0,28621394
0.95 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	8	0,05	720,8	4	64,7097062	183,0495126	0,21832294

**7 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	φ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	7	0,05	100	4	59,8055257	198,0599625	0,04594832
P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	7	0,05	891	4	59,8055257	198,0599625	1,35095755
0.9 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	7	0,05	765,9	4	59,8055257	198,0599625	0,2890185
0.95 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	7	0,05	680,8	4	59,8055257	198,0599625	0,22130672

**6 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	Phi grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	6	0,05	100	4	54,9013452	215,7520938	0,04882884
P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	6	0,05	800	4	54,9013452	215,7520938	1,52796934
0.9 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	6	0,05	720	4	54,9013452	215,7520938	0,29347916
0.95 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	6	0,05	640	4	54,9013452	215,7520938	0,22469654

**5 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	Phi grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	5	0,05	100	4	49,9971647	236,915038	0,05218715
P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	5	0,05	746	4	49,9971647	236,915038	1,03351746
0.9 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	5	0,05	671,4	4	49,9971647	236,915038	0,29633696
0.95 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	5	0,05	596,8	4	49,9971647	236,915038	0,22763522

**4 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	Phi grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	4	0,05	100	4	45,0929842	262,6812215	0,05616253
P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	4	0,05	693	4	45,0929842	262,6812215	1,3983025
0.9 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	4	0,05	623,7	4	45,0929842	262,6812215	0,30298951
0.95 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	4	0,05	554,4	4	45,0929842	262,6812215	0,23228562

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	σp kN/m2	up m	ΔV m3
0,25689368	1292,4	95,86510558	38,18228419	0,79	265,03	0,003632321	0,03862329

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	σp kN/m2	up m	ΔV m3
0,278752268	898,2	158,9558161	51,62635619	0,88	177,51	0,002945427	0,057782734

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	σp kN/m2	up m	ΔV m3
0,281843263	855	170,1539843	53,73108629	0,89	168,90	0,002871936	0,060858661

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	σp kN/m2	up m	ΔV m3
0,285213944	810,9	183,0495126	56,07764915	0,9	160,35	0,002797599	0,064318122

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	σp kN/m2	up m	ΔV m3
0,289018502	765,9	198,0599625	58,7291984	0,91	151,93	0,002724437	0,06832063

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	σp kN/m2	up m	ΔV m3
0,293479159	720	215,7520938	61,77356127	0,92	143,71	0,002655281	0,07311119

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	σp kN/m2	up m	ΔV m3
0,296336961	671,4	236,915038	64,96545634	0,94	131,79	0,002498827	0,076677849

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	σp kN/m2	up m	ΔV m3
0,302989505	623,7	262,6812215	69,17900903	0,96	122,63	0,002419059	0,083808051

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,075	0,138	0,505	0,33554817	0,29914871	0,4117	0,2366	70,0149209

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,104	0,163	0,505	0,33554817	0,29923936	0,4117	0,2366	69,9675807

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,108	0,166	0,505	0,33554817	0,29898658	0,4117	0,2366	70,0995616

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,113	0,170	0,505	0,33554817	0,2986236	0,4117	0,2366	70,288913

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,118	0,175	0,505	0,33554817	0,29810416	0,4117	0,2366	70,5595461

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,125	0,180	0,505	0,33554817	0,29736047	0,4117	0,2366	70,9463112

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,129	0,184	0,505	0,33554817	0,29636205	0,4117	0,2366	70,4252337

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,138	0,192	0,505	0,33554817	0,29822962	0,4117	0,2366	70,4942179

**Caso 5**

Estudio de las "Inyecciones de compactación" mediante la teoría de expansión de cavidades con influencia del nivel freático (6m) y para una Dr de partida del 50%.

