Universidad de Valparaíso
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

Diseño de un Muro Pantalla Construido con Jet Grouting en Arenas de Viña del Mar

Por

Jorge A. Arriagada Triana

Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en Ciencias de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil

Profesor Guía: Dr. Ing. René Espinoza Guillén

Abril, 2020.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mi madre Miriam y mi padre Jorge en todo su gran apoyo. Ante la adversidad y la enfermedad, me han enseñado que con la familia unida todo es posible, y en los mejores momentos mantener los pies sobre la tierra. Este trabajo es un pequeño agradecimiento, nada sería posible sin ustedes.

A mi esposa Sara por su compañía y apoyo a lo largo de este proceso.

Al personal y académicos de la escuela de Ingeniería Civil por la enseñanza académica y humana, en especial a Don René Espinoza por sus palabras de apoyo y enseñanza de vida.

El agradecimiento es mucho más que unas palabras, a todas aquellas personas y amigos que han dejado su huella en este camino, gracias por todo.

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS **2**

ÍNDICE GENERAL **3**

ÍNDICE DE FIGURAS **6**

ÍNDICE DE TABLAS **9**

GLOSARIO **10**

LISTA DE SÍMBOLOS **11**

1 Introducción **12**

1.1 Aspectos Generales 12

1.2 Aplicaciones 14

1.3 Motivación 15

1.4 Objetivo general 16

1.5 Objetivos específicos 16

1.6 Alcances 16

1.7 Metodología de trabajo 17

2 Jet Grouting, Tecnología y Estado del arte **18**

2.1 Desarrollo histórico 18

2.2 La tecnología del Jet Grouting 20

2.2.1 Objetivos de la inyección 21

2.2.2 Ventajas del Jet Grouting 22

2.3 Rango de aplicación 22

2.4 El sistema de inyección Jet-1 o fluido simple 23

2.5 El fluido de inyección o la lechada 23

2.6 El monitor 24

2.7 La tobera 25

2.8 El retorno 26

2.9 Planificación y procedimiento de ejecución del Jet Grouting 27

2.9.1 Formas constructivas 29

2.9.2 Superposición de columnas 30

2.10 La planta de lechada para el Jet Grouting 31

2.11 Ejemplos de casos históricos en Chile 32

2.11.1 Caso 1 – Campo de prueba de Jet Grouting en la grava de Santiago, Pilotes Terratest 32

2.11.2 Caso 2 – Pantalla impermeabilización de Jet Grouting, proyecto TADA, Codelco Andina, Pilotes Terratest 32

3 Filosofía y principios de diseño **34**

3.1 Parámetros de diseño y control 34

3.2 Propiedades de elementos de JG 36
3.2.1 La resistencia alcanzada 36
3.2.2 La permeabilidad. 38
3.3 Campos de prueba 38
3.3.1 Control de calidad 39
3.3.2 Problemas en la ejecución 39
4 Diseño del muro pantalla con pilotes de Jet Grouting 40
4.1 Marco teórico 40
4.2 Empujes laterales 41
4.2.1 Empuje lateral en reposo 41
4.2.2 Empujes laterales estáticos según Rankine 42
4.2.3 Empujes laterales sísmicos según Mononobe-Okabe 42
4.3 Análisis de estabilidad 42
4.3.1 Estabilidad al Volcamiento – FSv 43
4.3.2 Estabilidad al deslizamiento – FSd 43
4.4 El modelamiento con elementos finitos en ROCSCIENCE RS2 44
4.4.1 Introducción 44
4.4.2 Construcción del modelo 44
4.4.3 Geometría 44
4.4.4 Propiedades de los materiales 44
Modelo constitutivo Mohr-Coulomb 44
4.4.5 Cargas y Campo de esfuerzos 46
4.4.6 Mallado y condiciones de borde 46
4.4.7 Cálculos 46
4.4.8 Interpretación 46
4.5 Caso de estudio 47
4.6 Parámetros y diseño de la pantalla de JG 47
4.7 Parámetros del suelo de viña del mar 48
4.7.1 Nivel freático 49
4.7.2 Condiciones de sismo 49
4.8 Estudio numérico MATHWORKS MATLAB 50
4.8.1 Estabilidad al volcamiento 50
4.8.2 Estabilidad al deslizamiento 51
4.9 Estudio numérico – ROCSCIENCE RS2 53
4.9.1 Modelo inicial en RS2 53
4.9.2 Interpretación en RS2 54
4.9.3 Excavación: 56

4.9.4 Base de la excavación 59
4.9.4.1 Esfuerzos verticales en la base de la excavación 59
4.9.4.2 Esfuerzos desviadores en la base de la excavación 60
4.9.4.3 Deformación vertical en el centro de la excavación 61
5 Conclusiones 62
5.1 Conclusiones 62
5.1.1 Métodos convencionales 62
5.1.2 Métodos numéricos 62
5.1.3 Conclusiones especiales 64
5.2 Recomendaciones 64
6 Bibliografía 65
7 ANEXO A 67
7.1 Código MATLAB para la verificación al volcamiento. 67
7.1.1 FSv - Reposo 67
7.1.2 FSv - Rankine 68
7.1.3 FSv – M-O 68
7.1.4 FSv – NCh 433 69
7.2 Código MATLAB para la verificación al deslizamiento. 70
7.2.1 FSd - Reposo 70
7.2.2 FSd – Rankine 71
7.2.3 FSd – M-O 71
7.2.4 FSd – NCh 433 72

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1 Método de Jet Grouting y secuencia constructiva. (1) Perforación, (2) inyección, y (3) ejecución del pilote. Fuente [2]. 12

Figura 1-2 Inyección de Jet Grouting al lado de un camino. Fuente [3]. 13

Figura 1-3 Prueba campo para el control de diámetro. Fuente [3]. 13

Figura 1-4 Aplicaciones del Jet Grouting como panel con tapón de fondo y pantalla de pilotes. Fuente [3]. 14

Figura 1-5 Pantalla de pilotes de Jet Grouting. Elaboración propia. 15

Figura 2-1 Esquema de los monitores (a) Jet-1, (b) Jet-2 y (c) Jet-3. Modificado de [1]. 19

Figura 2-2 Sistemas de Jet Grouting: (a) Jet-1, (b) Jet-2 y (c) Jet-3. Fuente [1]. 20

Figura 2-3 Inyección del Jet Grouting. Fuente [6]. 21

Figura 2-4 Rango de aplicación del Jet Grouting desde gravas hasta arcillas según el tamaño de las partículas. Fuente Keller [3]. 22

Figura 2-5 (a) Esquema de inyección Jet-1. (b) Fotografía del monitor usado para el Jet Grouting. Fuente [5]. 23

Figura 2-6 Resistencia a la compresión según tipo de suelo y volumen de cemento. Fuente [5]. 24

Figura 2-7 Esquema de movimientos del monitor. Fuente [9]. 25

Figura 2-8 Diseño de una tobera de Jet Grouting. Fuente [9]. 25

Figura 2-9 Flujo radial y retorno de la inyección del Jet Grouting. Fuente [1] 26

Figura 2-10 Retorno de la mezcla en la inyección del Jet Grouting. Fuente [1]. 26

Figura 2-11 Esquema del procedimiento de ejecución: (a) perforación, (b) inyección y rotación, y (c) ejecución del grupo de pilotes. Fuente [6]. 28

Figura 2-12 Métodos de inyección: (a) discontinuo (1, sube; 2, inyecta); (b) continuo (en un recorrido espiral). Adaptado de [1]. 29

Figura 2-13 Formas constructivas del Jet Grouting. Modificado de [3]. 29

Figura 2-14 Secuencia de inyección en fresco–fresco (a) y fresco–duro (b) para un muro pantalla de Jet Grouting. (Los elementos P y S son las columnas primarias y secundarios en la fase constructiva). Fuente [1]. 30

Figura 2-15 Secuencia tipo para un grupo de pilotes superpuestos con el método fresco-duro. (P, S y T, respectivamente, para las columnas primarias, secundarias y terciarias. Fuente [1]. 31

Figura 2-16 Planta típica de Jet Grouting para el método Jet-1. (1. cemento; 2. mezcladora y tanque de almacenamiento; 3. bomba de alta presión; y 4. equipo de perforación.). Fuente [1]. 31

Figura 2-17 Campo de prueba de Jet Grouting en la grava de Santiago, Pilotes Terratest. Fuente [12]. 32

Figura 2-18 Campo de prueba de Jet Grouting en la grava de Santiago, Pilotes Terratest. Fuente [13]. 33

Figura 3-1 Resistencia a compresión simple según tipo de suelo. Fuente [3]. 37

Figura 3-2 Valores medios de resistencia y módulo de elasticidad para varios tipos de suelo. “Aplicaciones del Jet Grouting en la mejora de suelos”. RODIO Cimentaciones Especiales, S.A. Modificado de [9]. 37

Figura 3-3 Resistencias y diámetros según el tipo de suelo y la velocidad de ascenso según Covil y Skinner [15]. Modificado de [9]. 38

Figura 3-4 Inspección de columnas de Jet Grouting traslapadas en suelos granulares. Fuente [3].39

Figura 4-1 Presión lateral de tierra sobre un muro de contención. Das [16]. 40

Figura 4-2 Variación de la presión de lateral de tierra según la profundidad del muro. Das [16]. 41

Figura 4-3 Presión en reposo de tierra. Das [16]. 41

Figura 4-4 Fallas de un muro de retención: a) por volcamiento; b) por deslizamiento; c) por capacidad de carga; d) por falla cortante por asentamiento profundo de un suelo débil. Das [16]. 43

Figura 4-5 Ejemplo de una excavación por partes en RS2. Modificado de [18]. 44

Figura 4-6 Comparación del modelo teórico de M-C (a) en un ensayo triaxial y (b) el resultado de laboratorio en un ensayo triaxial hecho con una arena inicialmente densa. Basado en Vermeer [20]. 45

Figura 4-7 Comparación del modelo teórico de M-C (a) en un ensayo triaxial y (b) el resultado de laboratorio en un ensayo triaxial hecho con una arena inicialmente densa. Modificado de Kuncar, 2017 [21] 45

Figura 4-8 Ejemplo del mallado y condiciones de borde en RS2. Modificado de [18]. 46

Figura 4-9 Desplazamientos totales del túnel y la excavación. Modificado de [18]. 47

Figura 4-10 Mapa estratigráfico del sector Plan en Viña del Mar, realizado el 2017 por Toledo [25]. 48

Figura 4-11 - Relación del FS al volcamiento para un rango de ángulos de fricción. Empuje en reposo. 50

Figura 4-12 - Relación del FS al volcamiento para un rango de ángulos de fricción. Empuje según Rankine. 50

Figura 4-13 - Relación del FS al volcamiento para un rango de ángulos de fricción. Empuje según Mononobe-Okabe. 50

Figura 4-14 - Relación del FS al volcamiento para un rango de ángulos de fricción. Empuje según norma NCh 433. 50

Figura 4-15 - Relación del FS al deslizamiento para un rango de ángulos de fricción. Empuje en reposo. 51

Figura 4-16 - Relación del FS al deslizamiento para un rango de ángulos de fricción. Empuje según Rankine. 51

Figura 4-17 - Relación del FS al deslizamiento para un rango de ángulos de fricción. Empuje según Mononobe-Okabe. 52

Figura 4-18 - Relación del FS al deslizamiento para un rango de ángulos de fricción. Empuje según norma NCh 433. 52

Figura 4-19 – Etapa 1 de construcción. Terreno en estado natural. 53

Figura 4-20 - Perforación y construcción de la pantalla de Jet Grouting: 53

Figura 4-21 – Etapa 3 de construcción. Estado final del modelo con la excavación del terreno y carga distribuida. 54

Figura 4-22 - Estado de esfuerzos después de la perforación e inyección. 54

Figura 4-23 - Desplazamientos totales después de la excavación. 55

Figura 4-24 - Esfuerzos verticales después de la excavación. 56

Figura 4-25 - Esfuerzos horizontales después de la excavación. 57

Figura 4-26 - Esfuerzos horizontales sobre el muro [Ton/m2]. 57

Figura 4-27 - Desplazamientos horizontales después de la excavación: (Factor de amplificación 10). 58

Figura 4-28 - Desplazamientos horizontales a lo largo del muro 59

Figura 4-29- Esfuerzos verticales en el fondo de la excavación. 60

Figura 4-30 - Esfuerzos desviadores en el fondo de la excavación. 60

Figura 4-31 - Deformación vertical en el centro de la excavación. 61

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Desarrollo histórico del Jet Grouting en varios países. Adaptación de [5]. 18
Tabla 2.2 Objetivo de la inyección del Jet Grouting para excavaciones. Fuente [1]. 21
Tabla 2.3 Etapas de un proyecto de Jet Grouting. 27
Tabla 2.4 Métodos de inyección del Jet Grouting. Modificado de [9]. 28
Tabla 2.5 Comentarios sobre la secuencia constructiva fresco–fresco y fresco-duro. 30
Tabla 3.1 Parámetros operacionales recomendados para JG1 o Jet-1. Modificado de [6]. 35
Tabla 3.2 Resistencia a compresión simple (Bielza Feliú, A. 1999) 36
Tabla 3.3 Parámetros resistentes de acuerdo con la norma japonesa. 36
Tabla 3.4 Factor adimensional alfa (AETESS 2002) 36
Tabla 3.5 Tabla de diámetros, tensiones y permeabilidad. Fuente [3]. 38
Tabla 4.1 Parámetros operacionales del JET-1 según EN12761. 47
Tabla 4.2 Parámetros de los pilotes de Jet Grouting con JET-1 48
Tabla 4.3 Estratificación del suelo de Viña del Mar. Adaptación Macilla [26]. 49
Tabla 4.4 Estratificación del suelo característico de Viña del Mar. Adaptación Macilla [26]. 49
Tabla 4.5 - Cada análisis se hace con los siguientes parámetros: 50
Tabla 4.6 – Verificación de la estabilidad al volcamiento para cada pilote 51
Tabla 4.7 – Verificación de la estabilidad al deslizamiento para cada pilote 52

GLOSARIO

JG	Jet Grouting.
Jet	Chorro o inyección de alta presión.
Inyección	Tratamiento aplicado al subsuelo para mejorar sus propiedades
Grout	Mezcla o lechada.
Solcreto	Es un tipo de suelo con resistencia de hormigón.
CCP	Chemical Chourning Pile o Pilote de solcreto con epoxi

LISTA DE SÍMBOLOS

A/C	Relación agua/cemento para lechada.
Qj	Caudal de lechada
Cc	Peso de cemento por unidad de volumen de lechada
Gc	Peso específico del cemento
γ_w	Peso específico del agua
∏c	Consumo de cemento
Va	Velocidad de ascenso o retiro del monitor
ω	Velocidad de rotación del monitor
Np	Número de pasadas
Ω	Superficie específica de inyección
P	Presión de inyección [N/m^2].
Q	Caudal de inyección [m^3/s].
ϕ	Ángulo de fricción del suelo
γ_s	Densidad del suelo
γ_{JG}	Densidad de la lechada
σ_h	Presión horizontal total del suelo
σ_h	Presión horizontal del suelo por la acción del sismo, según NCh 3206
A_o	Aceleración horizontal de acuerdo a normativa NCh 433
H	Altura del muro
r	Radio del pilote
D	Diámetro del pilote
E_s	Módulo de elasticidad del suelo
E_{JG}	Módulo de elasticidad del Jet Grouting

CAPÍTULO I

1 Introducción

1.1 Aspectos Generales

Considerando el incremento de la densidad urbana y las necesidades de poder desarrollar obras en zonas especiales que necesiten estacionamientos o bodegas en espacios subterráneos, es imprescindible que la Ingeniería Geotécnica proponga soluciones a los problemas de excavación actuales y a las exigencias de los modelos urbanísticos del futuro. Ante esto, de acuerdo al emplazamiento del proyecto, la excavación se enfrentará a diferentes problemas dependiendo del tipo de suelo, de la ubicación del nivel freático y de la frecuencia de los eventos sísmicos. Una posible solución para las excavaciones en materiales no cohesivos para la construcción en zonas densamente edificadas, son los métodos de mejoramiento de suelos y otro las estructuras de contención convencionales.

El Jet Grouting es una técnica de mejoramiento de las propiedades físicas y mecánicas del terreno mediante una inyección de lechada a alta presión (40 [MPa]) para romper la estructura natural del suelo [1]. Esta inyección desplaza las partículas del suelo mezclándola con una lecha de cemento, dando lugar, a la creación in-situ de un cuerpo sólido llamado solcreto.

La tecnología del Jet Grouting es uno de los métodos de mejoramiento de suelos más versátiles en la actualidad ya que proporciona soluciones a diversos problemas geotécnicos (Croce [1]). Con esta tecnología se pueden construir diferentes tipos de elementos como paneles, columnas completas o elementos especiales con las especificaciones de tamaño, forma, resistencia y estanqueidad. El diámetro de las columnas puede variar desde 0.6 hasta 3 [m], dependiendo del tipo de suelo y del sistema de inyección utilizado. Las profundidades alcanzadas por los elementos pueden alcanzar desde 2 hasta 40 [m]. Una característica que muestra la versatilidad del método es su aplicación en un amplio rango de suelos, desde arcillas hasta gravas. En suelos granulares, por sus características, es posible crear elementos de mayor diámetro que en suelos cohesivos.

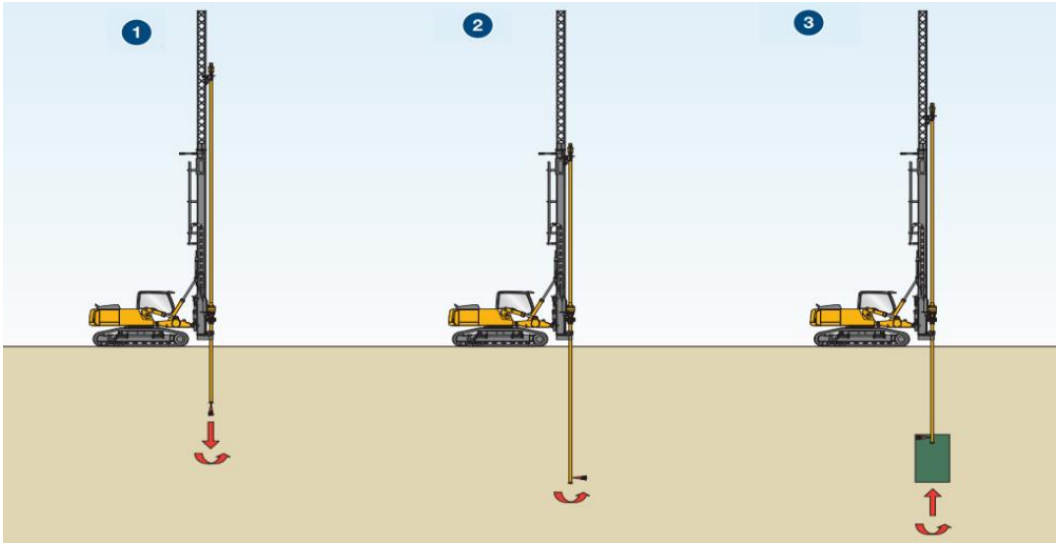


Figura 1-1 Método de Jet Grouting y secuencia constructiva. (1) Perforación, (2) inyección, y (3) ejecución del pilote. Fuente [2].

Para el diseño de un proyecto, se debe considerar si se trata de un proyecto de soporte (entibación) o de un proyecto de impermeabilización (cortina). En el presente estudio solo se considera el uso del Jet Grouting como soporte de excavaciones de profundidad reducida (5 [m]).

Figura 1-2 Inyección de Jet Grouting al lado de un camino. Fuente [3].

La experiencia internacional recomienda contar con un Campo de Prueba en el sitio del proyecto para verificar las dimensiones transversales y las propiedades físicas y mecánicas del solcreto obtenido en el lugar.

Figura 1-3 Prueba campo para el control de diámetro. Fuente [3].

1.2 Aplicaciones

El Jet Grouting (JG) puede utilizarse en una gran variedad de proyectos de la Ingeniería Civil. Algunos de estos proyectos son los siguientes: en excavaciones se pueden usar como muros de contención para sostener estructuras vecinas, en el soporte de excavaciones en túneles (paragua de Jet Grouting), para mejorar la capacidad de soporte del suelo de fundación, para la estabilización de taludes, para la construcción de pantallas de impermeabilización (presas o para tapones de fondo), y en aplicaciones ambientales (vertederos y rellenos sanitarios).

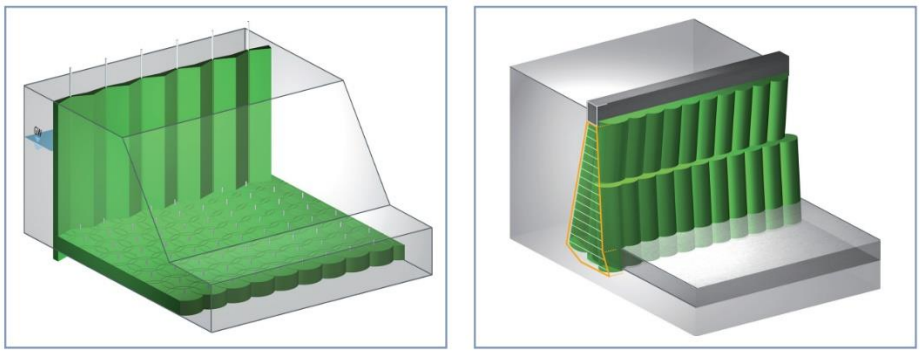


Figura 1-4 Aplicaciones del Jet Grouting como panel con tapón de fondo y pantalla de pilotes. Fuente [3].

1.3 Motivación

El presente trabajo se centra en el estudio de una pantalla de pilotes construidos con la técnica de Jet Grouting como entibación para excavaciones poco profundas en arenas. La motivación es presentar esta técnica en el contexto local ya que puede ser útil como alternativa de otros sistemas de contención como tablestacas, pilotes de hormigón armado, Muro Berlinés, etc. Por esto, se quiere investigar esta tecnología como solución para utilizar mejor los espacios subterráneos en zonas de gran densidad.

En la zona de estudio particular de la ciudad Viña del Mar no se considera la influencia del nivel freático. Si se considera la posibilidad de una solicitación sísmica.

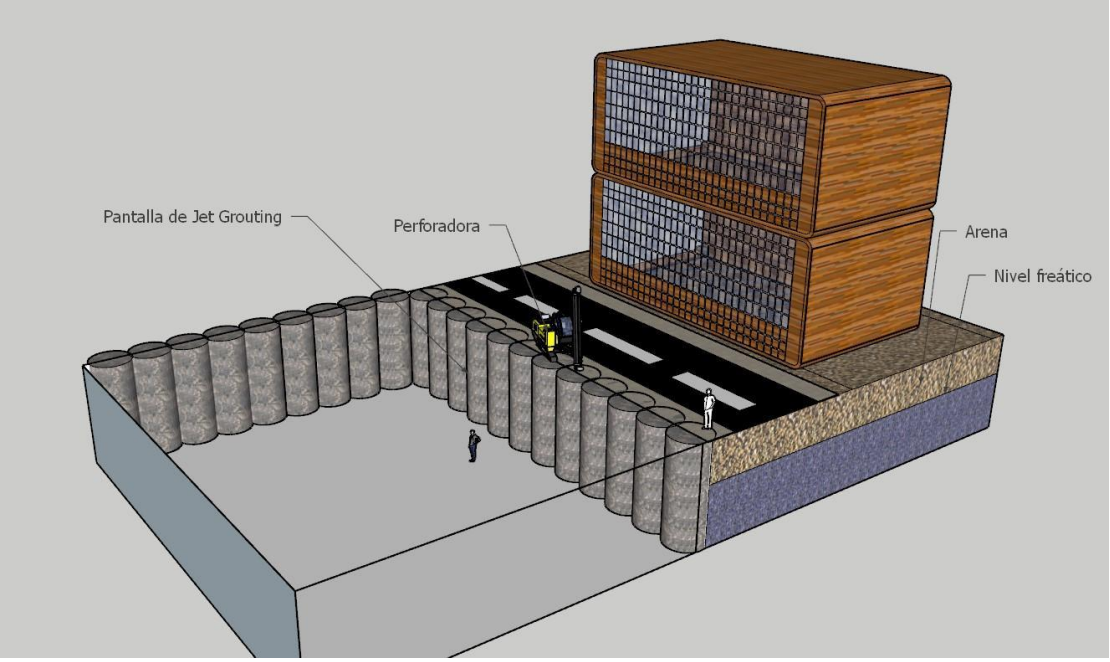


Figura 1-5 Pantalla de pilotes de Jet Grouting. Elaboración propia.

1.4 Objetivo general

El objetivo principal de este trabajo está en presentar el método del Jet Grouting en el contexto nacional como alternativa de sostenimiento para construir muros pantalla. Se analiza el comportamiento mecánico de la pantalla con métodos analíticos y elementos finitos ante la posibilidad de una solicitación sísmica en las arenas de Viña del Mar.

1.5 Objetivos específicos

- Diseñar una pantalla de pilotes con Jet Grouting considerando la interacción suelo-estructura para para un terreno ubicado en Viña del Mar, Región de Valparaíso, Chile.
- Análisis con las siguientes condiciones: suelos arenosos, sin presencia de un nivel freático y posibilidad de actividad sísmica.
- Análisis del comportamiento de la pantalla mediante métodos analíticos tradicionales y métodos numéricos (elementos finitos).
- Interpretación de los resultados obtenidos en el análisis para comparar los métodos convencionales y numéricos.

1.6 Alcances

Los alcances de este trabajo son los siguientes:

I. Análisis y diseño de un muro pantalla con pilotes de Jet Grouting de 5 [m].

II. Determinación del tipo de suelo a ser soportado en base a la interpretación de los resultados de un estudio de mecánica de suelos (Arenas).

III. Como la napa freática se presenta a mayor profundidad que la excavación no se considera en el análisis.

IV. Análisis de la influencia de las solicitaciones sísmicas considerando NCh 433.

V. Simulación del proceso de construcción y de la influencia de la excavación.

VI. Conclusiones y recomendaciones.

1.7 Metodología de trabajo

La metodología del presente trabajo es la siguiente:

Capítulo II — Jet Grouting, Tecnología y Estado del arte

Se presenta la técnica y se realiza una reseña histórica de su evolución. Se describen los procedimientos, sistemas, equipos para la inyección y procedimientos de control. Además, se presentan dos ejemplos de casos históricos.

Capítulo III —Filosofía y principios de diseño

Este capítulo se presentan las consideraciones básicas y filosofías de diseño de los pilotes de Jet Grouting. Se presenta el sistema Jet-1 con sus parámetros de diseño y control. Propiedades de los elementos, composición de la lechada, resistencia y permeabilidad. La aplicación del tratamiento en arenas. Inspección y control de calidad para el tipo de obra antes mencionada.

Capítulo IV — Diseño del muro pantalla con pilotes de Jet Grouting

Se presenta el marco teórico del diseño de muros pantalla de pilotes. Se determinan las presiones laterales a través de métodos analíticos (Rankine, Mononobe-Okabe), se utiliza como ley constitutiva el criterio de falla de Mohr-Coulomb.

Con métodos numéricos se realiza la simulación en 2D por medio de elementos finitos con MATHWORKS MATLAB y RS2 de ROCSCIENCE.

El diseño se basa en las normas chilenas NCh 3206, NCh 433 y referencias internacionales como el Jet Grouting Guide Specification, ASCE G-I y la Norma Europea BS-EN 12716:2001.

Se presenta una propuesta de diseño para un muro pantalla construido con pilotes de Jet Grouting para una excavación de 5 [m], considerando los parámetros geotécnicos de las arenas de Viña del Mar. En este diseño no se considera el nivel freático ya que la napa en Viña es más profunda que la excavación. Se considera la posibilidad de un sismo. Se presentan los resultados.

Capítulo V — Conclusiones y recomendaciones

Se presentan los resultados y conclusiones del trabajo. Se sugieren líneas de investigación para futuros trabajos.

CAPÍTULO II

2 Jet Grouting, Tecnología y Estado del arte

2.1 Desarrollo histórico

El uso de las inyecciones como método de mejoramiento de suelos se originó en Japón (Nakanishi 1974). Esto inspiró a un grupo de investigadores japoneses a implementar el desarrollo de las inyecciones como técnica de mejoramiento de suelos. La idea era inyectar una lechada en las perforaciones para erosionar los estratos y crear un nuevo cuerpo compuesto por suelo y lechada que, actualmente, se denomina solcreto.

El primer método patentado se conoció como Chemical Churning Pile o CCP (Nakanishi 1974). Posteriormente se desarrolló el Jumbo Special Pile o JSP (Xanthakos et al. 1994), método en el cual se incorpora aire en la inyección para aumentar la capacidad de erosión del chorro de lechada.

Otro grupo de investigadores desarrolla un sistema diferente conocido como el "Jet Grout" (Yahiro y Yoshida 1973 [4]) en el cual diseñan un tratamiento erosionando el suelo con chorros de agua y aire a alta velocidad y van rellenando la perforación con una lechada de cemento desde una boquilla ubicada en la parte inferior de la barra de perforación. Inicialmente la boquilla de inyección no rota y solo se crea paneles verticales.

A principio de los setenta algunas empresas europeas se interesan por el método de CCP (Konoike Co., Ltda.) y el Jet Grout como solución de mejoramiento de las propiedades mecánicas de los suelos. Estas empresas participaron en una competencia de métodos de estabilización para la Torre de Pisa [1]. Otras empresas italianas establecen negociaciones con sus pares japoneses y así se introduce el método en Europa.

Posteriormente, la empresa japonesa Kajima desarrolla un método denominado Column Jet Grout en el cual se levanta la barra de perforación que va girando simultáneamente mientras se inyecta la lechada por dos boquillas colocadas diametralmente opuestas. Una ubicada en la parte inferior dispara agua con aire y la otra ubicada en la parte superior dispara la lechada (Yahiro et al. 1975).

El uso del Jet Grouting se vuelve muy popular desde la década de los ochenta en Italia (Garassino 1983), en Alemania (Bell 1983) y en el Reino Unido (Coomber y Wright 1984). En sus inicios se concebía solo como método de mejoramiento de las propiedades del suelo en fundaciones de grandes estructuras. Con el paso del tiempo se comienza a usar en Europa como una herramienta geotécnica confiable en proyectos de fundaciones, excavaciones, túneles y barreras de impermeabilización.

Tabla 2.1 Desarrollo histórico del Jet Grouting en varios países. Adaptación de [5].

Desarrollo histórico del Jet Grouting		
Japón (Xanthakos et al., 1994)	América	Europa
1965 – Investigaciones fundamentales	E.E.U.U. – Patente original de Jet Grouting 1970 (Brill et al., 2003).	Italia (Garassino 1983)
[1970-1975] CCP	Venezuela (Perri 1988)	Alemania (Bell 1983)

1975 – JSP	Brasil (Gutteri et al., 1988)	Reino Unido (Coomber y Wright 1984)
1980 – Columna de Jet Grouting	Chile (Pilotes Terratest S.A. 2011)	

El método ingresa al mercado norteamericano al principio de los ochenta (Xanthakos et al. 1994). A pesar de tener un comienzo lento debido al desconocimiento local de la tecnología, comenzó una etapa de validación por parte de la industria ya que proveía soluciones prácticas y económicamente viables. Desde la década de los ochenta la tecnología se implementa en Venezuela (Perri 1988, Arriagada 2001) y Brasil (Gutteri et al. 1988).

Hoy en día, varias empresas han desarrollado distintas técnicas para hacer Jet Grouting. La mayoría de estos métodos alternativos son patentados o conocidos por sus nombres comerciales, e.g. Soilcrete® de Keller Company (Alemania) o TREVIJET de Trevi SPA (Italia). Estas empresas han utilizado el Jet Grouting y sus variaciones en el sostenimiento de excavaciones, barreras impermeabilizantes, tapones de fondo ambiental para prevenir el ingreso de contaminantes ala napa freática o a los suelos, mitigación de la erosión en las fundaciones de puentes, estabilidad de taludes y en el socalzado de fundaciones existentes de estructuras comerciales e industriales.

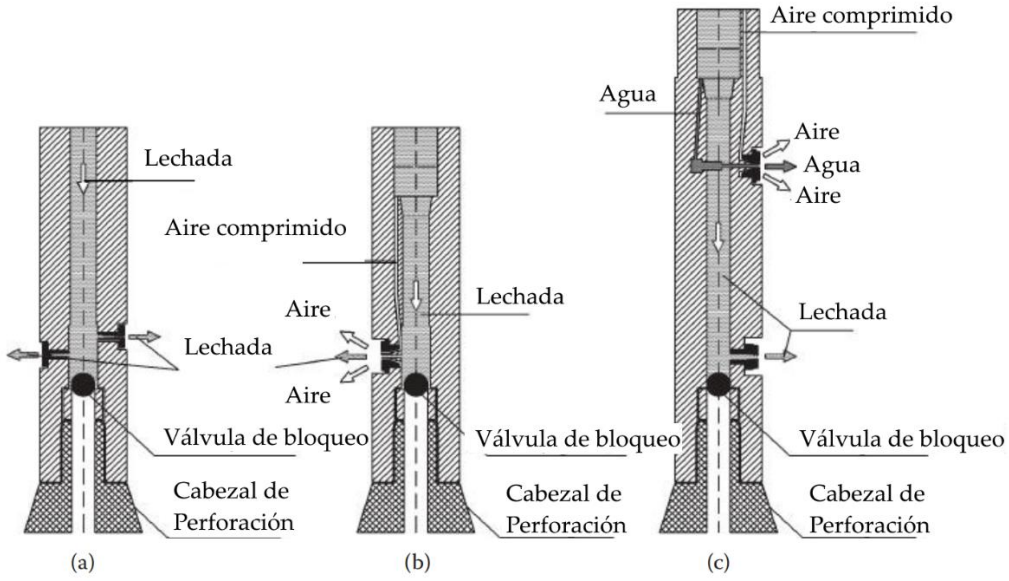


Figura 2-1 Esquema de los monitores (a) Jet-1, (b) Jet-2 y (c) Jet-3. Modificado de [1].

En la actualidad hay tres sistemas básicos de Jet Grouting: el Jet-1 o mono fluido el cual inyecta una lechada de agua cemento para cortar y formar el elemento, el Jet-2 (doble fluido) inyecta aire o agua a alta presión desde una tobera superior para cortar el suelo e inyecta la lechada de agua cemento desde una tobera inferior, y el Jet-3 similar al Jet-2 pero en este caso la tobera superior inyecta una mezcla de agua y aire para mejorar la erosión del suelo. El esquema del monitor o sección que inyecta la lechada en cada caso en particular se puede ver en la Figura 2-1.

2.2 La tecnología del Jet Grouting

El Jet Grouting es una tecnología de inyección radial de lechada (agua-cemento) expulsada por una tobera a alta velocidad. El chorro disparado erosiona el terreno que se mezcla parcialmente con la lechada creando un nuevo elemento llamado “solcreto”. El término viene las palabras “soil” y “concrete”, es decir, es un tipo de suelo con ciertas características del hormigón. El nuevo volumen tratado tiene, generalmente una forma aproximadamente cilíndrica, por eso es llamada “columna de Jet Grouting”.

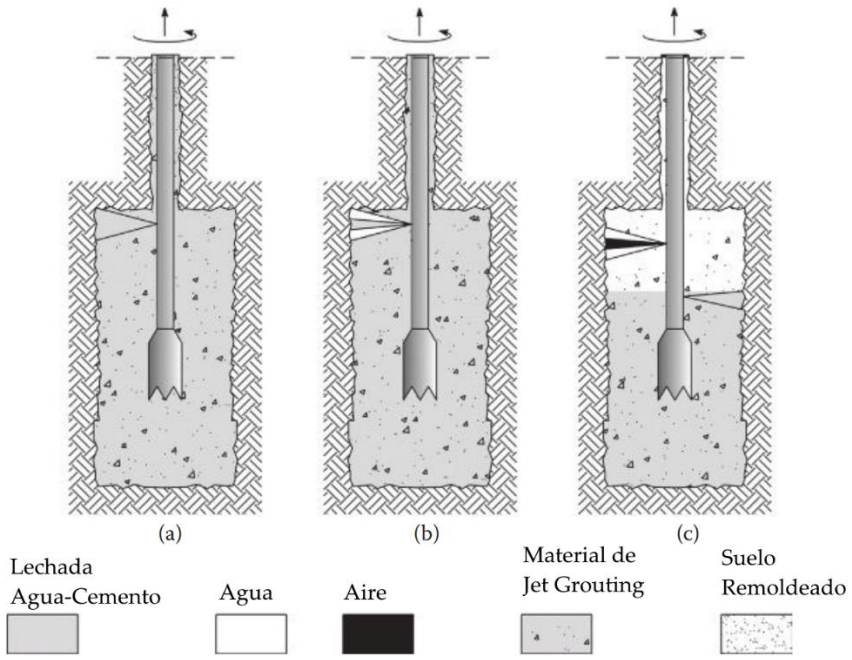


Figura 2-2 Sistemas de Jet Grouting: (a) Jet-1, (b) Jet-2 y (c) Jet-3. Fuente [1].

La ejecución se realiza de la siguiente manera: se perfora hasta la profundidad deseada y se inyecta el fluido, luego se va retirando la barra de perforación hacia la superficie creando así el elemento diseñado. En la mayoría de los casos el chorro se dispara ortogonalmente al eje de la perforación, induciendo un fenómeno mecánico complejo de disgregación de las partículas y remoldeo del suelo.

El fluido es inyectado desde una boquilla de pequeño diámetro ubicada en la parte inferior de la tubería de perforación. La distancia de suelo erosionado que alcanza el chorro depende del tipo de suelo tratado, del tipo de chorro utilizado y del proceso de inyección elegido.

Los factores que influyen en el diámetro de la columna de Jet Grouting son los siguientes: la capacidad de erosión de la inyección, el alcance que tenga el chorro dentro del suelo y las propiedades geotécnicas del material a ser mejorado.

La plasticidad y la consistencia del suelo tienen también una gran influencia en los diámetros de las columnas en suelos cohesivos, mientras que, en suelo granulares la granulometría del suelo es la variable que más influye en los resultados.

Figura 2-3 Inyección del Jet Grouting. Fuente [6].

El uso del Jet Grouting como método de mejoramiento de suelos de fundación lleva a una reducción notable de las vibraciones que se producen al utilizar otros medios de mejoramiento como es el uso de densificación profunda, compactación dinámica, columnas de grava e hinca de pilotes o tablestacas mediante martinetes vibratorios. La ejecución de esos métodos produce grandes vibraciones en el suelo, por esto el método del Jet Grouting aparece como una alternativa optima a considerar si se desea disminuir las molestias causadas por las vibraciones.

La versatilidad de la tecnología del Jet Grouting ha hecho que grandes empresas de Ingeniería de Fundaciones se animen a invertir en equipos y profesionales con mayor conocimiento en el diseño y la construcción de estos elementos [1].

Se mencionan dos publicaciones realizadas en Chile: la primera es del uso del Jet Grouting en entibaciones mixtas en rellenos antrópicos como los encontrados en la ciudad de Santiago (Boldrini y Ayarza 2014), y el segundo es sobre el control de parámetros de ejecución en campos de prueba (Ayarza y Vukotiç 2014).

2.2.1 Objetivos de la inyección

El uso de la tecnología del Jet Grouting para excavaciones tienen los siguientes objetivos principales:

Tabla 2.2 Objetivo de la inyección del Jet Grouting para excavaciones. Fuente [1].

	Resistencia	Permeabilidad
Objetivo	Aumentar la resistencia al corte del suelo	Disminuir la permeabilidad

Recomendaciones	Usar una mezcla con relación A/C entre 0.6 y 1	Añadir bentonita a la mezcla o lechada

2.2.2 Ventajas del Jet Grouting

La empresa Keller Gmbh de Alemania compra la patente en 1979 y desde esa fecha ha seguido desarrollado la técnica bajo el sello comercial Soilcrete®. A continuación, se presentan las ventajas de la tecnología propuesta por Keller Gmbh [3].

- Se puede utilizar en una gran variedad de suelos como gravas, arenas, limos y arcillas.
- Lo versátil de la técnica permite la construcción de elementos en espacios limitados como sótanos y alrededor de obstáculos.
- Se puede tratar o inyectar en capas de suelo específicas o por estratos sin la necesidad de tratar los suelos superiores o inferiores.
- El equipo puede ser montado dentro de contenedores y ser usado de manera modular reduciendo los costes y tiempos de logística.

2.3 Rango de aplicación

El rango de aplicación de la tecnología depende de la capacidad que tiene el chorro de modificar la posición inicial de las partículas del suelo. El rango de aplicación se muestra en la Figura 2-4.

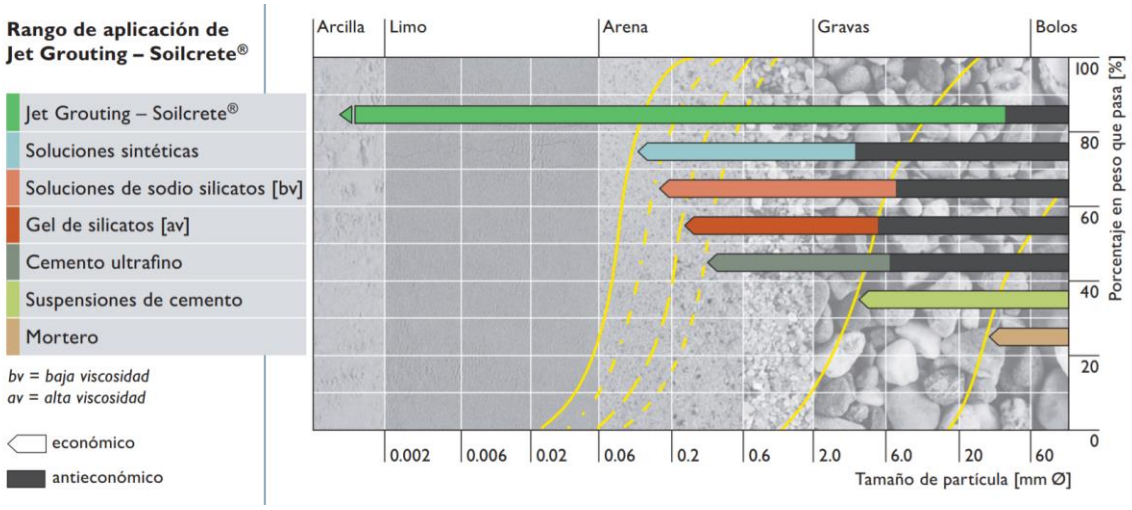


Figura 2-4 Rango de aplicación del Jet Grouting desde gravas hasta arcillas según el tamaño de las partículas. Fuente Keller [3].

Keller menciona el rango de aplicación del Jet Grouting desde gravas gruesas (< 60 [mm]) hasta arcillas. En la Figura 2-4 se puede apreciar la ventaja de esta técnica en comparación con otras soluciones del mercado.

2.4 El sistema de inyección Jet-1 o fluido simple

En la tecnología del Jet Grouting existen tres sistemas básicos de inyección. Estos se diferencian por la cantidad de toberas, su ubicación y los tipos de fluido o aditivo de inyección. En este trabajo se presenta el método Jet-1 o Jet Grouting de fluido simple [3].

El procedimiento de ejecución se inicia con una perforación en el terreno hasta la profundidad requerida. Luego, se inicia la inyección de la lechada la cual da forma al nuevo cuerpo de suelo tratado. Esto se hace con un desplazamiento vertical y rotación del monitor (en retirada). La lechada de cemento inyectada se mezcla con el suelo al chocar con el terreno, el cual es desplazado parcialmente hacia el exterior por el espacio anular entre el varillaje y la perforación. Una parte de la mezcla de lechada con el suelo sube a la superficie, la cual es llamado caudal de retorno. La barra de perforación se extrae a una velocidad de ascenso (Va) y de rotación (ω) determinadas en el campo de prueba.

El sistema de inyección simple o Jet-1 funciona con una lechada simple de agua y cemento. El chorro se dispara a alta velocidad ($v \geq 100\ [m/s]$) erosionando y mezclando a la vez el suelo. Tiene un rango de aplicación para crear elementos de 0,45 a 0,90 [m] de diámetro. La técnica puede alcanzar hasta 40 metros de profundidad.

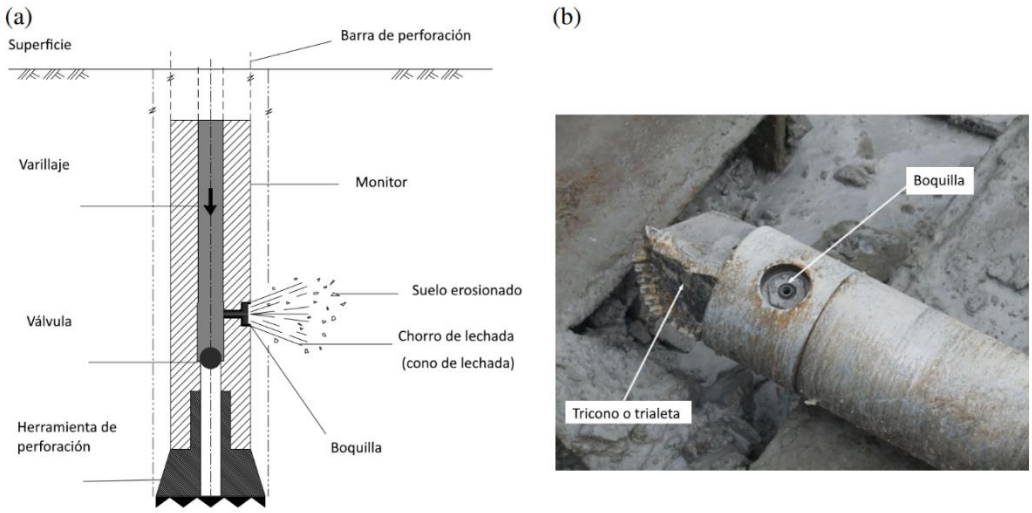


Figura 2-5 (a) Esquema de inyección Jet-1. (b) Fotografía del monitor usado para el Jet Grouting. Fuente [5].

2.5 El fluido de inyección o la lechada

Las lechadas de cemento están generalmente dosificadas con una relación en peso agua/cemento (A/C) entre 0,5 y 1,5 [7]. La lechada se inyecta en el terreno con el fin de mejorar sus propiedades físicas y mecánicas. La resistencia de la columna de solcreto va a depender de las partículas del suelo (el grado de mezcla y/o sustitución) y de la relación agua cemento de la lechada [8].