**Hoja de cálculo 1.**

**20 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	↓ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	20	0,05	100	6	136,298003	86,90574992	0,02560162
P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	20	0,05	1540	6	136,298003	86,90574992	2,11444528
0,9 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	20	0,05	1386	6	136,298003	86,90574992	0,25270453
0,95 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	20	0,05	1232	6	136,298003	86,90574992	0,19236781

**10 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	↓ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	10	0,05	100	6	87,2561983	135,7505875	0,03513564
P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	10	0,05	1118	6	87,2561983	135,7505875	1,289322
0,9 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	10	0,05	1006,2	6	87,2561983	135,7505875	0,27132986
0,95 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	10	0,05	894,4	6	87,2561983	135,7505875	0,2073871

**9 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	↓ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	9	0,05	100	6	82,3520178	143,8347292	0,03660879
P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	9	0,05	1073	6	82,3520178	143,8347292	1,63959808
0,9 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	9	0,05	965,7	6	82,3520178	143,8347292	0,27447016
0,95 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	9	0,05	858,4	6	82,3520178	143,8347292	0,20966061

**8 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	↓ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	8	0,05	100	6	77,4478373	152,9426849	0,03824023
P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	8	0,05	1027	6	77,4478373	152,9426849	3,21444495
0,9 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	8	0,05	924,3	6	77,4478373	152,9426849	0,27770561
0,95 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	8	0,05	821,6	6	77,4478373	152,9426849	0,21204543

**7 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	↓ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	7	0,05	100	6	72,5436568	163,2820938	0,04005872
P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	7	0,05	979	6	72,5436568	163,2820938	1,5012579
0,9 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	7	0,05	881,1	6	72,5436568	163,2820938	0,28016261
0,95 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	7	0,05	783,2	6	72,5436568	163,2820938	0,21421179

**6 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	↓ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	6	0,05	100	6	67,6394763	175,1208143	0,04210071
P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	6	0,05	931	6	67,6394763	175,1208143	1,86129741
0,9 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	6	0,05	837,9	6	67,6394763	175,1208143	0,28376531
0,95 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	6	0,05	744,8	6	67,6394763	175,1208143	0,2169243

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	qp kN/m2	up m	ΔV m3
0,252704527	1386	86,90574992	35,95956946	0,77	287,94	0,003794842	0,03549291

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	qp kN/m2	up m	ΔV m3
0,271329856	1006,2	135,7505875	46,98747781	0,85	201,02	0,003142693	0,050982528

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	qp kN/m2	up m	ΔV m3
0,274470165	965,7	143,8347292	48,69305439	0,86	192,88	0,003089157	0,053692069

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	qp kN/m2	up m	ΔV m3
0,27770561	924,3	152,9426849	50,54852862	0,87	184,65	0,00303111	0,056618263

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	qp kN/m2	up m	ΔV m3
0,280162611	881,1	163,2820938	52,47121855	0,88	175,37	0,00294082	0,059189223

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	qp kN/m2	up m	ΔV m3
0,283765307	837,9	175,1208143	54,71947596	0,89	167,12	0,00287745	0,062705671

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,070	0,134	0,505	0,33554817	0,29882529	0,4117	0,2366	70,1837256

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,094	0,154	0,505	0,33554817	0,29902678	0,4117	0,2366	70,0785815

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,098	0,158	0,505	0,33554817	0,29883686	0,4117	0,2366	70,1776934

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,102	0,162	0,505	0,33554817	0,29859136	0,4117	0,2366	70,3057232

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,106	0,164	0,505	0,33554817	0,2985428	0,4117	0,2366	70,3310394

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,110	0,169	0,505	0,33554817	0,29813213	0,4117	0,2366	70,5449834

**Caso 6**

Estudio de las "Inyecciones de compactación" mediante la teoría de expansión de cavidades con la influencia del nivel freático (8m) y para una Dr de partida del 50%.

**Hoja de cálculo 1.**

**20 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m <sup>2</sup>	C kN/m <sup>2</sup>	φ grados	E kN/m <sup>2</sup>	v	G kN/m <sup>2</sup>	Prof. m	Ri m	P kN/m <sup>2</sup>	NF m	q' kN/m <sup>2</sup>	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	20	0,05	100	8	149,036134	79,47790805	0,02402893
P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	20	0,05	1641	8	149,036134	79,47790805	1,87626622
0.9 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	20	0,05	1476,9	8	149,036134	79,47790805	0,24894943
0.95 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	20	0,05	1312,8	8	149,036134	79,47790805	0,18941655

**10 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m <sup>2</sup>	C kN/m <sup>2</sup>	φ grados	E kN/m <sup>2</sup>	v	G kN/m <sup>2</sup>	Prof. m	Ri m	P kN/m <sup>2</sup>	NF m	q' kN/m <sup>2</sup>	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	10	0,05	100	8	99,9943294	118,457519	0,03189592
P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	10	0,05	1234	8	99,9943294	118,457519	1,5841811
0.9 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	10	0,05	1110,6	8	99,9943294	118,457519	0,28595429
0.95 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	10	0,05	987,2	8	99,9943294	118,457519	0,20286193

**9 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m <sup>2</sup>	C kN/m <sup>2</sup>	φ grados	E kN/m <sup>2</sup>	v	G kN/m <sup>2</sup>	Prof. m	Ri m	P kN/m <sup>2</sup>	NF m	q' kN/m <sup>2</sup>	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	9	0,05	100	8	95,090149	124,5668485	0,03305512
P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	9	0,05	1190	8	95,090149	124,5668485	1,64629172
0.9 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	9	0,05	1071	8	95,090149	124,5668485	0,26800333
0.95 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	9	0,05	952	8	95,090149	124,5668485	0,20455139

**8 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m <sup>2</sup>	C kN/m <sup>2</sup>	φ grados	E kN/m <sup>2</sup>	v	G kN/m <sup>2</sup>	Prof. m	Ri m	P kN/m <sup>2</sup>	NF m	q' kN/m <sup>2</sup>	lr	R (bulbo) m
DR 50%	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	8	0,05	100	8	90,1859685	131,3406108	0,03432139
P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	8	0,05	1146	8	90,1859685	131,3406108	2,78989427
0.9 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	8	0,05	1031,4	8	90,1859685	131,3406108	0,27071414
0.95 P.max	17,7	0	33	20000	0,3	7692,30769	8	0,05	916,8	8	90,1859685	131,3406108	0,20655442

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m <sup>2</sup>	lr	Irr	Rp m	σp kN/m <sup>2</sup>	up m	ΔV m <sup>3</sup>
0,248949428	1476,9	79,47790805	34,037778	0,75	311,77	0,003966733	0,032826632

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m <sup>2</sup>	lr	Irr	Rp m	σp kN/m <sup>2</sup>	up m	ΔV m <sup>3</sup>
0,285954287	1110,6	118,457519	43,38093766	0,82	226,91	0,003382424	0,046156999

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m <sup>2</sup>	lr	Irr	Rp m	σp kN/m <sup>2</sup>	up m	ΔV m <sup>3</sup>
0,268003335	1071	124,5668485	44,69034081	0,83	217,46	0,003300808	0,047961136

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m <sup>2</sup>	lr	Irr	Rp m	σp kN/m <sup>2</sup>	up m	ΔV m <sup>3</sup>
0,270714143	1031,4	131,3406108	46,16629305	0,84	208,85	0,003239561	0,050237653

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m <sup>3</sup>	Vol de inyección / fase 1 m m <sup>3</sup>	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,066	0,130	0,505	0,33554817	0,29823933	0,4117	0,2366	70,489159

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m <sup>3</sup>	Vol de inyección / fase 1 m m <sup>3</sup>	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,087	0,148	0,505	0,33554817	0,29797573	0,4117	0,2366	70,6263933

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m <sup>3</sup>	Vol de inyección / fase 1 m m <sup>3</sup>	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,089	0,150	0,505	0,33554817	0,29818916	0,4117	0,2366	70,5152855

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m <sup>3</sup>	Vol de inyección / fase 1 m m <sup>3</sup>	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,093	0,153	0,505	0,33554817	0,29817492	0,4117	0,2366	70,5227026





**Caso 8**

Estudio de las "Inyecciones de compactación" mediante la teoría de expansión de cavidades con la influencia del nivel freático (4m) y para una Dr de partida del 50%.

**Hoja de cálculo 1.**

**20 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	↓ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	20	0.05	100	4	111.628895	86.01343638	0.02960367
P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	20	0.05	1075	4	111.628895	86.01343638	1.29120069
0.9 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	20	0.05	967.5	4	111.628895	86.01343638	0.23486211
0.95 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	20	0.05	860	4	111.628895	86.01343638	0.17908561

**10 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	↓ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	10	0.05	100	4	68.9472588	139.2598494	0.04225722
P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	10	0.05	756	4	68.9472588	139.2598494	2.57866727
0.9 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	10	0.05	680.4	4	68.9472588	139.2598494	0.25498774
0.95 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	10	0.05	604.8	4	68.9472588	139.2598494	0.19474443