La relación agua cemente (A/C) se define como “k”. La concentración de cemento se denomina Cc (peso de cemento por unidad de volumen de lechada) y densidad de lechada γj. Gc es el peso específico relativo del cemento a utilizar y γw es el peso específico del agua.

$$Cc = \frac{Gc * \gamma w}{1 + k * Gc} \quad 2.1$$

$$\gamma j = Cc(1 + k) \quad 2.2$$

El consumo de cemento Πc [kg/ml] es el siguiente:

$$\Pi c = Cc * \Omega j = Cc * Q/Va \quad 2.3$$

Las curvas de la Figura 2.6 **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**muestran la relación de la resistencia a compresión del elemento de solcreto según el tipo de suelo y la cantidad de cemento en peso.

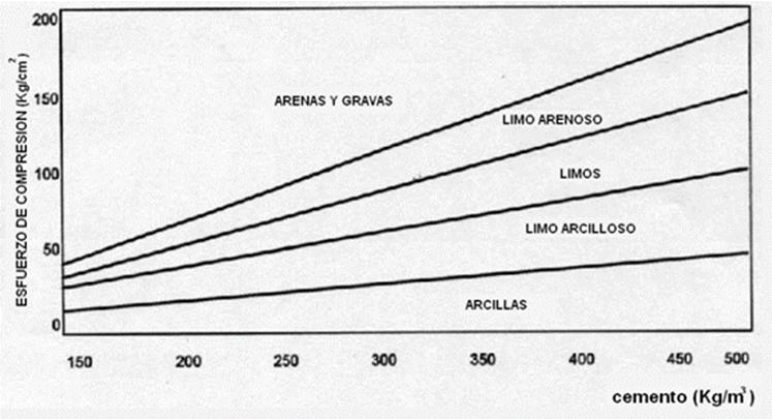


Figura 2-6 Resistencia a la compresión según tipo de suelo y volumen de cemento. Fuente [5].

2.6 El monitor

El monitor se ubica en la parte inferior de la barra de perforación, antes de la corona o trepano. En el monitor se encuentra la tobera y la salida del chorro.

En el sistema Jet-1 o de mono fluido solo se tiene una tobera. La energía de erosión estará determinada por la velocidad y la presión del chorro. El diámetro de la tobera define la velocidad de salida de la lechada.

Al alcanzar la profundidad deseada del pilote en la perforación inicial se procede a realizar la inyección. El monitor inyecta la lechada y se retira con una velocidad de ascenso igual a $V_a = {}^{z_o}/_{t_o}$ y una velocidad de rotación ω.

Los movimientos del monitor van a controlar lo siguiente:

- La erosión del jet o la capacidad de romper el suelo a cierta profundidad y erosionar el mismo punto o por el paso de la hélice ${}^{V_a}/_{w}$.
- El consumo o el volumen de lechada inyectada por metro lineal de columna $\Omega_j = {}^{Q_j}/_{V_a}$.

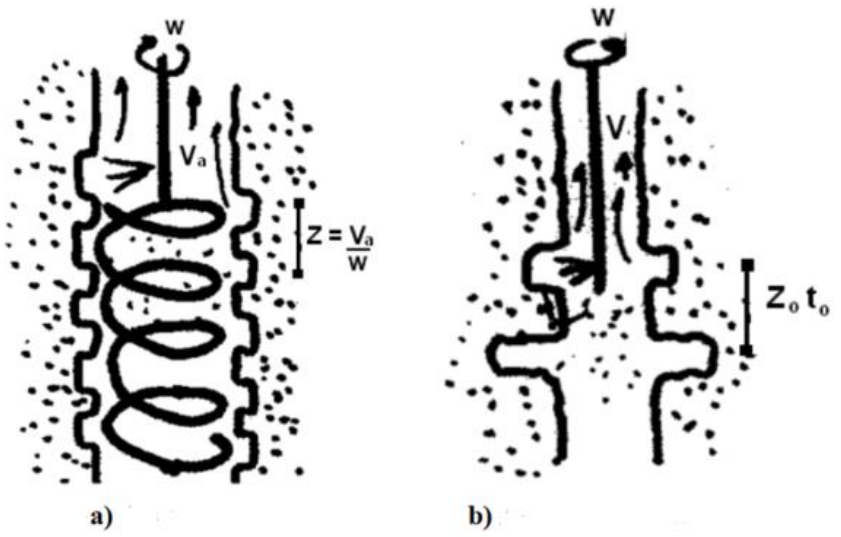


Figura 2-7 Esquema de movimientos del monitor. Fuente [9].

La velocidad de rotación ω del monitor está en el rango de 6 a 10 [rpm] y la velocidad de ascenso promedio Va está en el rango de 1,25 a 6,25 [mm/s] según Lunardi [10].

2.7 La tobera

El fluido de inyección o lechada es suministrado a la tobera por una tubería dentro del monitor. El diámetro de la tobera condiciona la concentración del chorro y su velocidad controlando la efectividad método.

Shibazaki [11] establece un diseño óptimo de la tobera para un máximo alcance de la inyección. El diámetro de salida de la tobera debe ser $D_o = 2.4\ [mm]$, la boquilla debe tener una longitud de 3 a 4 veces D_o y un ángulo de transición $\theta = 0.25\ [rad]$ o de reducción (Ver Figura 2-8)

La capacidad de corte del chorro depende del diámetro de la tobera de salida D_o y de la velocidad media de salida. Para la misma presión, la velocidad será inversamente proporcional al diámetro de la tobera de salida al cuadrado. Lo ideal es disminuir en lo posible el diámetro de salida considerando las pérdidas y la posible obstrucción.

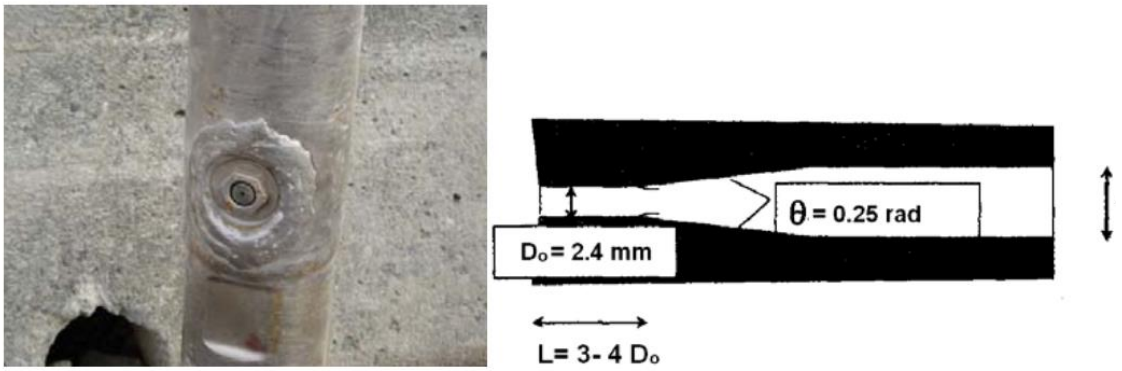


Figura 2-8 Diseño de una tobera de Jet Grouting. Fuente [9].

2.8 El retorno

El retorno también es un indicador del fenómeno de interacción entre la lechada y el suelo. Según Kaushinger et al. 1992, el retorno puede ser desde el 40% a 60% del caudal inyectado. Parte de la lechada inyectada y del suelo removido subirá a la superficie durante el tratamiento. Es aceptable un retorno moderado a la superficie ya que es un indicador que no hay fuga de la lechada.

Un retorno con una densidad similar a la lechada inyectada puede indicar que el chorro tiene una capacidad de erosión baja; al contrario, si hay una erosión considerable, la densidad del retorno será un valor entre la densidad de la lechada y la del suelo. Se ha observado que en suelos arenosos, la densidad del retorno disminuye con la profundidad [1].

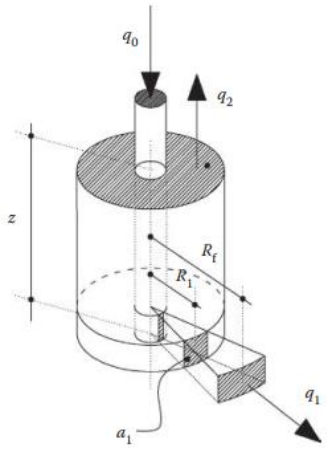


Figura 2-9 Flujo radial y retorno de la inyección del Jet Grouting. Fuente [1]

Figura 2-10 Retorno de la mezcla en la inyección del Jet Grouting. Fuente [1].

2.9 Planificación y procedimiento de ejecución del Jet Grouting

La planificación de un proyecto de Jet Grouting consta de tres etapas generales. Una primera etapa de reconocimiento del problema, el tipo de suelo y los resultados esperados. Una segunda etapa de diseño de la lechada, el tipo de inyección, parámetros de ejecución y construcción de la estructura de contención. La última o tercera etapa es de evaluación y control, con monitoreo de parámetros en la ejecución, con campos de prueba y reporte final del tratamiento.

Tabla 2.3 Etapas de un proyecto de Jet Grouting.

Etapa	Trabajos
Reconocimiento	Conocer las solicitaciones de diseño, el arreglo geométrico de las columnas, la disposición en el espacio y el lugar de trabajo.
	Conocer las solicitaciones de diseño, el arreglo geométrico de las columnas, la disposición en el espacio y el lugar de trabajo.
	Estudio de geotecnia para conocer las propiedades del suelo.
Diseño y Construcción	Estimar las propiedades de la inyección para dar forma a geometría de la solución.
	Elección del tipo de Jet Grouting y Definición de parámetros de ejecución.
	Construcción del elemento de Solcreto.
Control	Realizar campos de prueba.
	Control de parámetros de ejecución.
	Control de resultados.

El diseño y ejecución se realiza considerando una combinación de la máquina de perforación y la lechada. Usualmente la ejecución de la perforación e inyección son mediante la misma máquina, la que regula la rotación y traslación de la varilla y el monitor.

La ejecución del Jet Grouting consta de una etapa de perforación, la cual tiene el fin de penetrar el suelo hasta la profundidad o zona de interés. Una segunda etapa es la inyección de la lechada de cemento para mejorar las propiedades mecánicas y físicas (o permeabilidad) del estrato.

A continuación, se detallan las fases del proceso constructivo (Ver Figura 2-11):

1. **Perforación:** Se realiza con una máquina de perforación a rotación o roto percusión con tricono. Cuando se alcanza la profundidad deseada comienza la inyección de la lechada.

2. **Inyección:** Aquí se inyecta la lechada a alta presión por las toberas. El corte y disgregación del suelo es debido a la alta energía cinética de la inyección. Cuando la lechada se mezcla con el suelo se crea la nueva estructura con nuevas propiedades físicas y mecánicas. Las presiones de inyección son superiores a los 20 (MPa).

3. **Elevación y rotación:** Luego de la primera inyección, se retira la barra la cual también va rotando a una velocidad definida. De esta manera se va formando el elemento de solcreto.

4. **Terminación y repetición del proceso:** Al llegar a la superficie con la columna formada se repite el proceso con otras columnas hasta ejecutar el total de las columnas. Estas se pueden hacer juntas o con una separación.

La perforación en arenas se realiza con un tricono, el cual es de un diámetro mayor a la barra de perforación para permitir el retorno de la mezcla con remoción de suelo a la superficie ayudando a estabilizar las paredes de la perforación. Los diámetros de perforación generalmente están entre los 120 y 150 [mm], pudiendo alcanzar hasta los 300 [mm]. El diámetro del varillaje está entre 60 y 114 [mm] usando bits o triconos de 90 a 150 [mm]. Las velocidades de rotación y de retirada de la tubería son controladas por sensores de la máquina de control, las velocidades están en el rango de 20 a 70 [cm/min].

La lechada se hace en una planta que suministran el fluido a una máquina de perforación con una barra la cual hace la inyección llamada “monitor”.

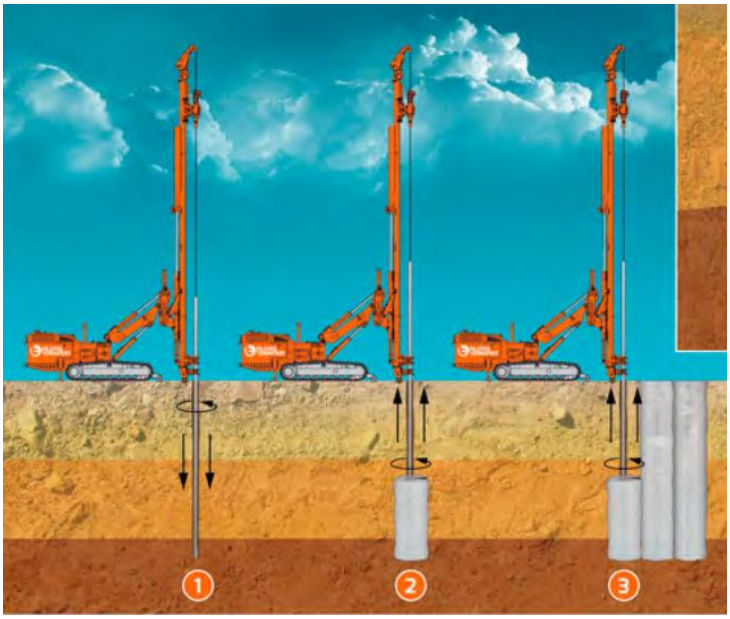


Figura 2-11 Esquema del procedimiento de ejecución: (a) perforación, (b) inyección y rotación, y (c) ejecución del grupo de pilotes. Fuente [6].

Ayarza y Vukotic [7] usan una relación agua/cemento de lechada con una dosificación 1:1 en un campo de pruebas hecho en Constitución para mitigar los efectos de licuación en arenas sueltas. En este ensayo usan una lechada con una densidad de 1,49 [Ton/m^3].

La inyección se puede desarrollar con el método continuo o discontinuo como se muestra en la Figura 2-12

Tabla 2.4 Métodos de inyección del Jet Grouting. Modificado de [9].

Método continuo	Método discontinuo
El chorro gira continuamente de manera helicoidal sin pasar otra vez por el mismo punto.	El monitor rota a una velocidad ω durante un tiempo t_o mientras dispara la lechada.
El paso de la hélice es $z_h = \frac{V_a}{\omega_a \cdot N_t}$.	Luego se levanta una distancia fija z_o o escalón. El número de pasadas se define como $N_p = \omega_a \cdot Nt \cdot t_o$.

La velocidad de rotación ω del monitor está en el rango de 6 a 10 [rpm].

La velocidad de ascenso promedio V_a está en el rango de 1,25 a 6,25 [mm/s].

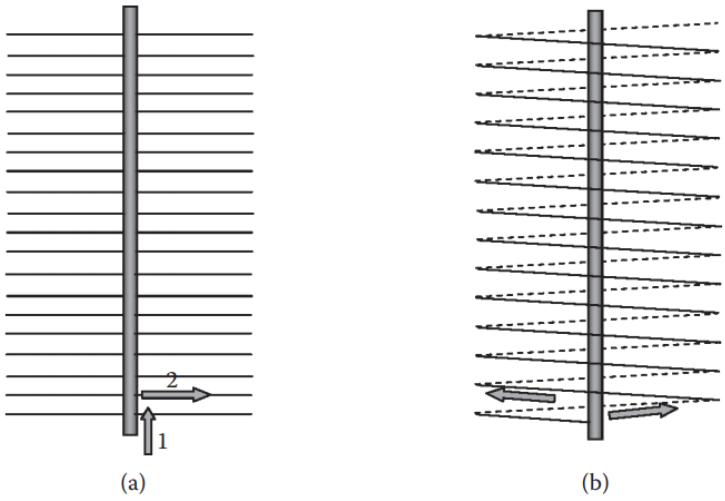


Figura 2-12 Métodos de inyección: (a) discontinuo (1, sube; 2, inyecta); (b) continuo (en un recorrido espiral). Adaptado de [1].

Modoni [1] menciona que el método de inyección intermitente es el más usado ya que logra una inyección más efectiva pues permite más de una pasada o giro de la tobera por vuelta. Generalmente la velocidad de rotación se mantiene constante independiente del método de inyección que se utilice.

2.9.1 Formas constructivas

Las columnas de Jet Grouting se construyen de abajo hacia arriba. Al llegar a la profundidad deseada de perforación se procede a inyectar la lechada creando así los pilotes. En este caso cada pilote se crea girando en 360° el monitor e inyectado radialmente.

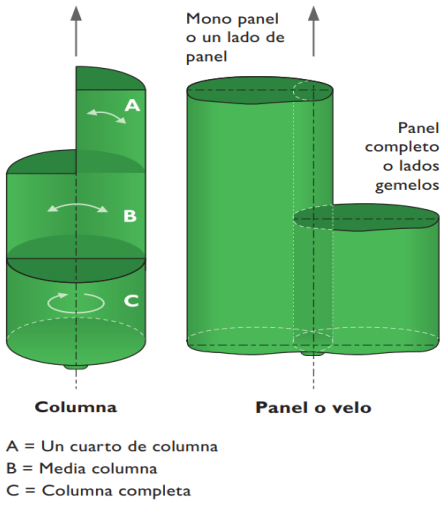


Figura 2-13 Formas constructivas del Jet Grouting. Modificado de [3].

2.9.2 Superposición de columnas

La tecnología del Jet Grouting ha tenido un gran desarrollo tanto en la investigación de los materiales utilizados como en las técnicas y máquinas de perforación. La versatilidad de sus aplicaciones se basa en la creación de elementos de variadas formas mediante la superposición o arreglo de columnas individuales de solcreto. Para lograr esto, se puede hacer una serie de inyecciones ordenadas en un determinado tipo de secuencia: continua ("fresco–fresco") o de manera intercalada ("fresco-duro").

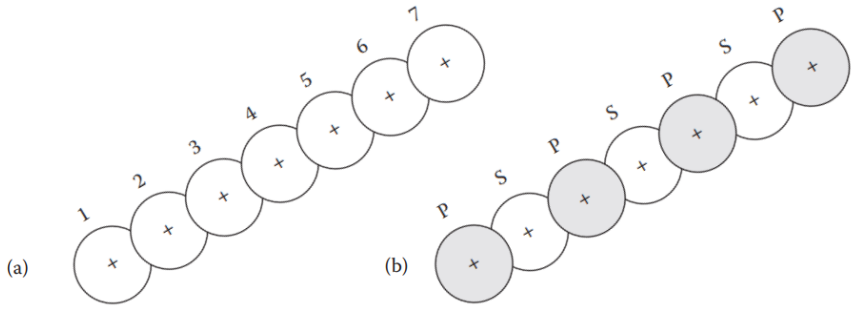


Figura 2-14 Secuencia de inyección en fresco–fresco (a) y fresco–duro (b) para un muro pantalla de Jet Grouting. (Los elementos P y S son las columnas primarias y secundarios en la fase constructiva). Fuente [1].

A continuación, se describen los tipos de secuencias constructiva:

Tabla 2.5 Comentarios sobre la secuencia constructiva fresco–fresco y fresco-duro.

	Fresco–Fresco	Fresco–Duro
Método	Las columnas adyacentes se crean al inyectar de manera contigua inmediatamente después de crear la primera columna sin esperar que la anterior fragüe. Una parte de la columna anterior se erosiona y vuelve a ser tratada por el chorro del siguiente elemento, de esta manera se va creando la pantalla continua de solcreto.	Para crear la siguiente columna (columna secundaria S) se debe esperar a que se endurezca la columna anterior (columna primaria P). Es necesario establecer un plan de trabajo con la secuencia de perforación e inyección para las columnas primarias P, secundarias S.
Consideraciones	Realizar una buena planificación de la constructiva, considerando el orden de construcción de las columnas primarias y secundarias para evitar lavar o destruir las columnas en estado fresco.	Esta secuencia es la más utilizada en los proyectos de pantallas [1], pero trae consigo el "efecto Sombra" ya que la columna rígida construida previamente no permite que el chorro alcance la distancia requerida para erosionar el suelo

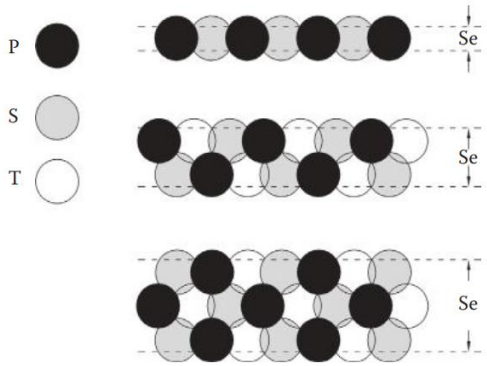


Figura 2-15 Secuencia tipo para un grupo de pilotes superpuestos con el método fresco-duro. (P, S y T, respectivamente, para las columnas primarias, secundarias y terciarias. Fuente [1].

2.10 La planta de lechada para el Jet Grouting

La instalación de una planta tipo de Jet Grouting se organiza de acuerdo al esquema mostrado en la Figura 2-16 . Esta planta es para la inyección del tipo Jet-1 o de fluido simple.

1. **La mezcla de la lechada o grout (A/C)**

La mezcla de agua y cemento (A/C) se realiza en una planta automática con producción continua. La planta puede ser instrumentada para registrar y llevar un control de los parámetros de diseño. El cemento, el agua y los posibles aditivos se pueden regular en una balanza o con un dosificador volumétrico. La lechada se realiza en una mezcladora de alta turbulencia, luego la mezcla pasa a otro contenedor y se agita a bajas revoluciones. Finalmente, se lleva a la bomba para su impulsión.

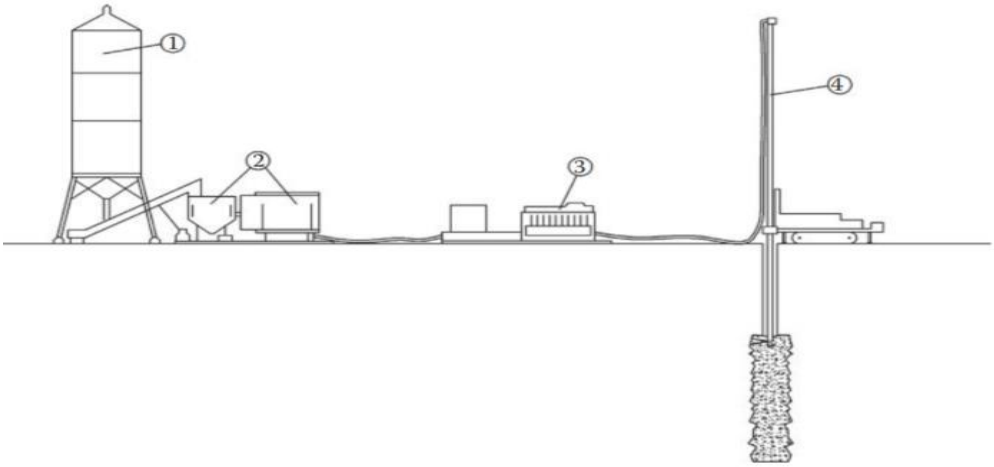


Figura 2-16 Planta típica de Jet Grouting para el método Jet-1. (1. cemento; 2. mezcladora y tanque de almacenamiento; 3. bomba de alta presión; y 4. equipo de perforación.). Fuente [1].

Para una lista y descripción a fondo de los equipos se puede referir al catálogo de Keller de Jet Grouting [3].

2.11 Ejemplos de casos históricos en Chile

El avance de la tecnología de construcción y las aplicaciones del Jet Grouting hacen que los elementos construidos se puedan encontrar tanto en proyectos simples como de gran complejidad. A continuación, se presentan dos casos en Chile de la empresa Pilotes Terratest:

2.11.1 Caso 1 – Campo de prueba de Jet Grouting en la grava de Santiago, Pilotes Terratest

La Cancha de prueba: "Se diseñó una cancha de prueba en Santiago donde se ejecutaron 7 columnas de 4,5 m de longitud de JG, tratadas desde la cota – 5.5 hasta la -1 m, para excavar las mismas con el fin de realizar una inspección visual de la morfología alcanzada, tamaños y muestras. Se variaron principalmente caudales y velocidades de tratamiento, otros parámetros como presión de inyección, tipo de lechadas, etc. se mantuvieron constantes". Fuente [12].

Resultados Preliminares: "Se pudo verificar los resultados de las 7 columnas previamente ejecutadas y excavadas. Los resultados preliminares fueron superiores a las expectativas. Se alcanzaron diámetro de 1,33 y 2 m, de acuerdo a los parámetros utilizados. Las columnas resultantes presentaron una adecuada uniformidad y consistencia." Fuente [12].

Figura 2-17 Campo de prueba de Jet Grouting en la grava de Santiago, Pilotes Terratest. Fuente [12].

2.11.2 Caso 2 – Pantalla impermeabilización de Jet Grouting, proyecto TADA, Codelco Andina, Pilotes Terratest

El Proyecto: "Se requería ejecutar una cortina cortafugas. La morfología de la quebrada hacía inviable realizar un muro tradicional en las laderas de la quebrada, por lo que Jet Grouting resultó ser la mejor solución. El proyecto contempló 2 líneas paralelas de columnas secantes con diámetro mínimo de 1,5 m, creando una cortina o muro uniforme, con el fin de evitar fugas. Uno de los objetivos era obtener una cortina con resistencias mayor a 30 [kg/cm2] a los 28 días y un coeficiente de permeabilidad K del orden de $1x10^{-6}$[cm/seg].

Los resultados de la cancha de prueba fueron satisfactorios. Esto permitió definir los parámetros de ejecución del Jet Grouting para la obra real: presión de inyección, caudal de inyección, toberas, velocidad de ascenso, escalones, etc. Así, se pudo lograr una profundidad adecuada y columnas de 1,60 m de diámetro, con un aporte mayor a 1.000 kg de cemento por metro lineal de columna, con resistencias mayores a 50 kg/cm2 y permeabilidad K del orden de $1x10^{-6}$[cm/seg].” Fuente [13].

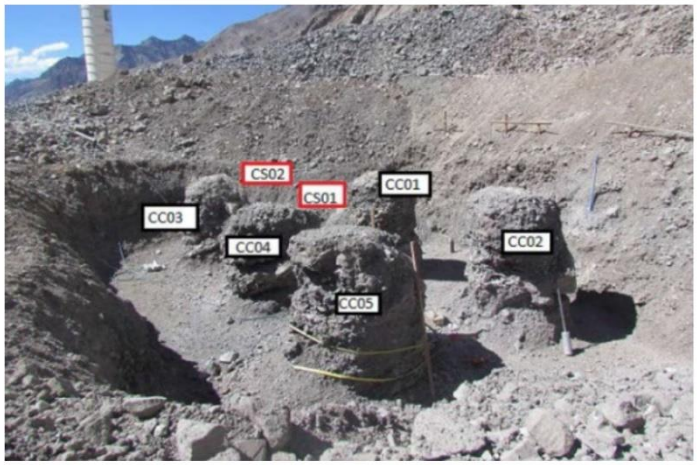


Imagen 1 – Campo de Prueba Excavado en Obra.

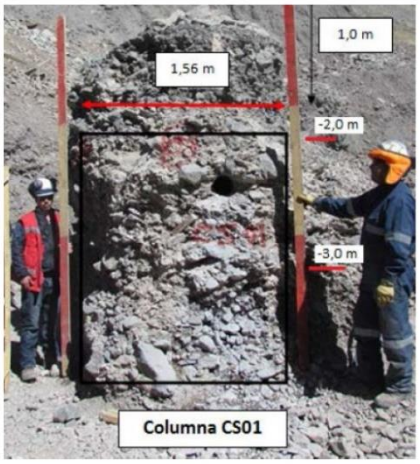


Imagen 2 – Dimensiones Columnas de Prueba

Figura 2-18 Campo de prueba de Jet Grouting en la grava de Santiago, Pilotes Terratest. Fuente [13].

CAPÍTULO III

3 Filosofía y principios de diseño

3.1 Parámetros de diseño y control

El diámetro y la forma de la columna de solcreto va a depender de los parámetros operacionales de diseño, su control durante la ejecución, y las propiedades del suelo en la zona del proyecto. En general, las características geométricas y estructurales de las columnas o pilotes, van a depender de los siguientes parámetros principales:

- Presión de la inyección (P).
- Caudal inyectado (Q).
- Velocidad de retiro del monitor o de salida (V_a).
- Velocidad de rotación del monitor (ω).
- La tobera de inyección: cantidad, posición y diámetro.
- Propiedades del terreno como tipo de suelo y granulometría.
- Lechada de inyección en relación agua cemento (A/C).

Los parámetros de trabajo recomendados por diversos autores, como Lunardi [10] y otras empresas se muestran en la Tabla 3.1.

La presión de inyección va a depender de las especificaciones técnicas de la bomba utilizada, por ejemplo con presiones de 40 a 70 [MPa].

El monitor puede tener varias toberas ubicadas en el mismo nivel o distribuidas a lo largo de la tubería. La cantidad y disposición de ellas influyen directamente en el caudal inyectado, la cantidad de suelo removido y la cantidad de lechada requerida para llenar el espacio o vacío creado en las paredes del terreno.

Para el Jet-1 se puede tener entre 1 y 4 toberas normalmente, y el diámetro de las mismas puede variar entre 1,5 y 5 [mm].

Existen toberas de corte y de relleno. Los diámetros de inyección para las toberas de corte son menores porque se necesita un chorro con mayor energía para disgregar el suelo. Las toberas que inyectan una lechada de relleno tienen un diámetro mayor porque su función es llenar con lechada el espacio o cavidad entre las partículas del suelo.

Tabla 3.1 Parámetros operacionales recomendados para JG1 o Jet-1. Modificado de [6].

			JET-1							
			AETESS	Unv. Buenos Aires	Diversos Autores	(RODIO) Lombardi S. A.	Eurocódigo EN12761	Lunardi	James Warner	Joanna Rodríguez
Presión	Lechada	[MPa]	20-70	20-60	35-45	30-50	30-50	-	20-60	20-60
	Agua	[MPa]	-	-	-	-	-	-	-	-
	Aire	[MPa]	-	-	-	-	-	-	-	-
Caudal	Lechada	[L/min]	60-180	-	50-150	90-240	50-450		38-113	30-180
	Agua	[L/min]	-	-	-	-	-	-	-	-
	Aire	[m^3/min]	-	-	-	-	-	-	-	-
Diámetros Toberas	Lechada	[mm]	3-5	1,5-3	-	2-4	1,5-5	-	-	1,2-5
	Agua	[mm]	-	-	-	-	-	-	-	-
	Aire	[mm]	-	-	-	-	-	-	-	-
Nº Toberas	Lechada	[u]	-	-	-	-	-	-	-	1-6
	Agua	[u]	-	-	-	-	-	-	-	-
Velocidad	Ascenso	[cm/min]	16-70	10-50	-	34-100	20-70	15-100	10-50	10-80
	Rotación	[r.p.m.]	10-30 (6-10)	10-25	-	10-20	10-30	5-15	10-25	6-30
A/C	Relación A/C	-	1-2	-	-	-	-	0.7/1	-	1/0.5 – 1/1.25
Energía	Erosiva	[MJ/m]	-	-	6-150	-	-	-	-	-

El lapso de tiempo que el monitor está girando e inyectando la lechada en las paredes del terreno va a estar relacionado a la efectividad del tratamiento. El tiempo que deba permanecer el monitor a cierta profundidad va a depender de la resistencia del suelo.

Al incrementar las velocidades de rotación del monitor, el tiempo de exposición se reduce y el chorro podría penetrar menos. El diámetro de los elementos que se pueden crear dependerá solamente de la resistencia del terreno a la inyección. Lunardi [10] sugiere valores típicos para la velocidad de rotación de 5 a 15 [rpm] para el Jet-1.

A su vez, la velocidad de ascenso o de retirada del monitor (V_a) también afecta la exposición del suelo. Este movimiento puede ser continuo o por intervalos como se mencionó anteriormente. Lunardi [10] sugiere valores típicos para la velocidad mínima de retirada o de ascenso, para que el fluido inyectado logre penetrar efectivamente en el suelo, de unos 15 a 100 [cm/min]. Si se mantiene fija la velocidad rotación del monitor y se aumenta velocidad de retiro de la barra se obtiene un diámetro menor de columna ya que disminuye el tiempo de exposición del suelo a la inyección.

Efectivamente, el tamaño de las partículas del suelo y su resistencia va a influir en los tiempos de trabajo o inyección por columna. Esto va a depender de cuanto dure la inyección y cuanto se tardan en desprender las partículas del suelo que se van mezclando con la lechada. El detritus es transportado a la superficie por el espacio que queda entre el varillaje de perforación y la pared del pozo.

Para obtener un diámetro constante en la columna de solcreto a medida que aumenta la profundidad del pilote, es necesario aumentar la energía y el tiempo de la inyección ya que la resistencia del suelo aumenta con la profundidad debido al incremento del confinamiento.

Es recomendable realizar un campo de pruebas antes de hacer las inyecciones para tener una idea del comportamiento del suelo y de la eficacia del tratamiento, además de poder comparar con proyectos en terrenos con condiciones similares. Es común realizar pruebas a escala real.

3.2 Propiedades de elementos de JG

A continuación, se describen las propiedades de los elementos de Jet Grouting.

3.2.1 La resistencia alcanzada

La resistencia a la compresión simple es uno de los parámetros de mayor interés y es una propiedad que depende de la cantidad de cemento en la columna de solcreto y del tipo de suelo que se ha mezclado con la lechada. La mezcla generalmente se hace con una relación en peso agua/cemento (A/C) entre 0,5 y 1,5.

Ayarza y Vukotic [7] mencionan la RCS o la resistencia a la compresión simple de una columna de JG para varios tipos de suelos.

Tabla 3.2 Resistencia a compresión simple (Bielza Feliú, A. 1999)

Tipo de Suelo	RCS [kg/cm2]
Arcillas y limos	40 – 100
Arenas limosas	40 – 150
Arenas y gravas	60 -300

Parámetros resistentes según la norma japonesa JJGT-DG [14], los parámetros de los suelos tratados son:

Tabla 3.3 Parámetros resistentes de acuerdo con la norma japonesa.

Tipo de Suelo	ϕ	c [kg/cm2]
Arcillas y limos	30°-33°	RCS/3
Arenas y gravas	>40°	RCS/3

El borrador de la Guía para el diseño y ejecución de Jet Grouting, AETESS (2002) entrega unas recomendaciones para estimar la resistencia a la tracción RT, la resistencia de corte Q y el módulo de deformación E de un elemento de suelo tratado con JG.

RT ≤ 0,1*RCS	Q = 0,08RCS	E = α*RCS

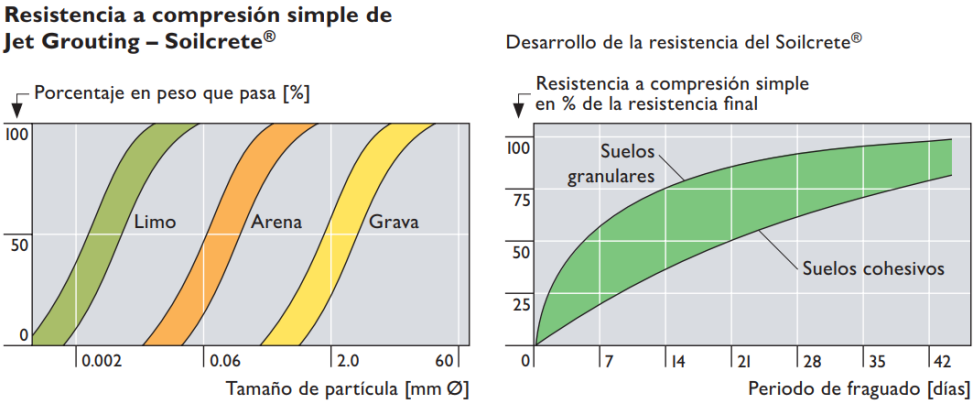
El coeficiente alfa depende del tipo de suelo.

Tabla 3.4 Factor adimensional alfa (AETESS 2002)

Tipo de Suelo	α
Arcillas	200 - 300
Limos	400 - 700
Gravas y Arenas	700 - 1000

La resistencia de los elementos se puede verificar con campos de prueba a escala real tal y como se hizo en los proyectos ejecutados por Pilotes Terratest en Chile.

La empresa Keller entrega un catálogo con algunos valores de referencia según tipo de suelo.



Tipo de suelo	Limo	Arena	Grava
Resistencia a compresión simple [N/mm²]	≤ 5	≤ 10	< 25

Figura 3-1 Resistencia a compresión simple según tipo de suelo. Fuente [3].

En la Figura 3-2 se puede observar que para elementos tratados con Jet-1 en arenas, se pueden obtener resistencias a la compresión y un módulo de elasticidad E mucho mayor que para suelos cohesivos.

Tipo de Suelo	Resistencia a los 28 días [MPa]	Modulo de Elasticidad E [MPa]
Arenas y Gravas Limpias	7-15	400 - 1000
Arena limosa y Limo arenoso	4-8	400 - 8000
Limo y Arcilla medianamente compactadas	1-3	200 - 500
Arcilla de plasticidad blanda o fina	0,5 - 1,5	100 - 300
Arcilla compactada	3-5	200 - 500

Figura 3-2 Valores medios de resistencia y módulo de elasticidad para varios tipos de suelo. “Aplicaciones del Jet Grouting en la mejora de suelos”. RODIO Cimentaciones Especiales, S.A. Modificado de [9].

Covil y Skinner [15] entregan valores de resistencias y diámetros según el tipo de suelo y la velocidad de ascenso. En la Figura 3-3 se puede observar que en las arenas se pueden alcanzar diámetros del orden de 0,75 a 0,9 metros con una resistencia de 80 a 120 [kg/cm2].

Tipo de Suelo	Velocidad de ascenso (Va) [min/m]	Diámetro de la columna [m]	Resistencia promedio a la compresión [MPa]
Arcilla	2,9	0,55 - 0,6	2
Arcilla	5,8	0,65 - 0,7	4
Arcilla limosa	2,9	0,65 - 0,7	5
Arcilla limosa	5,8	0,75 - 0,8	7
Arena	2,9	0,75 - 0,8	8
Arena	5,8	0,85 - 0,9	12

Figura 3-3 Resistencias y diámetros según el tipo de suelo y la velocidad de ascenso según Covil y Skinner [15]. Modificado de [9].

3.2.2 La permeabilidad.

Keller entrega valores de permeabilidad para columnas de Jet Grouting. Notar que la permeabilidad es menor en suelos cohesivos que en suelos granulares.

Tabla 3.5 Tabla de diámetros, tensiones y permeabilidad. Fuente [3].

Suelos	Granulares	Cohesivos
Diam[m]	1,4 – 2,4	0,8 – 1
Qu [N/mm2]	5 - 25	0,5 – 18
K [m/s]	10^{-6} - 10^{-8}	10^{-7} - 10^{-10}

3.3 Campos de prueba

Al realizar un campo de prueba se pueden comprobar los parámetros utilizados, realizar ensayos de resistencia a la compresión y realizar una inspección visual de los elementos de solcreto. Por esta razón, es recomendable realizar las pruebas en las cercanías del proyecto para poder comprobar cómo responde el terreno ante el tratamiento. Los parámetros de control que se revisan en un campo de prueba podrían ser los siguientes:

$$Diseño \xrightarrow{objetivo} \begin{bmatrix} P & Q \\ \omega & V_a \end{bmatrix} \xrightarrow{control} Campo\ de\ Prueba \xrightarrow{revisión} Resultado\ satisfactorio$$

- P : Presión de bombeo.
- Q : Caudal de bombeo.
- ω : Velocidad de rotación.
- V_a : Velocidad de ascenso.

Al ejecutar las columnas se deben excavar como se muestra en la Figura 3-4 y registrar todas las características posibles, como altura, diámetro, realizando tanto una inspección visual como ensayos de laboratorios de testigos o de sondajes si es posible sobre cada pilote de prueba.

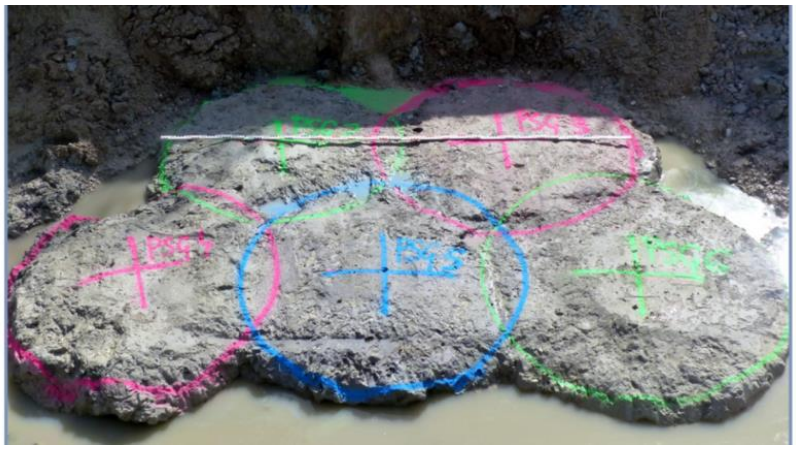


Figura 3-4 Inspección de columnas de Jet Grouting traslapadas en suelos granulares. Fuente [3].

3.3.1 Control de calidad

En la faena se debe llevar el control de las siguientes actividades para asegurar la calidad del tratamiento:

- Perforación: Registrar la ubicación de la máquina, controlar la verticalidad de la perforación, la velocidad de avance, profundidad y tiempo.
- La lechada: Llevar un control de la mezcla, revisando la dosificación adecuada, densidad, viscosidad de Marsh, tiempo de fraguado, etc.
- La inyección: Aquí se lleva el control de la ejecución del tratamiento, el control de las velocidades de ascenso y rotación, el caudal y la presión de la lechada inyectada.
- Registro de actividades: Como en todo proceso constructivo, se registran los tiempos de cada etapa, inconvenientes. El registro se puede realizar mediante equipos electrónicos o de inspección visual.
- Registro de los ensayos: Una vez terminada la construcción de las columnas se deben tomar muestras sobre los elementos de JG. Hacer sondeos y ensayos de resistencia a la compresión simple, ensayos de corte, ensayos triaxiales.

3.3.2 Problemas en la ejecución

Los problemas que se pueden presentar en la ejecución del Jet Grouting son los siguientes:

- Si no se hacen pruebas de campo, es posible que se encuentre con problemas relacionados con el tipo de suelo a tratar y no se logren los objetivos deseados.
- Problemas relacionados a la ejecución de los pilotes.
- Problemas relacionas a presencia de estructuras cercanas, a la necesidad de recalce y de impermeabilización.
- Mal diseño de una lechada
- Obstrucción de la salida del material por la boca de perforación (resurgencia)

CAPÍTULO IV

4 Diseño del muro pantalla con pilotes de Jet Grouting

4.1 Marco teórico

En Ingeniería geotécnica se usan muros de contención para soportar taludes y excavaciones. Un diseño adecuado requiere conocer la geometría, los desplazamientos del muro, el tipo de suelo con parámetros como peso unitario de los materiales, peso específico de las partículas, resistencia al esfuerzo de corte y las condiciones de drenaje.

En la Figura 4-1 se puede ver el tipo de movimiento que experimenta una estructura ante la presión lateral del suelo en función de las condiciones y parámetros antes mencionados.

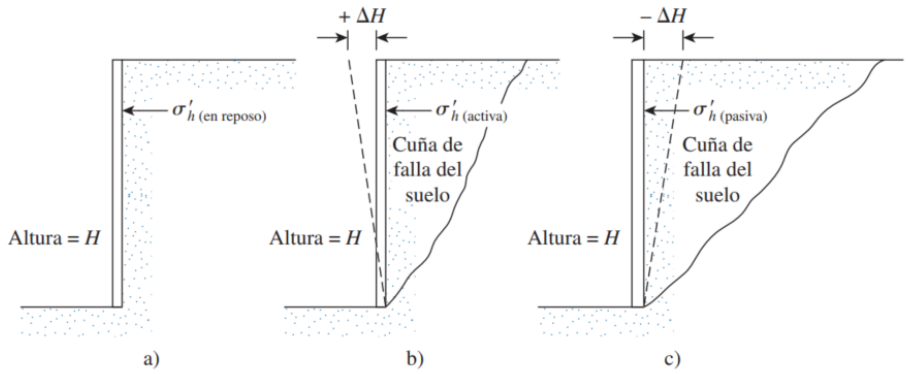


Figura 4-1 Presión lateral de tierra sobre un muro de contención. Das [16].

Para tipos similares de suelo o relleno Das [16] explica lo siguiente:

a) El movimiento del muro se puede restringir. La presión lateral de tierra sobre el muro se llama presión en reposo de tierra.
b) El muro se puede inclinar por el empuje del suelo. Con suficiente inclinación del muro, fallará una cuña triangular de suelo detrás del muro. La presión lateral se llama presión activa de tierra.
c) El muro se puede inclinar hacia el suelo retenido. Con un movimiento suficiente del muro, fallará una cuña de suelo. La presión lateral se llama presión pasiva de tierra.

En la Figura 4-2 se muestra la variación de la presión lateral, σ'_h, con la magnitud del movimiento del muro.

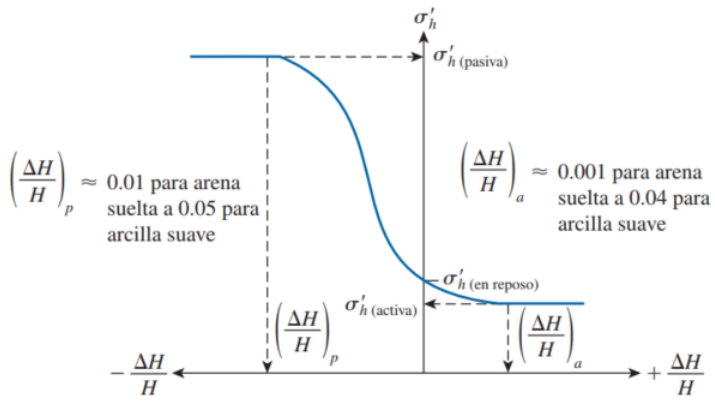


Figura 4-2 Variación de la presión de lateral de tierra según la profundidad del muro. Das [16].

4.2 Empujes laterales

4.2.1 Empuje lateral en reposo

En la Figura 4-3 se puede ver muro vertical de altura H que retiene un suelo con un peso unitario γ. Para este caso, la resistencia cortante del suelo es la siguiente:

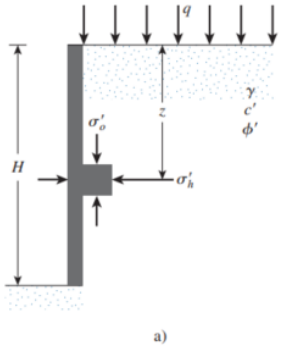


Figura 4-3 Presión en reposo de tierra. Das [16].

$$s = c' + \sigma'_o tan\ \phi \qquad 4.1$$

Donde, c' es la cohesión, ϕ'_o es el ángulo de fricción efectivo y σ'_o el esfuerzo normal efectivo.