**9 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	↓ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	9	0.05	100	4	64.6790952	148.4495856	0.04425713
P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	9	0.05	721	4	64.6790952	148.4495856	1.55310701
0.9 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	9	0.05	648.9	4	64.6790952	148.4495856	0.25740681
0.95 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	9	0.05	576.8	4	64.6790952	148.4495856	0.1967646

**8 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	↓ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	8	0.05	100	4	60.4109316	158.9378716	0.04654241
P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	8	0.05	685	4	60.4109316	158.9378716	1.16333747
0.9 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	8	0.05	616.5	4	60.4109316	158.9378716	0.25956678
0.95 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	8	0.05	548	4	60.4109316	158.9378716	0.19877264

**7 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	↓ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	7	0.05	100	4	56.1427679	171.0208677	0.04912743
P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	7	0.05	649	4	56.1427679	171.0208677	1.29889932
0.9 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	7	0.05	584.1	4	56.1427679	171.0208677	0.26748053
0.95 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	7	0.05	519.2	4	56.1427679	171.0208677	0.20130716

**6 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	↓ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	6	0.05	100	4	51.8746043	185.0922049	0.0520793
P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	6	0.05	613	4	51.8746043	185.0922049	3.16247074
0.9 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	6	0.05	551.7	4	51.8746043	185.0922049	0.26748053
0.95 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	6	0.05	490.4	4	51.8746043	185.0922049	0.20451094

**5 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	↓ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	5	0.05	100	4	47.6064406	201.6866784	0.05548752
P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	5	0.05	575	4	47.6064406	201.6866784	1.56904692
0.9 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	5	0.05	517.5	4	47.6064406	201.6866784	0.27091911
0.95 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	5	0.05	460	4	47.6064406	201.6866784	0.20737359

**4 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	↓ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	4	0.05	100	4	43.338277	221.5497604	0.05947439
P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	4	0.05	536	4	43.338277	221.5497604	1.22948287
0.9 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	4	0.05	482.4	4	43.338277	221.5497604	0.2746301
0.95 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	4	0.05	428.8	4	43.338277	221.5497604	0.21050866

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	op kN/m2	up m	ΔV m3
0.234862106	967.5	86.01343638	30.94684033	0.75	199.51	0.002856245	0.030464005

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	op kN/m2	up m	ΔV m3
0.254997744	680.4	139.2598494	41.20845401	0.82	138.98	0.002488655	0.044484216

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	op kN/m2	up m	ΔV m3
0.257406809	648.9	148.4495856	42.73632142	0.83	132.06	0.0024235	0.046478992

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	op kN/m2	up m	ΔV m3
0.259568781	616.5	158.9378716	44.37426795	0.84	124.85	0.002345665	0.048438697

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	op kN/m2	up m	ΔV m3
0.262618985	584.1	171.0208677	46.30309005	0.85	118.39	0.002292727	0.051154658

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	op kN/m2	up m	ΔV m3
0.267480927	551.7	185.0922049	48.60598814	0.87	110.96	0.002227605	0.054826647

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	op kN/m2	up m	ΔV m3
0.270919098	517.5	201.6866784	51.00830062	0.88	104.27	0.002160922	0.058060152

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	op kN/m2	up m	ΔV m3
0.274630098	482.4	221.5497604	53.74584484	0.89	97.51	0.002089094	0.061703253

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,065	0,116	0,505	0,33554817	0,29884779	0,4117	0,2366	70,1719886

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,087	0,136	0,505	0,33554817	0,29778153	0,4117	0,2366	70,7274363

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,090	0,139	0,505	0,33554817	0,29785326	0,4117	0,2366	70,6901221

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,093	0,141	0,505	0,33554817	0,29796595	0,4117	0,2366	70,6314875

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,097	0,145	0,505	0,33554817	0,2977168	0,4117	0,2366	70,7610979

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,102	0,150	0,505	0,33554817	0,29839281	0,4117	0,2366	70,4092055

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,107	0,154	0,505	0,33554817	0,29801019	0,4117	0,2366	70,6084595

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,112	0,158	0,505	0,33554817	0,29750556	0,4117	0,2366	70,8709189

**Caso 9**

Estudio de las "Inyecciones de compactación" mediante la teoría de expansión de cavidades con la influencia del nivel freático (6m) y para una Dr de partida del 50%.

**Hoja de cálculo 1.**

**20 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	↓ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	20	0.05	100	6	124.761706	76.95939044	0.02727581
P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	20	0.05	1166	6	124.761706	76.95939044	1.04909989
0.9 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	20	0.05	1048.5	6	124.761706	76.95939044	0.23017471
0.95 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	20	0.05	932	6	124.761706	76.95939044	0.17553879

**10 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	↓ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	10	0.05	100	6	82.08007	116.9782735	0.03712883
P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	10	0.05	859	6	82.08007	116.9782735	1.68463426
0.9 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	10	0.05	773.1	6	82.08007	116.9782735	0.24747335
0.95 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	10	0.05	687.2	6	82.08007	116.9782735	0.18891564

**9 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	↓ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	9	0.05	100	6	77.8119064	123.3948032	0.03861904
P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	9	0.05	826	6	77.8119064	123.3948032	1.66048482
0.9 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	9	0.05	743.4	6	77.8119064	123.3948032	0.24967095
0.95 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	9	0.05	660.8	6	77.8119064	123.3948032	0.19065054

**8 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	↓ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	8	0.05	100	6	73.5437428	130.5561088	0.04025862
P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	8	0.05	792	6	73.5437428	130.5561088	1.20440505
0.9 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	8	0.05	712.8	6	73.5437428	130.5561088	0.25151501
0.95 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	8	0.05	633.6	6	73.5437428	130.5561088	0.19230407

**7 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	↓ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	7	0.05	100	6	69.2755791	138.5998501	0.04207261
P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	7	0.05	798	6	69.2755791	138.5998501	1.23637744
0.9 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	7	0.05	682.2	6	69.2755791	138.5998501	0.25408405
0.95 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	7	0.05	606.4	6	69.2755791	138.5998501	0.19430689

**6 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m2	C kN/m2	↓ grados	E kN/m2	v	G kN/m2	Prof. m	Ri m	P kN/m2	NF m	q' kN/m2	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	6	0.05	100	6	65.0074155	147.6998402	0.0440922
P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	6	0.05	724	6	65.0074155	147.6998402	2.94107996
0.9 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	6	0.05	651.6	6	65.0074155	147.6998402	0.25754909
0.95 P.max	16.5	0	31	15000	0.3	5769.23077	6	0.05	579.2	6	65.0074155	147.6998402	0.19673441

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	op kN/m2	up m	ΔV m3
0.230174713	1048.5	76.95939044	28.91221957	0.70645541	228.20	0.003166422	0.027696024

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	op kN/m2	up m	ΔV m3
0.247473347	773.1	116.9782735	37.18024235	0.8	156.79	0.002590111	0.038834653

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	op kN/m2	up m	ΔV m3
0.249670953	743.4	123.3948032	38.36571749	0.81	150.04	0.002535163	0.040433476

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	op kN/m2	up m	ΔV m3
0.251515007	712.8	130.5561088	39.60245074	0.82	142.91	0.002464646	0.041933454

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	op kN/m2	up m	ΔV m3
0.254084047	682.2	138.5998501	41.01719837	0.83	136.41	0.002414479	0.043877757

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m2	lr	Irr	Rp m	op kN/m2	up m	ΔV m3
0.257549087	651.6	147.6998402	42.65050975	0.84	130.57	0.002386347	0.046414983

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,060	0,111	0,505	0,33554817	0,29481146	0,4117	0,2366	72,2657781

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,078	0,128	0,505	0,33554817	0,29896331	0,4117	0,2366	70,1117063

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,081	0,131	0,505	0,33554817	0,29917356	0,4117	0,2366	70,0019458

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,083	0,132	0,505	0,33554817	0,29945413	0,4117	0,2366	69,8553719

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,086	0,135	0,505	0,33554817	0,29949752	0,4117	0,2366	69,8326924

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m3	Vol de inyección / fase 1 m m3	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,090	0,139	0,505	0,33554817	0,29925368	0,4117	0,2366	69,9601003

**Caso 10**

Estudio de las "Inyecciones de compactación" mediante la teoría de expansión de cavidades con la influencia del nivel freático (8m) y para una Dr de partida del 50%.