Si el muro está completamente en reposo y no se permite que se mueva (deformación horizontal 0), la presión lateral a cierta profundidad z es la siguiente:

$$\sigma_h = K_o \sigma'_v = K_o * \gamma * z \qquad 4.2$$

El coeficiente de presión lateral en reposo de tierra es K_o. Para un suelo normalmente consolidad, la relación para K_o (Jaky, 1994) es:

$$K_o = 1 - sin\ \phi \qquad 4.3$$

El empuje o la fuerza total por longitud unitaria del muro es la siguiente:

$$P_o = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_o \qquad 4.4$$

4.2.2 Empujes laterales estáticos según Rankine

Si el muro de contención tiende a moverse alejándose del suelo, la presión sobre la estructura a cualquier profundidad va a disminuir. Para un muro sin fricción, el esfuerzo horizontal σ_h a la profundidad z será igual a:

$$\sigma_a = K_a \sigma'_v = K_a * \gamma * z \qquad 4.5$$

El coeficiente del empuje activo K_a es el siguiente:

$$K_a = tan\,(45 - {}^{\phi}/_{2}\,)^2 \qquad 4.6$$

La fuerza activa total de Rankine por longitud del muro es la siguiente:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \qquad 4.7$$

Das [16] menciona que la condición de presión activa de tierra se alcanza solo si el muro se desplaza hacia afuera aproximadamente 0,001*H a 0,004*H.

4.2.3 Empujes laterales sísmicos según Mononobe-Okabe

El método de análisis pseudo-estático se basa en los autores Mononobe y Okabe para estimar el empuje sísmico, Xiao [17]. Das [16] establece el empuje para la fuerza activa del muro Eae y el coeficiente de presión activa de tierra Kae.

$$K_{ae} = \frac{\operatorname{sen}^2(\phi' + \beta - \theta')}{\cos\theta' \operatorname{sen}^2\beta \operatorname{sen}(\beta - \theta' - \delta')\left[1 + \sqrt{\dfrac{\operatorname{sen}(\phi' + \delta')\operatorname{sen}(\phi' - \theta' - \alpha)}{\operatorname{sen}(\beta - \delta' - \theta')\operatorname{sen}(\alpha + \beta)}}\right]^2} \qquad 4.8$$

$$Eae = \tfrac{1}{2}\gamma H^2(1 - k_v)K_{ae} \qquad 4.9$$

En un muro de contención la variable β es el ángulo de inclinación del muro en contacto con el suelo y α es el ángulo con la horizontal de un relleno inclinado. Kv y Kh relacionan la componente vertical del sismo vertical u horizontal con la aceleración de gravedad g.

4.3 Análisis de estabilidad

Los muros de contención de gravedad pueden fallar de la siguiente manera, como lo menciona Das [16]. Ver Figura 4-4.

- Pueden volcarse.
- Pueden deslizarse.
- Pueden fallar por capacidad de soporte de carga del suelo en la base.
- Pueden fallar por asentamientos del suelo.
- Se puede presentar una falla profunda similar a la falla de taludes

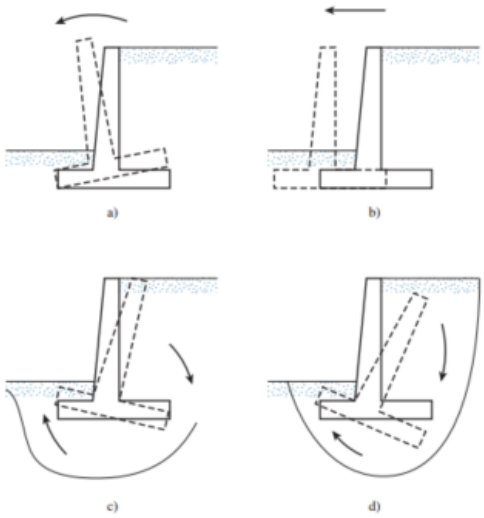


Figura 4-4 Fallas de un muro de retención: a) por volcamiento; b) por deslizamiento; c) por capacidad de carga; d) por falla cortante por asentamiento profundo de un suelo débil. Das [16].

4.3.1 Estabilidad al Volcamiento – FSv

Para un muro de pilotes de Jet Grouting se debe verificar que cumpla el factor de seguridad contra el volcamiento, FSv. Se requiere que el momento resistente sea mayor que el momento volcante. Considerar un radio r de pilote, altura de muro H, ángulo de fricción del suelo ϕ y peso específico del suelo γ.

$$FS_{volcamiento} = \frac{\sum M_R}{\sum M_V} \qquad 4.10$$

El FSve estático debe ser mayor o igual que 1,5. El FSvs sísmico debe ser mayor o igual que 1,4.

4.3.2 Estabilidad al deslizamiento – FSd

Para un muro de pilotes de Jet Grouting se debe verificar que cumpla el factor de seguridad contra el deslizamiento, FSd. El muro pantalla va a ser empujado si el FSd es menor a 1. Se debe cumplir que la suma de las fuerzas horizontales resistentes sea mayor que la suma de las fuerzas horizontales de empuje.

$$FS_{deslizamiento} = \frac{\sum F_R}{\sum F_D} \qquad 4.11$$

El FS estático debe ser mayor o igual que 1,5. El FS sísmico debe ser mayor o igual que 1,3

4.4 El modelamiento con elementos finitos en ROCSCIENCE RS2

4.4.1 Introducción

Para definir un modelo en RS2 se debe entender qué se va a modelar y qué resultados se quieren obtener, el resultado del modelo no es una solución o reflejo de la realidad, por ello se debe interpretar adecuadamente. Los pasos siguientes son los recomendados por el ejemplo de una excavación de superficie según el tutorial recreado del programa RS2 de ROCSCIENCE. [18]

4.4.2 Construcción del modelo

Creación del proyecto. Se definen las propiedades del proyecto, unidades y el número de etapas constructiva. En este caso se tiene una excavación de un túnel, una excavación vertical y la aplicación de una carga, las cuales se realizan en tres etapas.

4.4.3 Geometría

Se define la geometría del modelo: Se dibuja la sección externa y la sección de excavación.

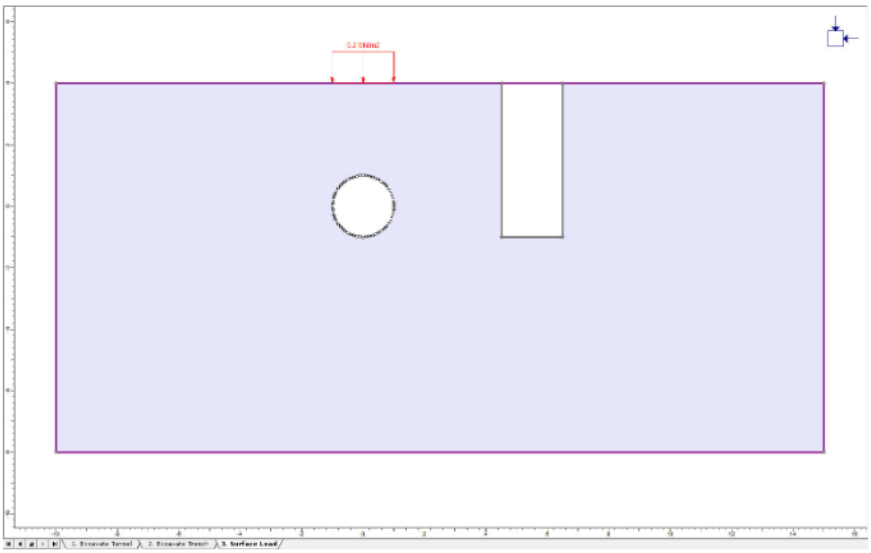


Figura 4-5 Ejemplo de una excavación por partes en RS2. Modificado de [18].

4.4.4 Propiedades de los materiales

Se asignan las propiedades de los materiales que se van a usar en el proyecto. Aquí puede ser el tipo de suelo o elementos externos como anclajes hechos con otros materiales. Para cada uno se debe definir su modelo constitutivo.

Modelo constitutivo Mohr-Coulomb

El modelo de Mohr-Coulomb es el modelo más utilizado en el contexto del modelamiento de suelos y/o rocas y en particular de los suelos (Owen and Hinton 1980, Pietruszczak 2010). [19].

Los parámetros del modelo son:

- E: Módulo de Young

- v: Módulo de Poisson
- c: Cohesión
- ϕ: Ángulo de fricción
- ψ: Ángulo de dilatancia.

En la siguiente figura se puede ver cómo se comporta el modelo Mohr-Coulomb (M-C) en teoría con un ensayo triaxial de ejemplo para una arena densa.

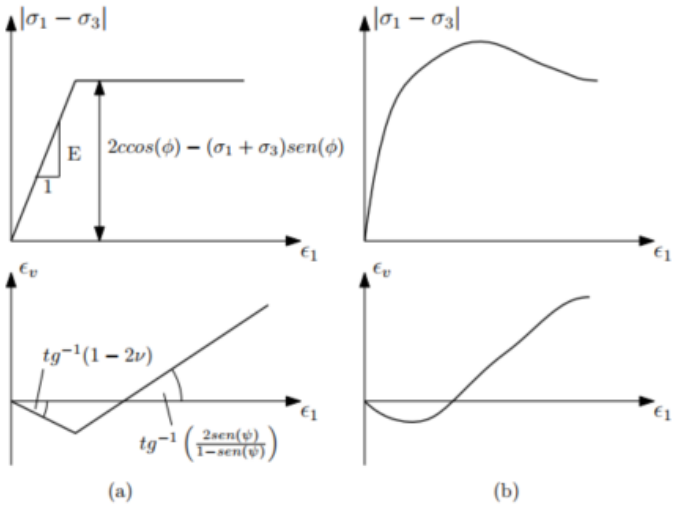


Figura 4-6 Comparación del modelo teórico de M-C (a) en un ensayo triaxial y (b) el resultado de laboratorio en un ensayo triaxial hecho con una arena inicialmente densa. Basado en Vermeer [20].

El modelo tiene una región elástica y una sección de transición elástica a plástica.

La primera parte del modelo describe un comportamiento del tipo elastoplástico perfecto. Luego la transición es determinada por la función de fluencia f, la cual es una extensión del criterio de falla de Mohr-Coulomb. Es decir, el suelo fluye cuando la tensión de corte en cierto punto sea igual a la resistencia de corte.

$$\tau = c + \sigma' * \tan(\phi)$$

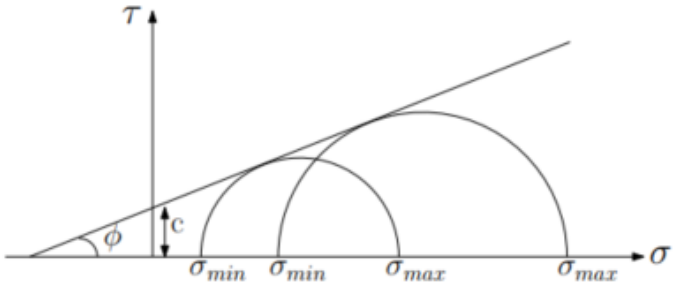


Figura 4-7 Comparación del modelo teórico de M-C (a) en un ensayo triaxial y (b) el resultado de laboratorio en un ensayo triaxial hecho con una arena inicialmente densa. Modificado de Kuncar, 2017 [21]

4.4.5 Cargas y Campo de esfuerzos

Se agregan las cargas que actúan sobre el modelo. Además, se debe incorporar el efecto de la gravedad sobre el suelo en su estado inicial en reposo.

4.4.6 Mallado y condiciones de borde

Se realiza el mallado definiendo el número de nodos en los que se discretiza el modelo. El programa realiza una desratización sugerida que funciona bastante bien. Aun así, el usuario puede realizar un mallado más fino en aquellas zonas que sean de mayor interés.

Las condiciones de borde van a definir el comportamiento de cada nodo y su capacidad de moverse en sentido en el sentido horizontal, vertical o su restricción.

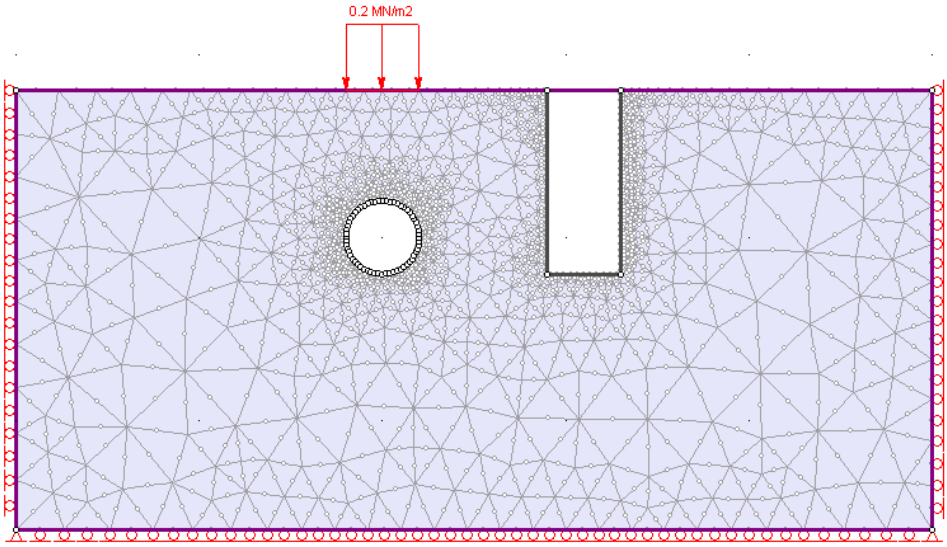


Figura 4-8 Ejemplo del mallado y condiciones de borde en RS2. Modificado de [18].

4.4.7 Cálculos

Al terminar el modelo se procede a ejecutar el cálculo. A continuación, se abre un módulo de interpretación de resultados.

4.4.8 Interpretación

El módulo de interpretación permite revisar el comportamiento de cada nodo. Se puede revisar esfuerzos y desplazamientos del modelo en general como también para una sección en particular si se quiere saber más información.

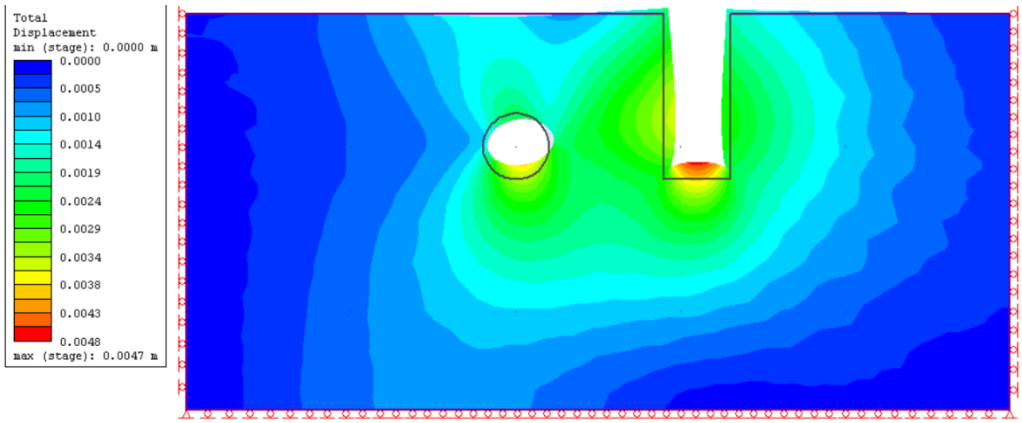


Figura 4-9 Desplazamientos totales del túnel y la excavación. Modificado de [18].

4.5 Caso de estudio

Se diseña una pantalla de pilotes con Jet Grouting considerando la interacción suelo-estructura para para un terreno ubicado en el centro de Viña del Mar, Región de Valparaíso, Chile.

La pantalla tiene una altura de 5 metros. A esta profundidad no se alcanza el nivel freático.

4.6 Parámetros y diseño de la pantalla de JG

El diseño y especificaciones de las columnas de solcreto, se basan en las 2 guías internaciones. La primera es la Guía de Jet Grouting del GEO-INSTITUTE ASCE [22], la segunda es la norma europea para la ejecución de trabajos de geotecnia especiales del Jet Grouting BS EN 12716:2001 [23].

Los parámetros de diseño de la pantalla de Jet Grouting hecha con el método JET-1 son los siguientes:

Tabla 4.1 Parámetros operacionales del JET-1 según EN12761.

Presión	Lechada	[MPa]	40
Caudal	Lechada	[L/min]	250
Diámetro toberas	Lechada	[mm]	3
Velocidad	Ascenso	[cm/min]	80
Velocidad	Rotación	[rpm]	20
A/C	-	-	1

Tabla 4.2 Parámetros de los pilotes de Jet Grouting con JET-1

Radio	[m]	0,9
Altura H	[m]	5
E	[Tnf/m2]	960000
γ_{JG}	[Tnf/m2]	2
c	[Tnf/m2]	400
ø	°	40

4.7 Parámetros del suelo de viña del mar

Basado en una zonificación geotécnica en tres dimensiones hecha por Bustos [24] y Toledo [25] el 2017, se puede observar que el plan de Viña del Mar está compuesto por una primera capa de suelo orgánico con un espesor de 1,5 metros y baja compacidad, se encuentran unos tres estratos con unas arenas limosas (bien y mal gradadas) y unos limos de baja plasticidad. Se encuentran pocas gravas arcillosas y limosas bien gradadas.

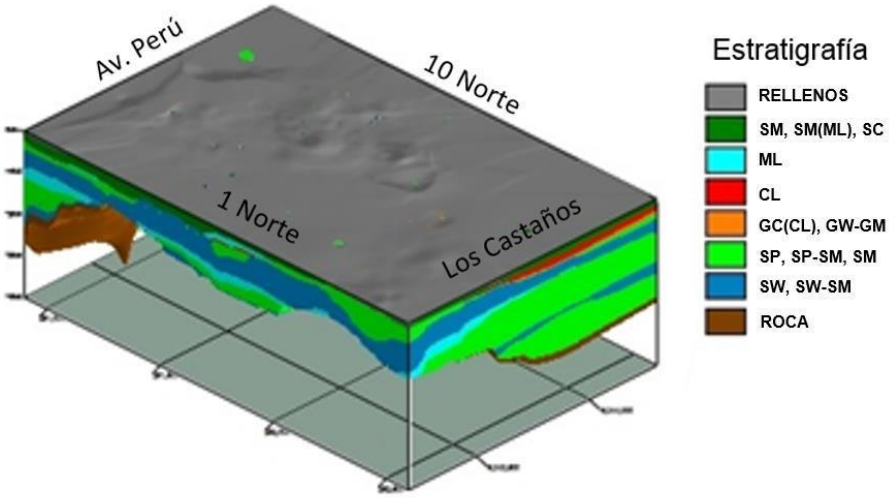


Figura 4-10 Mapa estratigráfico del sector Plan en Viña del Mar, realizado el 2017 por Toledo [25].

Las propiedades del estrato de suelo a utilizar están son las que aparecen en el trabajo de Mancilla (2013) [26], quien realizó un estudio de amplificación de onda sísmica en la Ciudad de Viña del Mar.

En dicho trabajo se muestra la estratificación hasta una profundidad 11 metros. Se encontraron arenas arcillosas y arenas bien gradadas con limos.

Tabla 4.3 Estratificación del suelo de Viña del Mar. Adaptación Macilla [26].

Estrato	Desde [m]	Hasta [m]	Clasif. USCS	Densidad [kN/m3]	Vs [m/s]
H1	0	4	SC(CL)	17	169
H2	4	8,5	SW-SM	18	213
H3	8,5	11	SM y SC	19	213

Los parámetros del suelo a utilizar en la modelación son los siguientes considerando un solo estrato con características similares a H1 y H2.

Tabla 4.4 Estratificación del suelo característico de Viña del Mar. Adaptación Macilla [26].

Estrato	Desde [m]	Hasta [m]	γ [Tnf/m2]	Φ°	C [Tnf/m2]	E [Tnf/m2]	Ψ°
H1	0	5	1,7	30	0	3000	0

4.7.1 Nivel freático

Basado en un estudio de suelos en el centro de la ciudad de Viña del Mar realizado por Bustos [24] que menciona que en general la profundidad de la napa freática está a más de 5,3 metros en verano y 4,2 metros en invierno se consideró, en el presente trabajo, que la influencia del agua en el análisis no es relevante.

4.7.2 Condiciones de sismo

La clasificación sísmica del terreno es según NCh 433 [27], es Tipo E, ya que tiene un Vs < 180 [m/s]. La aceleración símica horizontal en la zona 3 es Ao = 0,4g. Según Hynes-Griffin y Franklin [28], el análisis pseudo-estático puede ser realizado reduciendo a la mitad la aceleración sísmica horizontal.

Además la norma NCh 433 [27] establece el empuje sísmico como:

$$\sigma hs = \frac{0{,}3 * Cr * \gamma * H * Ao}{g} \qquad 4.12$$

Para suelos o rellenos blando depositados entre la estructura de contención y el talud se tiene coeficiente Cr = 0,58. Por lo tanto el empuje sísmico horizontal es:

$$\sigma hs = 0{,}3 * 0{,}58 * 0{,}2 * 1{,}7[\frac{\mathrm{Tn}}{\mathrm{m2}}] * 5 = 0{,}29\ [\frac{\mathrm{Tn}}{\mathrm{m2}}] \qquad 4.13$$

4.8 Estudio numérico MATHWORKS MATLAB

Se realiza un análisis de estabilidad del muro de pilotes de Jet Grouting con un código en MATLAB. Se presenta un análisis de sensibilidad con empujes en reposo, de Rankine y empujes laterales sísmicos según Mononobe-Okabe y lo sugerido por la norma NCh 433. Para cada caso se compara si cumple un factor de seguridad básico mayor a 1 y lo sugerido por norma.

Tabla 4.5 - Cada análisis se hace con los siguientes parámetros:

H [m]	ø°	Radio pilote [m]	γ_{suelo} [Tnf/m2]	γ_{JG} [Tnf/m2]	FS
5	26 – 36	r1: 0,4 r2: 0,5 r3: 0,7 r4: 0,9	1.7	2	FS = 1 FSve - FSvs FSde - FSds

4.8.1 Estabilidad al volcamiento

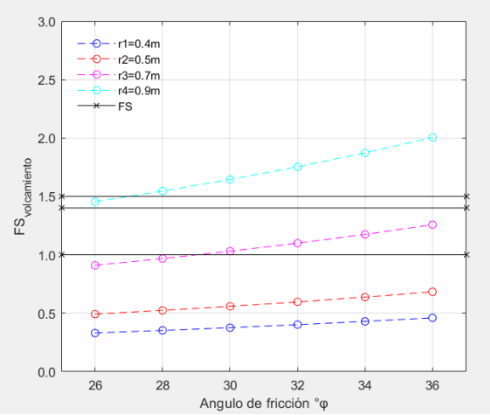


Figura 4-11 - Relación del FS al volcamiento para un rango de ángulos de fricción. Empuje en reposo.