**Hoja de cálculo 1.**

**20 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m <sup>2</sup>	C kN/m <sup>2</sup>	↓ grados	E kN/m <sup>2</sup>	v	G kN/m <sup>2</sup>	Prof. m	Ri m	P kN/m <sup>2</sup>	NF m	q' kN/m <sup>2</sup>	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	20	0,05	100	8	137,894518	69,62992469	0,02533832
P.max	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	20	0,05	1254	8	137,894518	69,62992469	1,84155915
0.9 P.max	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	20	0,05	1128,6	8	137,894518	69,62992469	0,22711718
0.95 P.max	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	20	0,05	1003,2	8	137,894518	69,62992469	0,1728303

**10 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m <sup>2</sup>	C kN/m <sup>2</sup>	↓ grados	E kN/m <sup>2</sup>	v	G kN/m <sup>2</sup>	Prof. m	Ri m	P kN/m <sup>2</sup>	NF m	q' kN/m <sup>2</sup>	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	10	0,05	100	8	95,2128813	100,8433392	0,03328306
P.max	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	10	0,05	957	8	95,2128813	100,8433392	1,18397821
0.9 P.max	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	10	0,05	861,3	8	95,2128813	100,8433392	0,24097247
0.95 P.max	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	10	0,05	765,6	8	95,2128813	100,8433392	0,18397826

**9 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m <sup>2</sup>	C kN/m <sup>2</sup>	↓ grados	E kN/m <sup>2</sup>	v	G kN/m <sup>2</sup>	Prof. m	Ri m	P kN/m <sup>2</sup>	NF m	q' kN/m <sup>2</sup>	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	9	0,05	100	8	90,9447176	105,5760591	0,03442673
P.max	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	9	0,05	926	8	90,9447176	105,5760591	1,71280395
0.9 P.max	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	9	0,05	833,4	8	90,9447176	105,5760591	0,24329899
0.95 P.max	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	9	0,05	740,8	8	90,9447176	105,5760591	0,18562264

**8 m de profundidad**

Caso	Densidad kN/m <sup>2</sup>	C kN/m <sup>2</sup>	↓ grados	E kN/m <sup>2</sup>	v	G kN/m <sup>2</sup>	Prof. m	Ri m	P kN/m <sup>2</sup>	NF m	q' kN/m <sup>2</sup>	lr	R (bulbo) m
DR 40%	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	8	0,05	100	8	86,676554	110,7748802	0,03566773
P.max	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	8	0,05	894	8	86,676554	110,7748802	1,72483971
0.9 P.max	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	8	0,05	804,6	8	86,676554	110,7748802	0,24525789
0.95 P.max	16,5	0	31	15000	0,3	5769,23077	8	0,05	715,2	8	86,676554	110,7748802	0,18716362

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m <sup>2</sup>	lr	Irr	Rp m	op kN/m <sup>2</sup>	up m	ΔV m <sup>3</sup>
0,227117182	1128,6	69,62992469	27,27238937	0,683635155	252,22	0,00338668	0,025713517

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m <sup>2</sup>	lr	Irr	Rp m	op kN/m <sup>2</sup>	up m	ΔV m <sup>3</sup>
0,24097247	861,3	100,8433392	34,01082763	0,780740117	174,15	0,002670576	0,034441038

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m <sup>2</sup>	lr	Irr	Rp m	op kN/m <sup>2</sup>	up m	ΔV m <sup>3</sup>
0,243298989	833,4	105,5760591	34,99532557	0,78	170,94	0,002703987	0,035903621

Ruit (gráfica) m	Pult (gráfica) kN/m <sup>2</sup>	lr	Irr	Rp m	op kN/m <sup>2</sup>	up m	ΔV m <sup>3</sup>
0,245257895	804,6	110,7748802	36,00559534	0,79	163,98	0,002646394	0,037257841

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m <sup>3</sup>	Vol de inyección / fase 1 m m <sup>3</sup>	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,057	0,108	0,505	0,33554817	0,29325028	0,4117	0,2366	73,0692076

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m <sup>3</sup>	Vol de inyección / fase 1 m m <sup>3</sup>	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,071	0,122	0,505	0,33554817	0,29969978	0,4117	0,2366	69,7269429

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m <sup>3</sup>	Vol de inyección / fase 1 m m <sup>3</sup>	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,074	0,124	0,505	0,33554817	0,29842932	0,4117	0,2366	70,3901808

**En tramos de inyección de 1m.**

Disminución vol / fase 1m m <sup>3</sup>	Vol de inyección / fase 1 m m <sup>3</sup>	e inicial	n inicial	n final	n max	n min	Dr%
0,076	0,126	0,505	0,33554817	0,29876969	0,4117	0,2366	70,2127277