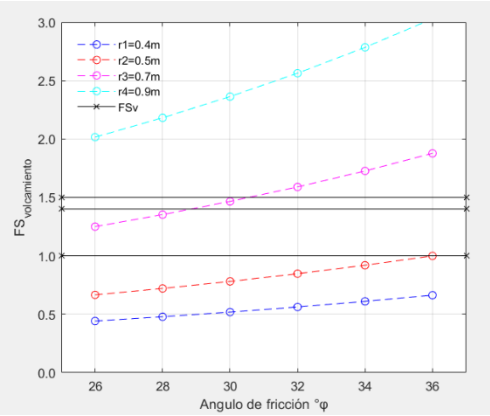


Figura 4-12 - Relación del FS al volcamiento para un rango de ángulos de fricción. Empuje según Rankine.

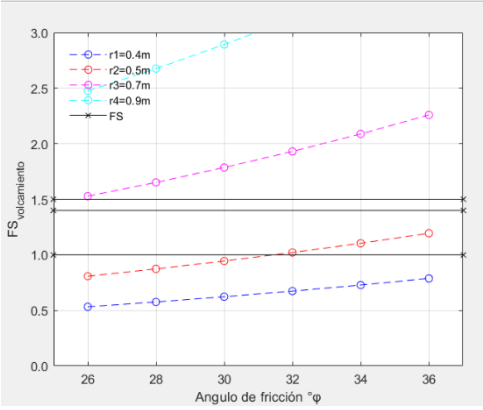


Figura 4-13 - Relación del FS al volcamiento para un rango de ángulos de fricción. Empuje según Mononobe-Okabe.

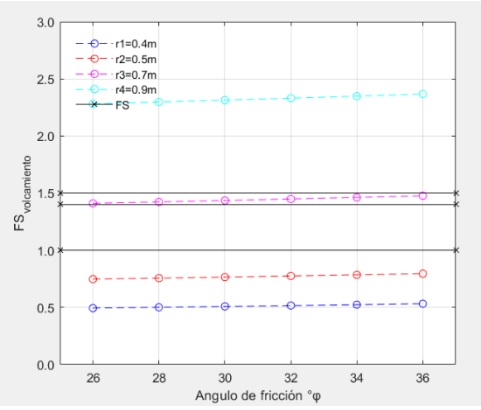


Figura 4-14 - Relación del FS al volcamiento para un rango de ángulos de fricción. Empuje según norma NCh 433.

A continuación se presenta una tabla resumen del empuje lateral para cada pilote y su verificación al volcamiento.

Tabla 4.6 – Verificación de la estabilidad al volcamiento para cada pilote

Empuje	Pilote radio [m]				FS = 1	FSve ≥ 1.5	FSvs ≥ 1.4
	R1	R2	R3	R4			
Reposo	0,4				no	no	-
		0,5			no	no	-
			0,7		ø ≥ 29	-	-
				0,9	ø ≥ 26	ø ≥ 28	-
Rankine	0,4				no	no	-
		0,5			ø ≥ 36	no	-
			0,7		ø ≥ 26	ø ≥ 31	-
				0,9	ø ≥ 26	ø ≥ 26	-
M-O	0,4				no	-	no
		0,5			ø ≥ 32	-	no
			0,7		ø ≥ 26	-	ø ≥ 26
				0,9	ø ≥ 26	-	ø ≥ 26
NCh 433	0,4				no	-	no
		0,5			no	-	no
			0,7		ø ≥ 26	-	ø ≥ 26
				0,9	ø ≥ 26	-	ø ≥ 26

4.8.2 Estabilidad al deslizamiento

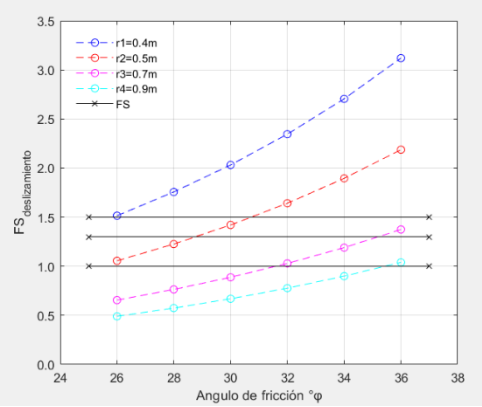


Figura 4-15 - Relación del FS al deslizamiento para un rango de ángulos de fricción. Empuje en reposo.

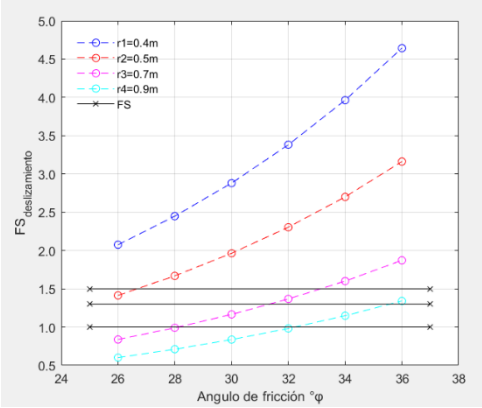


Figura 4-16 - Relación del FS al deslizamiento para un rango de ángulos de fricción. Empuje según Rankine.

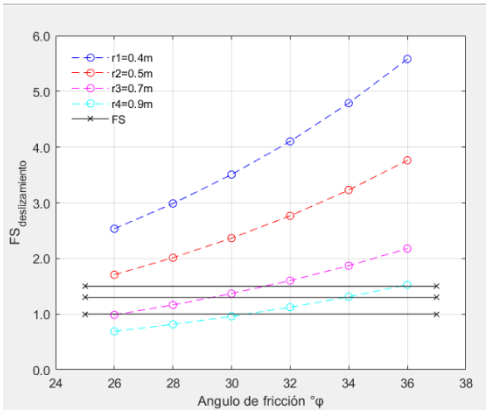


Figura 4-17 - Relación del FS al deslizamiento para un rango de ángulos de fricción. Empuje según Mononobe-Okabe.

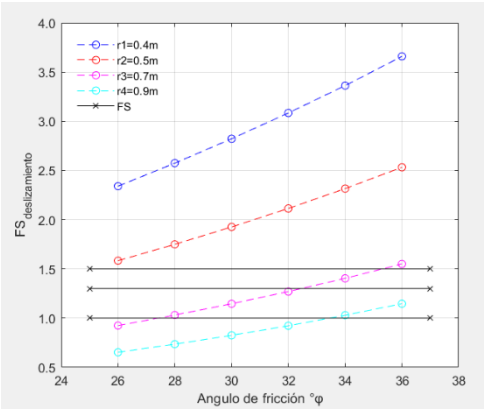


Figura 4-18 - Relación del FS al deslizamiento para un rango de ángulos de fricción. Empuje según norma NCh 433.

A continuación se presenta una tabla resumen del empuje lateral para cada pilote y su verificación al deslizamiento.

Tabla 4.7 – Verificación de la estabilidad al deslizamiento para cada pilote

Empuje	Pilote radio [m]				FS = 1	FSde ≥ 1.5	FSds ≥ 1.3
	R1	R2	R3	R4			
Reposo	0,4				ø ≥ 36	no	-
		0,5			ø ≥ 31	no	-
			0,7		ø ≥26	ø ≥ 31	-
				0,9	ø ≥ 26	ø ≥ 26	-
Rankine	0,4				ø ≥ 32	no	-
		0,5			ø ≥ 28	ø ≥ 34	-
			0,7		ø ≥ 26	ø ≥ 27	-
				0,9	ø ≥ 26	ø ≥ 26	-
M-O	0,4				ø ≥ 30	-	ø ≥ 34
		0,5			ø ≥ 26	-	ø ≥ 30
			0,7		ø ≥ 26	-	ø ≥ 26
				0,9	ø ≥ 26	-	ø ≥ 26
NCh 433	0,4				ø ≥ 34	-	no
		0,5			ø ≥ 28	-	ø ≥ 33
			0,7		ø ≥ 26	-	ø ≥ 26
				0,9	ø ≥ 26	-	ø ≥ 26

4.9 Estudio numérico – ROCSCIENCE RS2

4.9.1 Modelo inicial en RS2

Se realiza una excavación en un suelo con arenas y se instala una pantalla de pilotes de Jet Grouting de 5 [m] de altura y 0.9 [m] de diámetro. Se considera una carga distribuida de 2,5 [Ton/m^2] que representa la presencia de máquinas de construcción y otros equipos cercanos a la excavación. Los parámetros del pilote se encuentran en la Tabla 4.2. La secuencia constructiva es la siguiente:

Etapa 1: El terreno se encuentra en estado natural. Se muestran las dimensiones del modelo para representar de mejor manera el comportamiento del suelo.

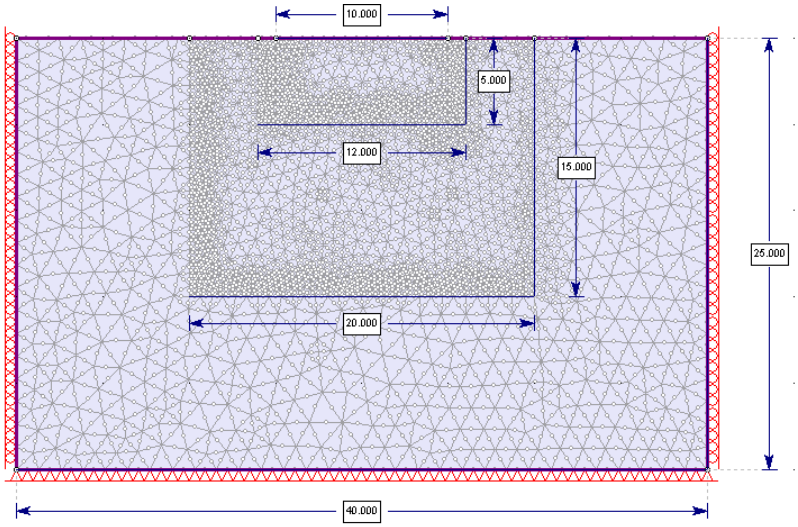


Figura 4-19 – Etapa 1 de construcción. Terreno en estado natural.

Etapa 2: Perforación y construcción de la pantalla de Jet Grouting a ambos lados del terreno.

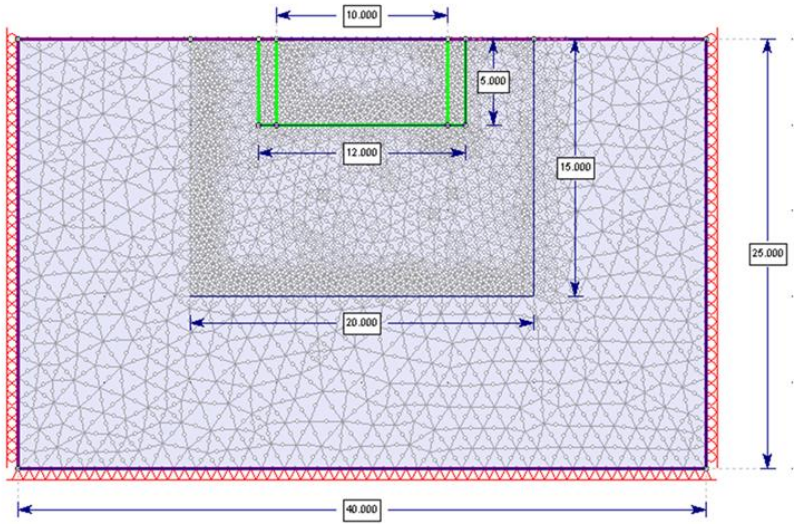


Figura 4-20 - Perforación y construcción de la pantalla de Jet Grouting:

Etapa 3: Excavación del terreno y carga distribuida.

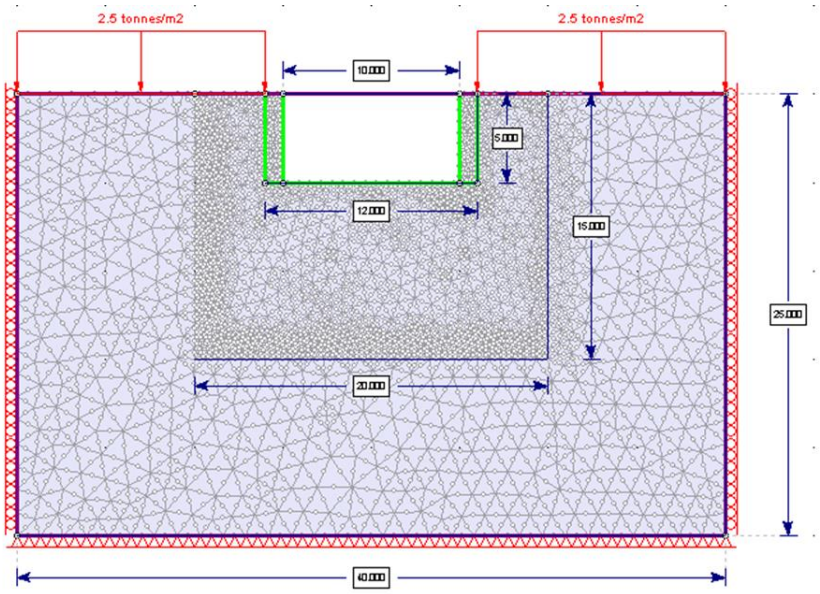


Figura 4-21 – Etapa 3 de construcción. Estado final del modelo con la excavación del terreno y carga distribuida.

4.9.2 Interpretación en RS2

Estado de esfuerzos después de la perforación e inyección, se puede notar la ligera influencia de los pilotes en la distribución de los esfuerzos debajo de cada pilote.

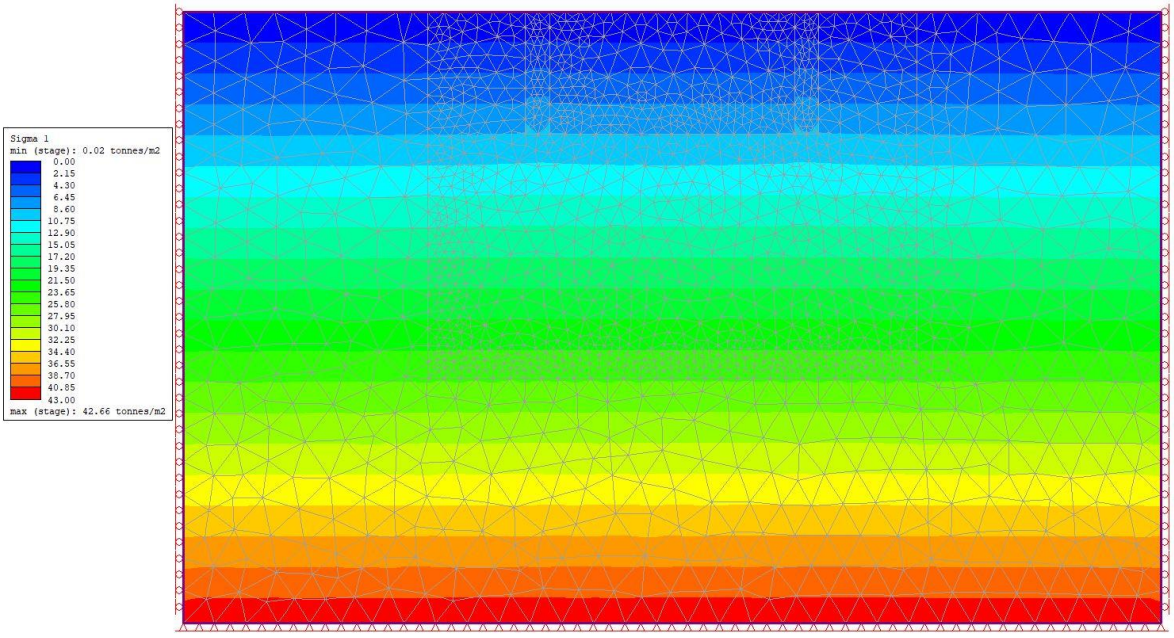


Figura 4-22 - Estado de esfuerzos después de la perforación e inyección.

A continuación, se puede observar cómo se deforma el suelo en la última etapa de excavación y que las deformaciones no son de gran importancia como puede apreciarse al comparar las mismas con la altura del muro y el ancho de la excavación.

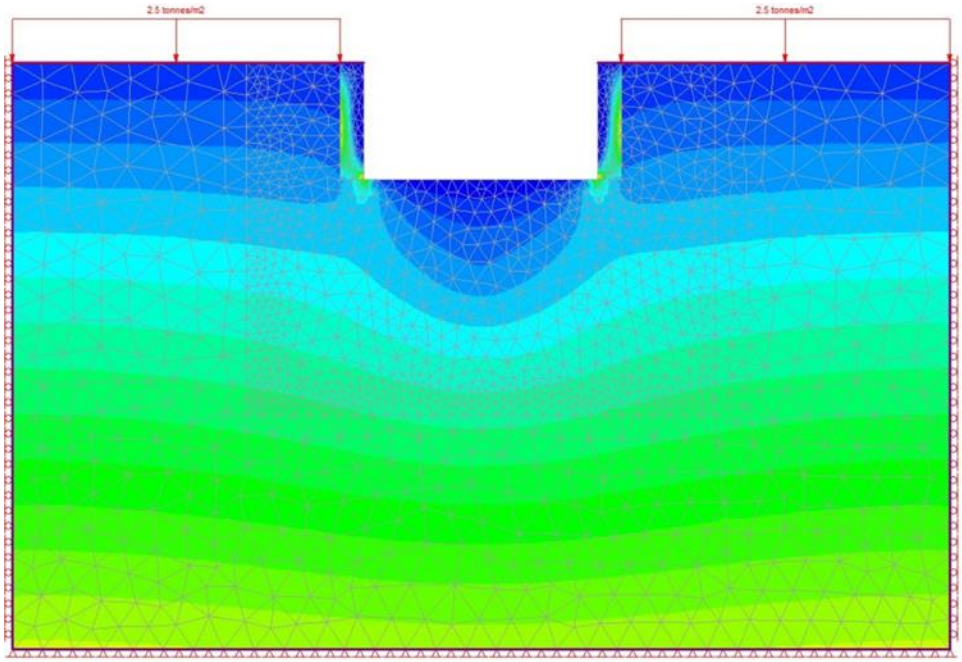


Figura 4-23 - Desplazamientos totales después de la excavación.

La relación entre la deformación vertical del cetro de la excavación con el bulbo de presiones $\Delta V /B$ (B: ancho de fundación) y el desplazamiento horizontal de la coronación del muro $\Delta H/H$ altura del muro se puede ver que ambas no alcanzan la primera a 2% y la segunda a 0 % lo que indica que el fondo de la excavación no sufre fractura por descarga y el muro apenas muy cerca del empuje activo.

En consecuencia, se puede decir que lo métodos tradicionales analíticos determinan empujes mayores a los métodos numéricos debido a que consideran la cuña de falla como un cuerpo rígido que no permite una redistribución de esfuerzos que si considera el método de los elementos finitos utilizado en el programa RS2 como lo muestran los resultados de los capítulos 4.8.1 y 4.8.2.

Para concluir este acápite se puede decir que la Figura 4-23 muestra de forma clara el bulbo de presiones generado por la excavación donde, el colorees rojizos se muestran las zonas donde los esfuerzos verticales se acercan a valores de tracción, situación que no se presenta en este caso y demuestra que la excavación no perjudica el comportamiento esfuerzos-deformación de los suelos del edificio proyectado. De haber tracción se debería reducir el debilitamiento del suelo y su incremento en deformabilidad.

4.9.3 Excavación:

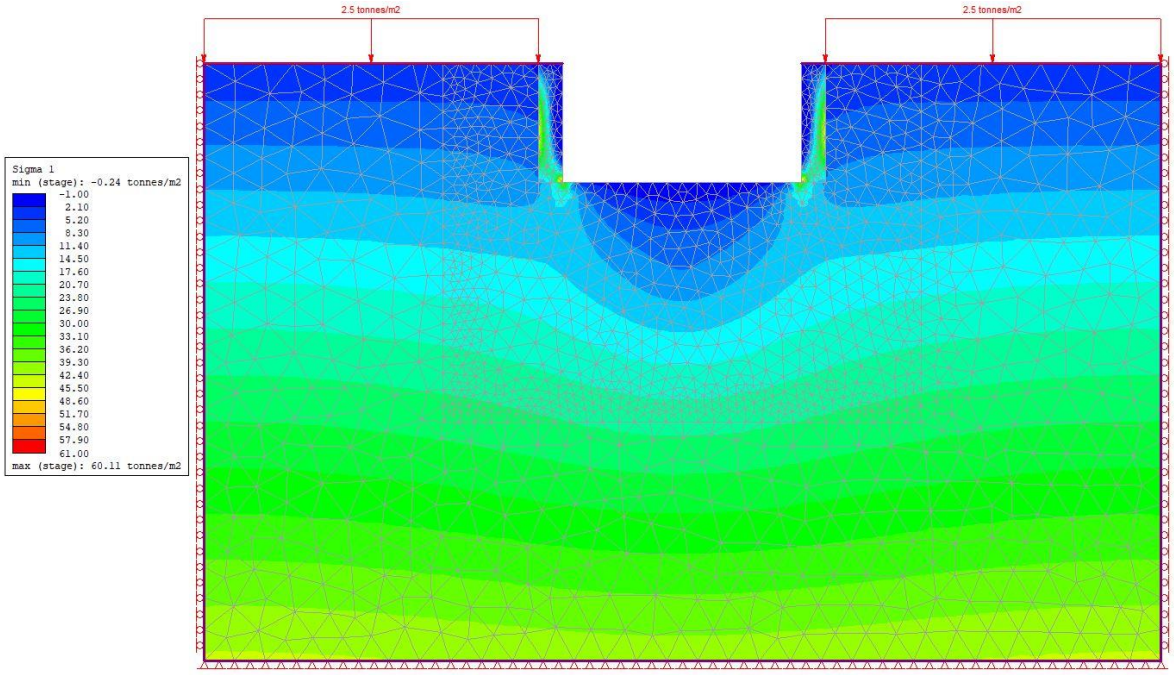


Figura 4-24 - Esfuerzos verticales después de la excavación.

La Figura 4-24 muestra las variaciones de los esfuerzos verticales inducidos por la excavación y la construcción de los pilotes que antecedió a la excavación. Las líneas de igual presión muestran que las variaciones no son negativas para el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos debajo del fondo de la excavación pues no se aprecian concentraciones de esfuerzos o reducción de los mismos que lleven a situaciones de riesgo para el proyecto. Si se compara la escala adjunta a la izquierda de la figura se puede decir que el fondo llega a esfuerzos cercanos a la tracción, pero sin alcanzar ésta lo cual permite asegurar que los materiales no sufrirán un efecto de descarga pernicioso y que su comportamiento esfuerzo-deformación bajo las cargas del edificio seguirán un comportamiento adecuado y dentro de patrones de deformación y esfuerzos admisibles

En otras palabras, el sistema de entibación mediante pilotes de JG crea un cuadro favorable para la ejecución de obras bajo estas condiciones.

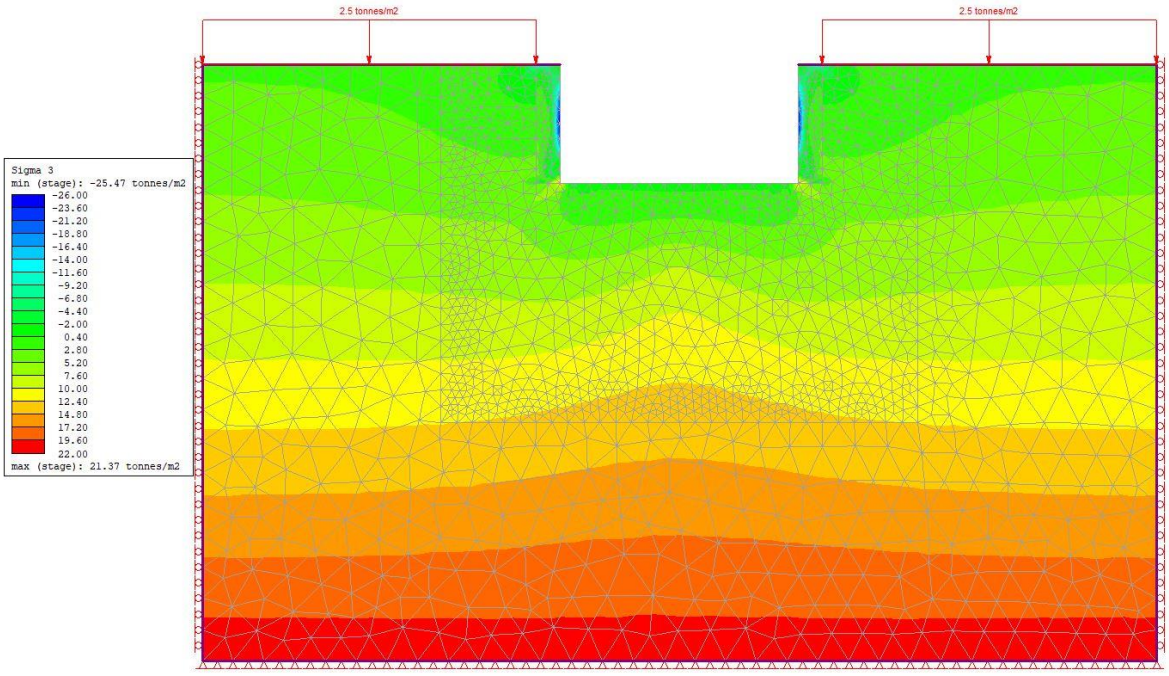


Figura 4-25 - Esfuerzos horizontales después de la excavación.

La Figura 4-25 muestra la distribución en el semiespacio de los esfuerzos horizontales inducidos por los pilotes y la excavación y se puede apreciar directamente que, a media altura aproximadamente de los pilotes se produce una concentración de esfuerzos horizontales lo que se explica por la acción de las sobre cargas distribuidas a los lados de la excavación que combinadas con la distribución teórica de esfuerzos (triangular) da una resultante que actúa más arriba de un tercio de la altura. Esta concentración de esfuerzos si se verifican valores no corresponde ni a un empuje activo (superponiendo el efecto del suelo y de la sobrecarga) ni a un empuje en reposo pues se desarrollan desplazamientos horizontales. Esta diferencia se debe a la redistribución que se produce en el suelo al realizar un análisis en un cuerpo que puede sufrir deformaciones inducidas por los esfuerzos y no como en el caso analítico tradicional considerando un cuerpo rígido.

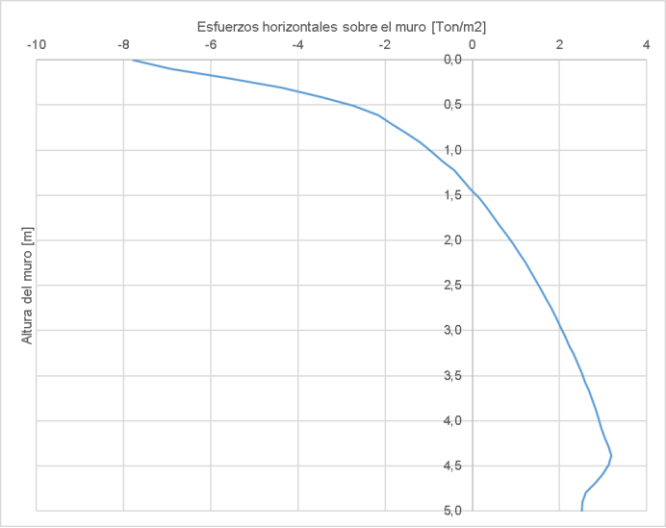


Figura 4-26 - Esfuerzos horizontales sobre el muro [Ton/m2].

Los esfuerzos aplicados a los pilotes por el empuje de los suelos no generan una flexión riesgosa para los pilotes pues está compuesta por valores de tracción hasta una profundidad de 1,5 [m] y de ahí para abajo por empujes en compresión (ver Figura 4-26). La parte del suelo traccionada actúa en realidad como una sobrecarga adicional y modifica la distribución de empujes y en consecuencia el momento de vuelco desarrollado por estas fuerzas.

En consecuencia, el muro a pesar de ser tan esbelto (comparado con un muro de gravedad) presenta, frente a las tablestacas metálicas una ventaja económica importante además de no producir, durante su construcción vibraciones molestas para el vecindario ni ruidos excesivos.

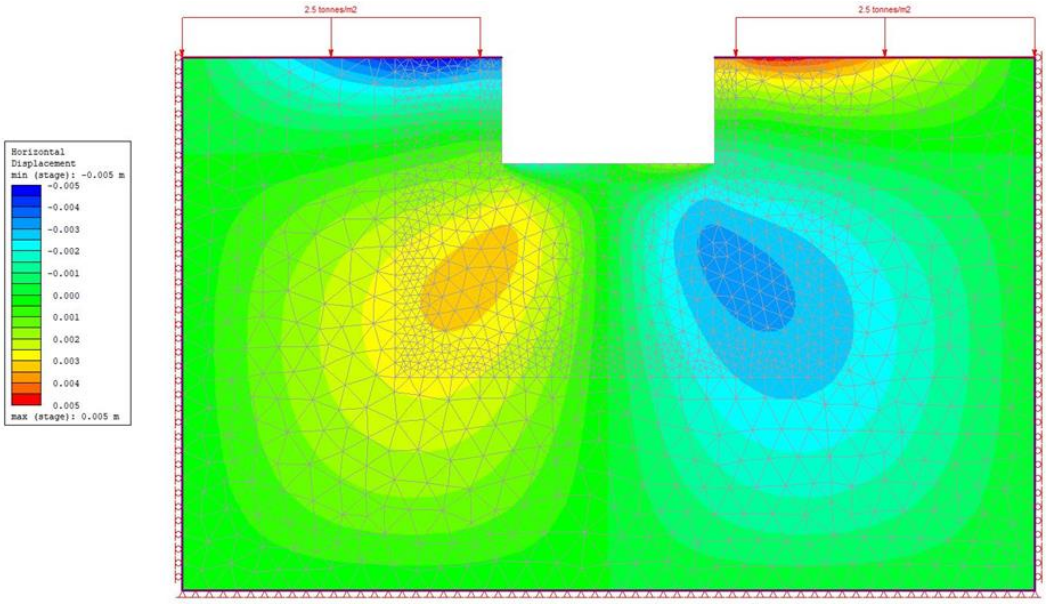


Figura 4-27 - Desplazamientos horizontales después de la excavación: (Factor de amplificación 10).

La Figura 4-27 muestra los resultados de la interpretación realizada a los valores obtenidos en el programa RS2 para este ejemplo y se puede apreciar que a pesar de haber aplicado un factor de amplificación de 10 no se aprecian en la figura las deformaciones horizontales o desplazamientos del pilote en otras palabras. Entonces, se puede concluir a priori que los empujes no son tan altos como indican los métodos analíticos y permiten utilizar estructuras más esbeltas como elementos de contención de excavaciones de profundidad reducida, en este caso 5.00 [m].

Este comportamiento se puede apreciar mejor en el gráfico adjunto (ver Figura 4-28) donde se aprecia directamente la magnitud de los desplazamientos horizontales del pilote. Este grafico muestra un desplazamiento hacia la excavación de tan solo 4 [mm] de la cabeza del pilote y otro desplazamiento en sentido opuesto de 1.5 [mm] de la base del mismo. En otras palabras los desplazamientos muestran la tendencia del muro a voltearse hacia adentro de la excavación pero con valores tan pequeños esta posibilidad es nula y se puede concluir que el muro se mantendrá casi vertical. También se aprecia en la Figura 4-28 que a aproximadamente 3.50 [m] de profundidad se presenta el punto de inflexión del pilote, en otras palabras, existe una ligera flexión del elementos estructural pero traduciéndola a esfuerzos internos, no representa un riesgo elevado pues la rigidez del pilote es importante frente a estas deformaciones que comparadas con la altura del pilote equivalen a 0.004/5.00=0.0008 o 0.008% en el caso de la cabeza del pilote, deformación unitaria casi despreciable y en la base a 0.0015/5.00= 0.0003 o 0.003% también muy pequeña.

Como se puede ver, los resultados obtenidos muestran o mejor dicho demuestran que el uso de pilotes de JG de 0.90 [m] de diámetro y 5.00 [m] de largo son tan efectivos como entibación para arenas como las de Viña del Mar como las tablestacas de madera o de acero pero con la diferencia de que no implican inconvenientes como los mencionados anteriormente y pueden ser incorporados al sistema estructural del edificio.

A continuación se grafican los desplazamientos horizontales a lo largo del muro:

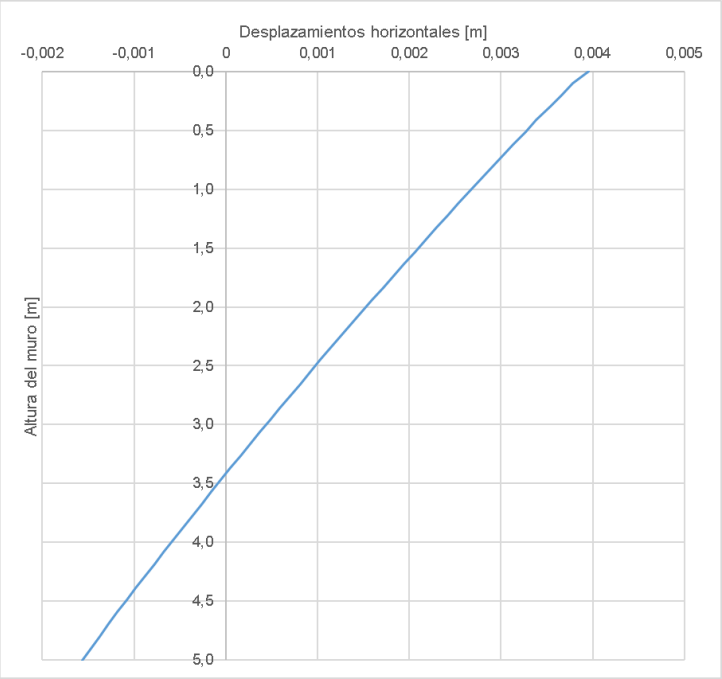


Figura 4-28 - Desplazamientos horizontales a lo largo del muro

El desplazamiento máximo horizontal es $\Delta_{h\,max} = 0{,}004\ [m]$. La relación $\Delta_{h\,max}/H = 0{,}0008$ es menor a 0.001 entonces el muro se encuentra en un estado entre el estado activo y el estado en reposo ya que se trata de arenas sueltas, para el estado en reposo esta relación es igual a cero. Ver Figura 4-2.

4.9.4 Base de la excavación

Para completar la interpretación de los resultados obtenidos en los análisis con el programa RS2 se han extraído valores que permiten determinar mejor las bondades de los pilotes de JG como elementos de entibación, dichos valores se presentan graficados a continuación con sus respectivos comentarios.

4.9.4.1 Esfuerzos verticales en la base de la excavación

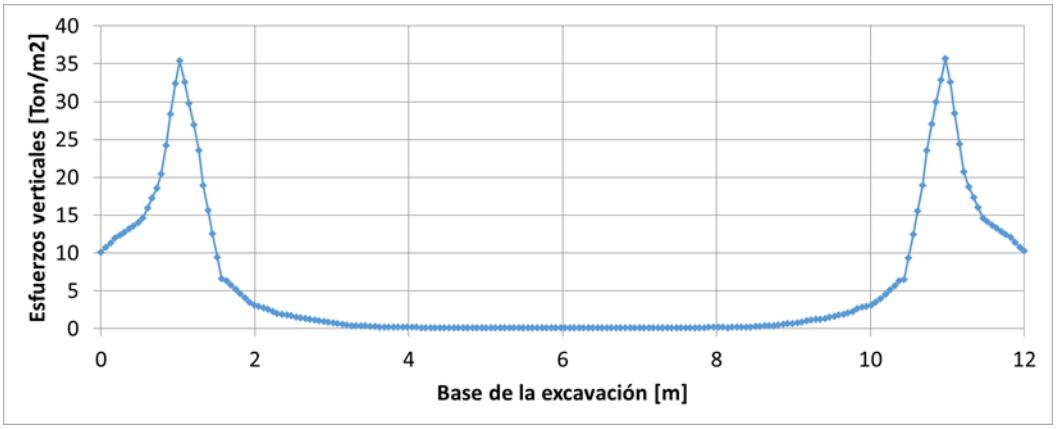


Figura 4-29- Esfuerzos verticales en el fondo de la excavación.

Examinando la Figura 4-29 de la página anterior se puede decir que esta curva ratifica lo expuesto anteriormente de que los esfuerzos en el fondo de la excavación se reducen a valores mínimos sin alcanzar valores de tracción (negativos) que podría inducir una falla por corte en dicho sector al generar una rotación absoluta de los planos principales de esfuerzos. Como se puede observar en la figura, los valores de los esfuerzos verticales (esfuerzos principales mayores) no llegan ni siquiera a ser iguales a cero, lo cual implica que para excavaciones similares en lugares bajo las mismas condiciones se podría realizar este trabajo sin alcanzar condiciones críticas como se producen a menudo en excavaciones profundas.

De la Figura 4-29 se extrae también que en el borde interior de los pilotes (hacia la excavación) se produce una concentración de esfuerzos verticales (*peak* de la curva) que no alcanza a superar la capacidad de soporte última de los suelos. Si se observa la forma de la curva la distribución de esfuerzos debajo de cada pipote será de tipo trapezoidal lo que indica que la resultante de fuerzas en la base del pilote está dentro del tercio central

4.9.4.2 Esfuerzos desviadores en la base de la excavación

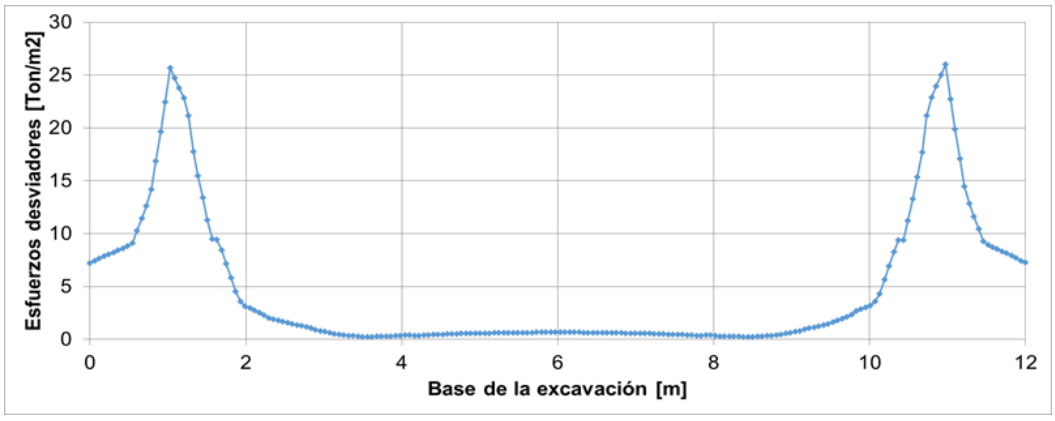


Figura 4-30 - Esfuerzos desviadores en el fondo de la excavación.

Los esfuerzos desviadores que permiten estimar el valor del esfuerzo de corte máximo de los suelos muestran con su variación en la Figura 4-30 que no superan la resistencia al corte de los suelos aún

debajo de los pilotes donde se observa un *peak* muy cerca del borde del pilote hacia el interior de la excavación. Este comportamiento se explica por el cambio impuesto por la excavación a los esfuerzos principales en dicho sector donde, generalmente, se desarrollan zonas de plastificación que pueden llevar a una falla profunda del sistema, es decir, una falla similar a la de un talud desarrollando una superficie de falla hacia el exterior de la excavación, hecho que no se observa en los resultados de los análisis mediante el método de los elementos finitos (RS2).

Entonces se puede decir también que este tipo de entibación no es proclive de inducir problemas de inestabilidad potencial para las calles y vías de circulación vecinas.

4.9.4.3 Deformación vertical en el centro de la excavación

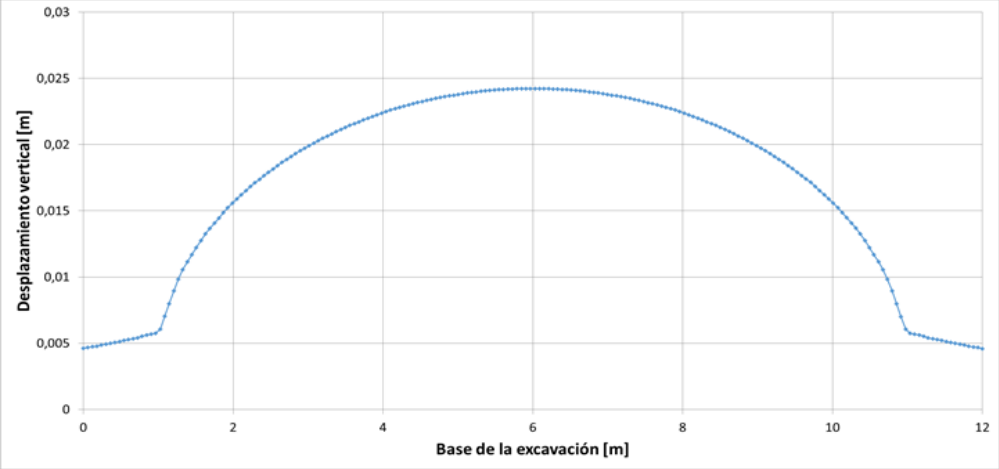


Figura 4-31 - Deformación vertical en el centro de la excavación.

La curva de la Figura 4-31 muestra la deformación máxima en el centro de la excavación que alcanza un valor de 0,024 [m] que comparada con el bulbo de presiones de la excavación (con una profundidad de dos veces el ancho de la misma) da una deformación unitaria de cerca del 1%. Si se considera una curva carga-deformación de un suelo arenoso como el de Viña del Mar obtenida mediante un ensayo triaxial drenado o no drenado se puede decir entonces que este valor de deformación está en un sector de la curva donde el comportamiento del suelo es casi lineal. Entonces sin cometer un error imperdonable se puede decir que, en este caso, el suelo estaría trabajando bajo un régimen de esfuerzos comprendido dentro de la elasticidad. En otras palabras, las deformaciones serían recuperables y no existiría ninguna probabilidad de que se produjeran deformaciones permanentes por efecto de la excavación.

CAPÍTULO V

5 Conclusiones

5.1 Conclusiones

El presente trabajo ha tenido como objeto mostrar las bondades de un sistema de entibación en el cual para alturas de hasta 5 [m] es suficiente un pilote de Jet Grouting de 90 [cm] de diámetro sin ficha lo que representa una gran ventaja pues no exige contar con elementos de entibación de longitudes mayores. La duda sobre este sistema radicaba en el hecho de que un elemento con esa esbeltez podía fallar por vuelco o por deslizamiento. Lo que llevó, durante el desarrollo de este trabajo de título, a realizar el análisis de estabilidad de estos elementos utilizando los métodos convencionales (analíticos: Rankine, M-O) y un método moderno basado en los elementos finitos y utilizando una ley constitutiva para las arenas del tipo elastoplástico asumiendo para estos materiales un criterio de falla en base a la teoría de Mohr-Coulomb.

5.1.1 Métodos convencionales

Los análisis mediante métodos convencionales llevan a los Factores de Seguridad FSVv y FSVd mostrados en el apartado 4.8.1 y 4.8.2.

Estos resultados llevan a las siguientes conclusiones:

1 Los pilotes de 90 [cm] y 5 [m] de largo en forma secante actúan como una pantalla estable incluso bajo solicitaciones sísmicas

2 Esta pantalla aun sin un sistema de anclajes se mantiene vertical ya que no falla ni al vuelco ni al deslizamiento.

3 La pantalla de pilotes secantes de Jet Grouting es más fácil de ejecutar que un sistema de entibación tradicional (Muro Berlinés, tablestaca). Además, este sistema no produce ruidos molestos ni vibraciones

4 Este sistema al tratarse de pilotes secantes no presenta ningún riesgo de inundación en caso de una lluvia. La pantalla es lo suficientemente impermeable como para proteger la excavación de las aguas de lluvia que escurrirán paralelamente por la pantalla hacia la napa freática debido a la permeabilidad elevada de las arenas.

5 En consecuencia se puede decir que este sistema de entibación presenta más ventajas que desventajas, ya que el costo de la lechada de cemento es inferior al de tablestacas metálicos o perfiles metálicos y entiba de madera.

6 Además una entibación con perfiles metálicos y madera exige un trabajo muy delicado que puede llevar a una falla si la entibación no se realiza lo suficientemente rápido.

5.1.2 Métodos numéricos

Al plantear este trabajo de título se buscó un método que permitiera determinar con una aproximación relativamente aceptable, las deformaciones, los esfuerzos y al mismo tiempo las etapas de construcción. Entre los diferentes paquetes disponibles en la escuela de Ingeniería Civil se encontró

el RS2 en su última versión (2019) que permite un análisis bidimensional (estado de deformaciones plano), de excavaciones para fundaciones y para túneles, así como para análisis de estabilidad de taludes para estructuras geológicas complejas, siendo su mayor ventaja poder modelas las etapas de construcción o las etapas de excavación. Con este programa (RS2) se modelo el problema de la entibación mediante pilotes de Jet Grouting considerando 3 etapas constructivas para simplificar el trabajo ya que se podía haber modelado considerando una excavación por capas de suelo. La única diferencia entre los resultados de un modelo y del otro es que el cálculo hubiera tomado más tiempo, la malla de elementos finitos hubiera sido más compleja y prácticamente se hubiera llegado al mismo resultado.

Los resultados obtenidos con el programa RS2 llevan a las siguientes conclusiones:

1 La modelación de los esfuerzos primarios es correcta ya que muestra un incremento de esfuerzos uniforme en función de la profundidad (ver Figura 4-22) debido a que el terreno que se consideró es horizontal.

2 La modelación de la perforación e inyección de lechada para formar el pilote de Jet Grouting es sencilla ya que se puede modelar sustituyendo el suelo por el solcreto, haciendo simplemente un cambio de propiedades en la zona inyectada. (Ver Figura 4-22)

3 Como se puede ver en la figura (ver Figura 4-22))antes mencionada la construcción de los pilotes de solcreto prácticamente no altera el sistema de esfuerzos primarios, excepto en la base de los pilotes donde se produce una ligera modificación de la distribución de esfuerzos verticales.

4 Realizada la excavación se presenta la situación más desfavorable para la pantalla que está sosteniendo las paredes verticales y para el fondo de la excavación propiamente tal.

5 Los resultados obtenidos mediante el programa RS2 (ver Figura 4-24) muestran que la distribución de esfuerzos verticales se modifica sustancialmente de dos maneras diferentes.: en la pantalla izquierda y derecha se aprecian concentraciones de esfuerzos de compresión en la cara externa de los pilotes (hacia el suelo) y en el borde inferior de los pilotes hacia la excavación, en cambio para el fondo de la excavación se desarrolla una zona de descompresión (descarga) que, en este caso no alcanza valores críticos de tracción en la masa de suelo.

6 Los resultados obtenidos mediante los elementos finitos muestran también (ver Figura 4-25) que el efecto de la sobre carga a los lados de la excavación genera una concentración de empujes o fuerzas horizontales en la parte media del pilote y no como en los análisis tradicionales en el tercio inferior del pilote, fenómeno que se debe a las siguientes causas

6.1 La parte superior del suelo hasta una profundidad del suelo aproximada de 1,5 metros sufre esfuerzos de tracción (ver Figura 4-26) y a partir de esas profundidades la distribución de esfuerzos es casi triangular lo que no concuerda con los métodos analíticos.

6.2 Los métodos analíticos cuando existe una zona traccionada (altura crítica en suelos cohesivos) considera la parte traccionada como sobrecarga generando una distribución uniforme que da lugar a un diagrama de empujes trapezoidal lo que no concuerda con lo determinado con el RS2 (que genera una distribución aproximadamente triangular).

6.3 Los métodos numéricos presentan esta distribución de esfuerzos considerando en un modelo elastoplástico superado el nivel elástico de deformación se produce una redistribución de deformaciones y de esfuerzos lo que no logran los métodos analíticos.

6.4 Finalmente este método numérico permite estimar en forma casi real las deformaciones horizontales a lo largo de del pilote (ver Figura 4-27 y Figura 4-28), muestran que este elemento elegido para este trabajo de título está trabajando bajo un estado de esfuerzos comprendido entre los empujes en reposo (geoestáticos) y los empujes activos.

6.5 Finalmente se puede decir que con este método de análisis y diseño se puede verificar simultáneamente no solo los empujes sino también la capacidad de soporte de la fundación de la pantalla.

5.1.3 Conclusiones especiales

Los resultados obtenidos llevan a concluir que:

1 El sistema de entibación para excavaciones de hasta 5 metros utilizando pilotes de Jet Grouting no solo es técnicamente viable sino posiblemente también económicamente.

2 Una pantalla de pilotes secantes como la considerada en este caso es impermeable (permeabilidad inferior a 10^{-5} [m/s] y protege a la excavación de una lluvia eventual.

3 Este tipo de entibación no está asociado a problemas complejos de combinación de empujes activos y pasivos como en el caso de tablestacas.

4 Un pilote de solcreto no modifica considerablemente la estructura del suelo a su alrededor (como lo hace una tablestaca al ser hincada o un perfil metálico al ser hincado).

5 Finalmente, este sistema de entibación no está asociado a un problema de estación de los elementos de contención al finalizar la construcción.

6 Además, este sistema de tablestaca podría ser incorporado en un edificio de baja altura podría ser incorporado al proyecto del sistema estructural del edificio.

5.2 Recomendaciones

Los resultados obtenidos y la experiencia ganada al revisar la literatura nacional e internacional sobre el uso de pilotes de Jet Grouting lleva al autor de este trabajo a proponer las siguientes recomendaciones:

1 Realizar investigaciones sobre el comportamiento de mezclas de suelos con lechada de cemento especialmente para suelos de grano fino donde se incluirán arenas que pasa la malla 60, limos y arcillas.

2 Intensificar el uso de los elementos en la geotecnia.

3 Realizar una investigación que permita determinar la factibilidad técnica de este sistema de entibación para profundidades mayores en suelos como los de Viña del Mar (preponderantemente arenosos) y suelos como de algunas regiones de la Araucanía donde predominan los depósitos de suelos de origen volcánico.

4 También podría ser interesante hacer investigaciones con alguna empresa que haga este tipo de proyectos en suelos como las de Santiago y en suelos con alto contenido de sales solubles como en el norte del país.

6 Bibliografía

[1] Croce P, Flora A, Modoni G, Jet Grouting – technology, design and control., 2014.

[2] Bauer, «Bauer.de,» [En línea]. Available: https://www.bauer.de/export/shared/documents/pdf/bst/print/905_029_2_Grouting_en.pdf.

[3] Keller, «Jet Grouting (Soilcrete®). An efficient and versatile method for soil treatment. Brochure 67-03.,» 2016.

[4] Yahiro, T and Yoshida, H., «Induction grouting method utilizing high-speed water jet,» *Proceedings of the 8th ICSMFE,* pp. 402-404, 1973.

[5] Atangana Njock, Pierre Guy & Chen, Jun & Modoni, Giuseppe & Arulrajah, Arul & Kim, Yong-Hyun., «A review of jet grouting practice and development. 11. 10.1007/s12517-018-3809-7,» *Arabian Journal of Geosciences,* pp. 11. 10.1007/s12517-018-3809-7, 2018.

[6] Pilotes Terratest, «Brochure Jet Grouting,» 2016.

[7] P. Ayarza y G. Vukotic, Control de parámetros de ejecución y de resultados. Campos de prueba- Experiencia en Chile, CEDEX, 2014.

[8] Aschieri, «Case history of a cut-off wall executed by jet grouting.,» de *8th Europ. Conf. Soil Meen. &. Found. Eng. Ses. 2,2. pp.1 21-12*, Helsinki, 1983.

[9] D. Correa, Jet Grouting para el mejoramiento de suelos, 2010.

[10] P. Lunardi, «Ground Improvement by means of jet grouting,» *Ground Improvement ISSMGE,* vol. 1, pp. 65-85, 1997.

[11] M. SHIBAZAKI y S. A. Ohta, «Underpinning of soil solidification utilizing super high pressure liquid jet,» *Int. Conf. Grouting in Geotech. Eng. ASCE,* pp. 680-693, 1982.

[12] Pilotes Terratest, «Campo de Prueba Jet Grouting en la grava de Santiago - FT-JG 01-rev.3,» 2016.

[13] Pilotes Terratest, «Pantalla impermeabilización de Jet Grouting, proyecto TADA, Codelco Andina, Pilotes Terratest».

[14] Japanese Jet Grouting Technology and Design Guideline.

[15] C. S. A. COVIL, «Jet grouting a review of some the operating parameters that form the basis of the jet grouting process.,» *Grouting in the ground. Intitution of Civil Engineers, Dr. A. L. Bell editor. Thomas Telford publishers,* nº 36, 1996.

[16] B. Das, Ingeniería de fundaciones, 2010.

[17] M. Xiao, Geotechnical Engineering Design, 2015.

[18] Rocscience, «introduction to modeling,» 2019. [En línea]. Available: https://www.rocscience.com/help/rs2/#t=tutorials%2F01_Introduction_to_Modeling.htm.

[19] Rocscience, «Rocscience On-Line Manual,» 2019. [En línea]. Available: https://www.rocscience.com/help/rs2.

[20] Vermeer, P. A., «Non-associated plasticity for soils, concrete and rock.,» Heron, 1984, p. 29.

[21] F. Kuncar, «Desarrollo de un código de elementos finitos para modelar la respuesta sísmica de suelo. Universidad Técnica Federico Santa María. Valparaíso, Chile.,» 2017.

[22] G.-I. O. A. Grouting committee, «JET GROUTING GUIDELINE,» 2009.

[23] «Execution of special geotechnical works - Jet Grouting, BS EN 12716:2001».

[24] I. Bustos, Aportes para una nueva zonificación geotécnica de Viña del Mar: Estimación del potencial de licuefacción en la cuenca del MargaMarga. Universidad Técnica Federico Santa María. Valparaíso, Chile, 2017.

[25] G. Toledo, Aportes Para Una Nueva Zonificación Geotécnica De Viña Del Mar: Estimación De La Amplificación Sísmica En La Cuenca Del Marga-Marga. Universidad Técnica Federico Santa María. Valparaíso, Chile..

[26] C. Mancilla, Respuesta Sísmica del Suelo en el Centro de Viña del Mar. Universidad Técnica Federico Santa María. Valparaíso, Chile., 2013.

[27] INN, NCh 433 y DS61 Diseno sísmico de edificios, 2011.

[28] Hynes-Griffin & Franklin, «Rationalizing the seismic coefficient method,» *US Army Corps of Engineers, Rep. Tec.,* pp. GL-84-13, 1984.

[29] Menard, «Menard.com,» [En línea]. Available: http://www.menard-asia.com/detailsol-79.

[30] Mathworks, «Matlab,» 2018.

[31] G. Modoni, P. Croce & L. Mongiovi, «Theoretical modelling of Jet Grouting,» *Géotechnique,* pp. 335-347, 2006.

[32] F. BIOSCA G. DE TEJADA, «Aplicaciones del jet grouting en la mejora de suelos.,» RODIO Cimentaciones Especiales, S.A.

[33] A. L. BELL, Jet grouting. Ground Improvement, 1993.

[34] D. Slizyte, «Evaluation of Gravity Retaining Walls from Jet Grouting Piles installed in Sands.,» *Procedia Engineering 57.,* vol. 57, pp. 1070-1077, 2013.

[35] INN, NCh 3206: Geotecnia - Excavaciones, entibaciones y socalzados - Requisitos, 2010.

ANEXOS

7 ANEXO A

7.1 Código MATLAB para la verificación al volcamiento.

A continuación se presente el código de MATLAB usado en la sección 4.8 para la verificación de la estabilidad al volcamiento.

7.1.1 FSv - Reposo

```
% FS VOLCAMIENTO >1
% Reposo
clc
clear
% SUELO
phi=26:2:36;
gammas=1.7;
% PILOTE JET GROUTING
gammajg=2.0; %densidad Ton/m3
r = 1*[0.4 0.5 0.7 0.9]; %radio matrix explicita
%EXCAVACION
H=5; %m
ka= 1-sind(phi)
sigma=gammas*H*ka;
N=1;
FSv1 = 6*pi*r(1,1).^2*gammajg./(sigma*H) + N*2*tand(phi)*r(1,1)/H;
FSv2 = 6*pi*r(1,2).^2*gammajg./(sigma*H) + N*2*tand(phi)*r(1,2)/H;
FSv3 = 6*pi*r(1,3).^2*gammajg./(sigma*H) + N*2*tand(phi)*r(1,3)/H;
FSv4 = 6*pi*r(1,4).^2*gammajg./(sigma*H) + N*2*tand(phi)*r(1,4)/H;
FSv = [FSv1 FSv2 FSv3 FSv4];
%PLOT CODE
% FS = 1
x=[25 37];
fs= [1 1];
fse= [1.5 1.5];
fss= [1.4 1.4];
%plot
plot(phi,FSv1,'B--O',phi,FSv2,'R--O',phi,FSv3,'M--O',phi,FSv4,'C--O',x,fs,'K-x',x,fse,'K-x',x,fss,'K-x')
axis([25 37 0 3])
xlabel(['Angulo de fricción °',char(966)])
ylabel(['FS_{volcamiento}'])
ytickformat('%.1f')
grid on
legend({'r1=0.4m','r2=0.5m','r3=0.7m','r4=0.9m','FS'},'Location','northwest')
legend('boxoff')
hold off
```

7.1.2 FSv - Rankine

```
% FS VOLCAMIENTO >1
% Rankine
clc
clear
% SUELO
phi=26:2:36;
gammas=1.7;
% PILOTE JET GROUTING
gammajg=2.0; %densidad Ton/m3
r = 1*[0.4 0.5 0.7 0.9]; %radio matrix explicita
%EXCAVACION
H=5; %m
ka= tand(45-phi/2).*tand(45-phi/2)
sigma=gammas*H*ka;
N=1;
FSv1 = 6*pi*r(1,1).^2*gammajg./(sigma*H) + N*2*tand(phi)*r(1,1)/H;
FSv2 = 6*pi*r(1,2).^2*gammajg./(sigma*H) + N*2*tand(phi)*r(1,2)/H;
FSv3 = 6*pi*r(1,3).^2*gammajg./(sigma*H) + N*2*tand(phi)*r(1,3)/H;
FSv4 = 6*pi*r(1,4).^2*gammajg./(sigma*H) + N*2*tand(phi)*r(1,4)/H;
FSv = [FSv1 FSv2 FSv3 FSv4];
%PLOT CODE
% FS = 1
x=[25 37];
fs= [1 1];
fse= [1.5 1.5];
fss= [1.4 1.4];
%plot
plot(phi,FSv1,'B--O',phi,FSv2,'R--O',phi,FSv3,'M--O',phi,FSv4,'C--O',x,fs,'K-x',x,fse,'K-x',x,fss,'K-x')
axis([25 37 0 3])
xlabel(['Angulo de fricción °',char(966)])
ylabel(['FS_{volcamiento}'])
ytickformat('%.1f')
grid on
legend({'r1=0.4m','r2=0.5m','r3=0.7m','r4=0.9m','FS'},'Location','northwest')
legend('boxoff')
hold off
```

7.1.3 FSv – M-O

```
% FS VOLCAMIENTO >1
% Reposo
clc
clear
% SUELO
phi=26:2:36;
gammas=1.7;
% PILOTE JET GROUTING
gammajg=2.0; %densidad Ton/m3
r = 1*[0.4 0.5 0.7 0.9]; %radio matrix explicita
```

```
%EXCAVACION
kv=0.1
d=2/3*phi
kmo=cosd(phi).^2 ./ (cosd(d).*( 1 + sqrt(sind(phi+d).*sind(phi)./cosd(d))).^2);
sigma=gammas*H*kmo*(1-kv);
N=1;
FSv1 = 6*pi*r(1,1).^2*gammajg./(sigma*H) + N*2*tand(phi)*r(1,1)/H;
FSv2 = 6*pi*r(1,2).^2*gammajg./(sigma*H) + N*2*tand(phi)*r(1,2)/H;
FSv3 = 6*pi*r(1,3).^2*gammajg./(sigma*H) + N*2*tand(phi)*r(1,3)/H;
FSv4 = 6*pi*r(1,4).^2*gammajg./(sigma*H) + N*2*tand(phi)*r(1,4)/H;
FSv = [FSv1 FSv2 FSv3 FSv4];
%PLOT CODE
% FS = 1
x=[25 37];
fs= [1 1];
fse= [1.5 1.5];
fss= [1.4 1.4];
%plot
plot(phi,FSv1,'B--O',phi,FSv2,'R--O',phi,FSv3,'M--O',phi,FSv4,'C--O',x,fs,'K-x',x,fse,'K-x',x,fss,'K-x')
axis([25 37 0 3])
xlabel(['Angulo de fricción °',char(966)])
ylabel(['FS_{volcamiento}'])
ytickformat('%.1f')
grid on
legend({'r1=0.4m','r2=0.5m','r3=0.7m','r4=0.9m','FS'},'Location','northwest')
legend('boxoff')
hold off
```

7.1.4 FSv – NCh 433

```
% FS VOLCAMIENTO >1
% Reposo
clc
clear
% SUELO
phi=26:2:36;
gammas=1.7;
% PILOTE JET GROUTING
gammajg=2.0; %densidad Ton/m3
r = 1*[0.4 0.5 0.7 0.9]; %radio matrix explicita
%EXCAVACION
H=5; %m
sigma=2.9
N=1;
FSv1 = 6*pi*r(1,1).^2*gammajg./(sigma*H) + N*2*tand(phi)*r(1,1)/H;
FSv2 = 6*pi*r(1,2).^2*gammajg./(sigma*H) + N*2*tand(phi)*r(1,2)/H;
FSv3 = 6*pi*r(1,3).^2*gammajg./(sigma*H) + N*2*tand(phi)*r(1,3)/H;
FSv4 = 6*pi*r(1,4).^2*gammajg./(sigma*H) + N*2*tand(phi)*r(1,4)/H;
FSv = [FSv1 FSv2 FSv3 FSv4];
%PLOT CODE
% FS = 1
x=[25 37];
```

```
fs= [1 1];
fse= [1.5 1.5];
fss= [1.4 1.4];
%plot
plot(phi,FSv1,'B--O',phi,FSv2,'R--O',phi,FSv3,'M--O',phi,FSv4,'C--O',x,fs,'K-x',x,fse,'K-x',x,fss,'K-x')
axis([25 37 0 3])
xlabel(['Angulo de fricción °',char(966)])
ylabel(['FS_{volcamiento}'])
ytickformat('%.1f')
grid on
legend({'r1=0.4m','r2=0.5m','r3=0.7m','r4=0.9m','FS'},'Location','northwest')
legend('boxoff')
hold off
```

7.2 Código MATLAB para la verificación al deslizamiento.

A continuación se presente el código de MATLAB usado en la sección 4.8 para la verificación de la estabilidad al deslizamiento.

7.2.1 FSd - Reposo

```
% FS DESLIZAMIENTO >1
% Reposo
clc
clear
% SUELO
phi=26:2:36;
gammas=1.7;
% PILOTE JET GROUTING
gammajg=2.0; %densidad Ton/m3
r = 1*[0.4 0.5 0.7 0.9]; %radio matrix explicita
%EXCAVACION
H=5; %m
ka= 1-sind(phi)
sigma=gammas*H*ka;
N=1;
% FS1 = 6*pi*r1^2*gammajg./(sigma1*H1) + 2*tand(phi)*r1/H1
FSd1 = tand(phi)*gammajg./(sigma*r(1,1).^2) + tand(phi).^2
FSd2 = tand(phi)*gammajg./(sigma*r(1,2).^2) + tand(phi).^2
FSd3 = tand(phi)*gammajg./(sigma*r(1,3).^2) + tand(phi).^2
FSd4 = tand(phi)*gammajg./(sigma*r(1,4).^2) + tand(phi).^2
FS = [FSd1 FSd2 FSd3 FSd4];
FS;
%PLOT CODE
x=[25 37];
fs= [1 1];
fse= [1.5 1.5];
fss= [1.3 1.3];
plot(phi,FSd1,'B--O',phi,FSd2,'R--O',phi,FSd3,'M--O',phi,FSd4,'C--O',x,fs,'K-x',x,fse,'K-x',x,fss,'K-x')
xlabel(['Angulo de fricción °',char(966)])
ylabel(['FS_{deslizamiento}'])
ytickformat('%.1f')
```

```
grid on
legend({'r1=0.4m','r2=0.5m','r3=0.7m','r4=0.9m','FS'},'Location','northwest')
legend('boxoff')
hold off
```

7.2.2 FSd – Rankine

```
% FS DESLIZAMIENTO >1
% RANKINE
clc
clear
% SUELO
phi=26:2:36;
gammas=17;
% PILOTE JET GROUTING
gammajg=20; %densidad  Ton/m3
r = [0.4 0.5 0.7 0.9]; %radio matrix explicita
%without water table  Hw=/0
%EXCAVACION
H=5; %m
ka= tand(45-phi/2).*tand(45-phi/2)
sigma=gammas*H*ka;
N=1;
% FS1 = 6*pi*r1^2*gammajg./(sigma1*H1) + 2*tand(phi)*r1/H1
FSd1 = tand(phi)*gammajg./(sigma*r(1,1).^2) + tand(phi).^2
FSd2 = tand(phi)*gammajg./(sigma*r(1,2).^2) + tand(phi).^2
FSd3 = tand(phi)*gammajg./(sigma*r(1,3).^2) + tand(phi).^2
FSd4 = tand(phi)*gammajg./(sigma*r(1,4).^2) + tand(phi).^2
FS = [FSd1 FSd2 FSd3 FSd4];
FS;
%PLOT CODE
x=[25 37];
fs= [1 1];
fse= [1.5 1.5];
fss= [1.3 1.3];
plot(phi,FSd1,'B--O',phi,FSd2,'R--O',phi,FSd3,'M--O',phi,FSd4,'C--O',x,fs,'K-x',x,fse,'K-x',x,fss,'K-x')
xlabel(['Angulo de fricción °',char(966)])
ylabel(['FS_{deslizamiento}'])
ytickformat('%.1f')
grid on
legend({'r1=0.4m','r2=0.5m','r3=0.7m','r4=0.9m','FS'},'Location','northwest')
legend('boxoff')
hold off
```

7.2.3 FSd – M-O

```
% FS DESLIZAMIENTO >1
% MO
clc
clear
% SUELO
```

```
phi=26:2:36;
gammas=1.7;
% PILOTE JET GROUTING
gammajg=2.0; %densidad Ton/m3
r = 1*[0.4 0.5 0.7 0.9]; %radio matrix explicita
H=5; %m
kv=0.1
d=2/3*phi
kmo=cosd(phi).^2 ./ (cosd(d).*( 1 + sqrt(sind(phi+d).*sind(phi)./cosd(d))).^2);
sigma=gammas*H*kmo*(1-kv);
N=1
FSd1 = tand(phi)*gammajg./(sigma*r(1,1).^2) + tand(phi).^2
FSd2 = tand(phi)*gammajg./(sigma*r(1,2).^2) + tand(phi).^2
FSd3 = tand(phi)*gammajg./(sigma*r(1,3).^2) + tand(phi).^2
FSd4 = tand(phi)*gammajg./(sigma*r(1,4).^2) + tand(phi).^2
FS = [FSd1 FSd2 FSd3 FSd4];
FS;
x=[25 37];
fs= [1 1];
fse= [1.5 1.5];
fss= [1.3 1.3];
plot(phi,FSd1,'B--O',phi,FSd2,'R--O',phi,FSd3,'M--O',phi,FSd4,'C--O',x,fs,'K-x',x,fse,'K-x',x,fss,'K-x')
% title('FS_{deslizamiento} para H_{excav}=3m y a=2r')
xlabel(['Angulo de fricción °',char(966)])
ylabel(['FS_{deslizamiento}'])
ytickformat('%.1f')
grid on
legend({'r1=0.4m','r2=0.5m','r3=0.7m','r4=0.9m','FS'},'Location','northwest')
legend('boxoff')
hold off
```

7.2.4 FSd – NCh 433

```
% FS DESLIZAMIENTO >1
% Nch 433
clc
clear
% SUELO
phi=26:2:36;
gammas=1.7;
% PILOTE JET GROUTING
gammajg=2.0; %densidad Ton/m3
r = 1*[0.4 0.5 0.7 0.9]; %radio matrix explicita
%EXCAVACION
H=5; %m
sigma=2.9
N=1;
% FS1 = 6*pi*r1^2*gammajg./(sigma1*H1) + 2*tand(phi)*r1/H1
FSd1 = tand(phi)*gammajg./(sigma*r(1,1).^2) + tand(phi).^2
FSd2 = tand(phi)*gammajg./(sigma*r(1,2).^2) + tand(phi).^2
FSd3 = tand(phi)*gammajg./(sigma*r(1,3).^2) + tand(phi).^2
FSd4 = tand(phi)*gammajg./(sigma*r(1,4).^2) + tand(phi).^2
```

```
FS = [FSd1 FSd2 FSd3 FSd4];
FS;
%PLOT CODE
x=[25 37];
fs= [1 1];
fse= [1.5 1.5];
fss= [1.3 1.3];
plot(phi,FSd1,'B--O',phi,FSd2,'R--O',phi,FSd3,'M--O',phi,FSd4,'C--O',x,fs,'K-x',x,fse,'K-x',x,fss,'K-x')
% title('FS_{deslizamiento} para H_{excav}=3m y a=2r')
xlabel(['Angulo de fricción °',char(966)])
ylabel(['FS_{deslizamiento}'])
ytickformat('%.1f')
grid on
legend({'r1=0.4m','r2=0.5m','r3=0.7m','r4=0.9m','FS'},'Location','northwest')
legend('boxoff')
hold off
```